

**YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

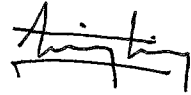
**KOMPOZİT DÖŞEME VE KİRİŞLERİN HESABI
VE
KOMPOZİT KİRİŞLERİN STABİLİTE PROBLEMLERİ**

İnş. Müh. İlker DURMUŞOĞLU

**F.B.E İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yapı Programında
Hazırlanan**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Tez Danışmanı : Prof. A Zafer ÖZTÜRK



Üye : Doç. Dr. Mustafa ZORBOZAN

17/02/05

Üye : Doç. Dr. Cavidan YORGUN



İSTANBUL, 2005

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
SİMGE LİSTESİ	v
KISALTMA LİSTESİ.....	ix
ŞEKİL LİSTESİ	x
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xiii
ÖNSÖZ.....	xiv
ÖZET.....	xv
ABSTRACT	xvi
1. GİRİŞ.....	1
2. KOMPOZİT DÖŞEMELER	2
2.1 Konstrüktif Kurallar	3
2.2 Kompozit Döşemeyi Oluşturan Elemanlar.....	5
2.2.1 Katlanmış Çelik Sac	5
2.2.2 Beton.....	7
2.2.3 Donatı Çeliği	7
2.3 Enkesit Tasarımında Genel Kabuller.....	9
2.3.1 Taşıma Sınır Durumu	9
2.3.2 Kullanma Sınır Durumu	9
2.4 İnşaat Sürecinde Davranış	10
2.4.1 Soğukta Şekil Verilmiş İnce Cidarlı Çelik Elemanların hesabı	10
2.4.1.1 İnce Cidarlı Basınç Elemanlarında Elastik Yerel Burkulma	10
2.4.1.2 Yerel Burkulma Ötesi Yük Taşıma Kapasitesi Ve Etkin Genişlik Kavramı.....	12
2.4.1.3 Ara Rijitleştiriciler.....	14
2.4.1.4 TS11372 (1994)'e Göre İnce Cidarlı Elemanların Hesap Kuralları.....	15
2.4.2 İnşaat Sürecinde Yükler	20
2.4.3 Taşıma Sınır Durumu	21
2.4.3.1 Sac Atalet Momentinin Hesaplanması:	22
2.4.3.2 Etkin Genişlikten Dolayı Ağırlık Merkezinin Yer Değiştirmesi:.....	22
2.4.3.3 Etkin Genişlik Dikkate Alınarak Sac Atalet Momenti Hesabı:.....	22
2.4.3.4 Gerilme Tahkikleri:	23
2.4.4 Kullanma Sınır Durumu	23
2.5 Kompozit Çalışma Sürecinde Davranış.....	24
2.5.1 Kompozit Çalışma Sürecinde Yükler	27
2.5.2 Kompozit Çalışma Sürecinde Tasarım	27
2.5.3 Etkili Döşeme Genişliği	29
2.5.4 Taşıma Sınır Durumu	31
2.5.4.1 Eğilme Dayanımı Ve Kontrolü.....	31

2.5.4.2	Kesme Kuvveti Dayanımı Ve Kontrolü	43
2.5.4.3	Boyuna Kayma Dayanımı Ve Kontrolü	46
2.5.5	Kullanma Sınır Durumu	54
2.5.5.1	Betonun Çatlaması:	54
2.5.5.2	Uç Kayması	54
2.5.5.3	Titreşim.....	54
2.5.5.4	Sehim.....	55
3.	KOMPOZİT KİRİŞLER	67
3.1	Kompozit Kirişlerin Taşıma Kapasitesi	68
3.1.1	Çalışan Tabla Genişliğinin Hesaplanması.....	70
3.1.2	Kesme Kuvvetinin Eğilme Momenti Taşıma Kapasitesine Etkisi	70
3.1.2.1	Plastik Kesme Kuvveti	70
3.1.3	Pozitif Momentler Bölgesinde Hesap.....	71
3.1.3.1	Tarafsız eksenin yerinin belirlenmesinde başlangıç hesapları	71
3.1.3.2	Tarafsız Eksenin Beton Başlıktan Geçmesi Durumu	73
3.1.3.3	Tarafsız Eksenin Çelik Kiriş Üst Başlığından Geçmesi Durumu	74
3.1.3.4	Tarafsız Eksenin Çelik Kiriş Gövdesinden Geçmesi Durumu.....	76
3.1.4	Negatif Momentler Bölgesinde Hesap	78
3.1.5	Eğilme Momenti ile Kesme Kuvveti Arasında Karşılıklı Etki.....	80
3.2	Şekil Değiştirmeler	80
3.3	Kayma Birleşimleri	84
3.3.1	Kayma Elemanlarının taşıma kapasiteleri	87
3.3.2	Kama Sayısının Hesabı ve Dağıtılması	91
4.	KOMPOZİT KİRİŞLERİN STABİLİTE PROBLEMLERİ	93
4.1	Yerel Burkulma	93
4.1.1	Berkitmesiz Gövdenin Elastik Yerel Burkulması (Buruşması).....	94
4.1.2	Berkitmeli Gövdenin Elastik Yerel Burkulması (Buruşması).....	98
4.1.3	Boyuna Berkitmelerin Burkulması.....	102
4.1.4	Kesme ve Eğilmenin İlişkisi.....	105
4.1.5	Deneylerin Yapılışı.....	108
4.1.6	Berkitmesiz Kesitler	109
4.1.7	Berkitmeli Kesitli Kirişlerin Plastik Tasarımı	109
4.2	Çarpılma Burkulması.....	110
4.2.1	σ_{el} , M_{el} ve ω_{el} nin Hesaplanması İçin İşlemler	120
5.	SAYISAL ÖRNEKLER.....	121
5.1	Örnek 1	121
5.1.1	Malzeme Özelliklerinin Hesaplanması.....	122
5.1.2	Katlanmış Saca Ait Geometrik Özelliklerin Kontrolü	122
5.1.3	Yüklerin Belirlenmesi	123
5.1.4	İnşaat Sürecinde Hesap.....	124
5.1.5	Kompozit Çalışma Sürecinde Hesap	129
5.2	Örnek 2	142
5.2.1	Malzeme Özelliklerinin Hesaplanması.....	142
5.2.2	Çalışan Tabla Genişliğinin Hesaplanması.....	143
5.2.3	Yüklerin Belirlenmesi	143
5.2.4	Ağırlıklı Yüke Göre Kesit Tesirlerinin Hesaplanması	143
5.2.5	Kesme Kuvveti – Eğilme Momenti Etkileşimi	145

5.2.6	Pozitif Momentler Bölgesinde Eğilme Hesabı	146
5.2.7	Negatif Momentler Bölgesinde Eğilme Hesabı.....	147
5.2.8	Kompozit Döşeme Ağırlık Merkezinin ve Atalet Momentinin Hesaplanması ...	148
5.2.9	Kompozit Kirişin Ağırlık Merkezinin Ve Atalet Momentinin Hesaplanması	150
5.2.10	Kayma Elemanlarının Hesabı.....	151
5.3	Örnek 3	153
5.3.1	Yükler ve kesit tesirleri	153
5.3.2	Gerilme Tahkikleri	154
5.3.3	Ekonomiklik Karşılaştırması	156
5.4	Örnek 4	157
5.4.1	Kompozit Çalışma Durumunda I 240 İçin Hesap	157
5.4.1.1	Çalışan Tabla Genişliğinin Hesaplanması.....	157
5.4.1.2	Yüklerin Belirlenmesi	157
5.4.1.3	Ağırlıklı Yüke Göre Kesit Tesirlerinin Hesaplanması	158
5.4.1.4	Kesme Kuvveti – Eğilme Momenti Etkileşimi	158
5.4.1.5	Pozitif Momentler Bölgesinde Eğilme Hesabı	159
5.4.2	Kompozit Çalışma Olmaması Durumunda I 320 İçin Hesap	160
5.4.2.1	Yüklerin Belirlenmesi	160
5.4.2.2	Ağırlıklı Olmayan Yüke Göre Kesit Tesirlerinin Hesaplanması	160
5.4.2.3	Gerilme Tahkikleri	161
5.4.3	Ekonomik Karşılaştırma.....	161
6.	SONUÇLAR.....	162
	KAYNAKLAR.....	163
	ÖZGEÇMİŞ.....	164

SİMGE LİSTESİ

a	Plak boyu
a_s	Saplamanın merkezinden sac kenarına uzaklık
a_b	Berkitme levhasının çelik kiriş alt başlığına uzaklığı
A_a	Çelik kiriş enkesit alanı
A_{ap}	Çelik sacın birim genişlikte toplam alanı
$A_{ap}^{(-)}$	Basınca çalışan çelik sac alanı
$A_{ap}^{(+)}$	Çekmeye çalışan çelik sac alanı
A_{esd}	Eşdeğer çelik kesit alanı
$A_{a,red}$	Azaltılmış çelik kiriş alanı
A_s	Çelik hasırın birim genişlikte toplam alanı
b	Katlanmış sac başlık genişliği
b_{dos}	Kompozit döşeme genişliği
b_e	Plak etkin genişliği
b_{eff}	Çalışan tabla genişliği
b_f	Çelik kiriş başlık genişliği
b_0	Plak başlığı düz kısım genişliği
b'_0	Tek ara rijitleştiricili plakta, kenar mesnet ile rijitleştirme elemanı arasında kalan düz kısım genişliği
b'_e	Tek ara rijitleştiricili plakta, kenar mesnet ile rijitleştirme elemanı arasında kalan düz kısım etkin genişliği
b'_{0i}	Sık ara rijitleştiricili plakta, i. bölgedeki düz kısım genişliği
b'_{ei}	Sık ara rijitleştiricili plakta, i. bölgedeki düz kısım etkin genişliği
b_m	Etkili döşeme genişliği
b_{mod}	Modül genişliği
b_p	Tekil yük genişliği
b_{ort}	Oluklar içinde kalan betonun basınca çalışan kısmının ortalama genişliği
b_c	Birim genişlikte içi beton dolu olukların toplam ortalama genişliği
b_{esd}	Eşdeğer çelik kesit genişliği
b_ω	Çelik kiriş gövde yüksekliği
b_s	Berkitme levhası genişliği
$b_{s,ap}$	Bir katlanmış sac oluşunun ortalama genişliği
c	Atalet momenti hesabında kullanılan artık parça genişliği
C_d	Göz önüne alınan tasarım etkisi için izin verilen en büyük yer değiştirme, dönme veya çatlak genişliği
C_p	Kritik çevre
d	Dolu plak döşeme kalınlığı
d_a	Katlanmış çelik sac oluk derinliği
d_0	Çelik sac üstündeki beton döşeme kalınlığı
d_{d0}	Kayma bağlantısı elemanı kaynak çemberinin çapı
d_s	Çelik sac etkili alanı tarafsız ekseninin döşeme üstüne uzaklığı
d_t	Kompozit döşeme toplam beton kalınlığı
d_{kap}	Beton üstündeki kaplama kalınlığı
$d_g^{(-)}$	Çelik sacın basınca çalışan gövde kısmı uzunluğu
$d_g^{(+)}$	Çelik sacın çekmeye çalışan gövde kısmı uzunluğu
D	Plak rijitliği
D_b	Beton kesitin taşıyabileceği en büyük basınç kuvveti
D_f	Kiriş üst başlığının basınca çalışan kısmının karşılayabileceği basınç kuvveti
D_s	Kiriş gövdesinin basınca çalışan kısmının karşılayabileceği basınç kuvveti

$D_{s,max}$	Kayma elemanının karşılayabileceği en büyük kuvvet
D_{max}	Betonun içindeki agreganın maksimum dane çapı
e	Etkili çelik sac alanının tarafsız ekseninin çelik sac alt kenarına uzaklığı
e_p	Etkili çelik sac alanının plastik tarafsız ekseninin sac alt kenarına uzaklığı
E_c	Betonun elastisite modülü
E_{cm}	Kısa süreli yük etkisi altında betonun elastisite modülü
E'_c	Uzun süreli yük etkisi altında betonun elastisite modülü
E_s	Donatı çeliğinin elastisite modülü
E_d	Tasarım etkisine karşı gelen en büyük yer değiştirme, dönme veya çatlak genişliği
f_{ck}	Betonun 28 günlük karakteristik silindir basınç dayanımı
f_{cd}	Betonun 28 günlük hesap silindir basınç dayanımı
f_{ctk}	Betonun karakteristik çekme dayanımı
f_{cm}	Betonun ortalama basınç dayanımı
f_{yk}	Donatının karakteristik akma dayanımı
$f_{yk,a}$	Çelik kiriş karakteristik akma gerilmesi
$f_{yk,ap}$	Çelik sac karakteristik akma gerilmesi
$f_{yk,s}$	Çelik hasır donatısı karakteristik akma gerilmesi
$f_{yd,s}$	Çelik hasır donatısı hesap akma gerilmesi
$f_{yd,a}$	Çelik kiriş hesap akma gerilmesi
$f_{yd,ap}$	Çelik sac hesap akma gerilmesi
f_{su}	Donatının karakteristik kopma dayanımı
f_{lim}	İzin verilebilir sehim miktarı
f_{max}	Çelik sacın, kendi ağırlığı ve ıslak beton ağırlığı altında yaptığı sehim
h_t	Toplam döşeme derinliği
h_c	Çelik sac üzerindeki beton derinliği
h_{esd}	Eşdeğer çelik kesit yüksekliği
h_g	Çelik kiriş gövde yüksekliği
h_a	Çelik kiriş yüksekliği
$\bar{h}$	Çelik hasırın karşılayabileceği en büyük çekme kuvvetini dengeleyecek çelik kiriş gövdesi uzunluğu
I_{cx}	x – x eksenine göre beton atalet momenti
I_{cy}	y – y eksenine göre beton atalet momenti
I_r	Kendi ağırlık merkezinden geçen ve düzlem şekilli basınç elemanının düzlemine paralel eksene göre, ara rijitleştiricilerin atalet momenti
I_{ap}	Katlanmış çelik sac atalet momenti
I_e	Katlanmış çelik sac etkin atalet momenti
I_{vc}	Çatlamış kesit atalet momenti
k_{st}	Berkitme burkulma katsayısı
ℓ_x	Kirişler arası aks aralığı
ℓ	Kiriş açıklığı
L	Döşeme açıklığı
L'	Geçici ara mesnetler arası mesafe
L_p	Tekil Yükün en yakın mesnede uzaklığı
L_s	Kayma açıklığı
m_s	Çalışan tabla genişliğine isabet eden tam modül sayısı
M_{el}	Çarpılma burkulmasında moment
M_{pl}	Tasarım plastik eğilme dayanımı
$M_{p,Rd}$	Etkili çelik sac enkesitinin plastik moment dayanımı
$M_{p,ap}$	Çelik sac etkili kesitine ait plastik moment dayanımı
n	Beton ve çelik malzeme elastisite modülleri oranı

N_c	Değeri, sıfır ve N_{cf} arasında değişebilen betondaki eksenel kuvvet
N_{cf}	Tam etkileşim sağlandığında betondaki basınç kuvveti
$N_{pl,a}$	Çelik kirişin karşılayabileceği en büyük çekme kuvveti
p	Plağın x eksenini doğrultusundaki burkulma formunu oluşturan yarım sinüs dalgalarının sayısı
P_{cr}	Kritik burkulma yükü
$P_{pb,Rd}$	Başlıklı saplamanın ezilme dayanımı
Q_{pl}	Plastik kesme kuvveti
Q_{agr}	Ağırlıklı yük katsayısı ile çarpılarak artırılmış kesme kuvveti değeri
r	Katlanmış çelik sac büküm yarıçapı
R_d	Bir kesitin taşıyabileceği en büyük kesit tesiri
s	Plağın y eksenini doğrultusundaki burkulma formunu oluşturan yarım sinüs dalgalarının sayısı
S_x, S_y	Hazır profil tablolarından alınabilecek kesit statik momentleri
S_d	Bir kesitte taşınması gerekli kesit tesirleri
t	Çelik sac et kalınlığı
t_f	Çelik kiriş başlık kalınlığı
t_g	Çelik kiriş gövde kalınlığı
t_g'	Azaltılmış gövde kalınlığı
t_s	Berkitme levhası kalınlığı
t_w	Çelik kiriş gövde kalınlığı
v	Plağın kendi düzlemine dik deformasyonu
$V_{V,RD}$	Bir oluk için tasarım kesme dayanımı
$V_{p,Rd}$	Tekil yük etkisindeki kompozit döşemenin zımbalama kesme kuvveti dayanımı
$W_{e,min}$	Etkin sac minimum mukavemet momenti
$W_{pl,a}$	Çelik kiriş plastik mukavemet momenti
x_{pl}	Plastik tarafsız eksen derinliği
y	Tarafsız eksen derinliği
y_o	Ağırlık merkezinin çelik sac üst kenarına mesafesi
y_u	Ağırlık merkezinin çelik sac alt kenarına mesafesi
y'	Etkin genişliğe göre çelik sac ağırlık merkezinin yer değiştirme miktarı
$y_g^{(-)}$	Çelik sacın basınca çalışan kısmının, tarafsız eksene göre ağırlık merkezi
$y_g^{(+)}$	Çelik sacın çekmeye çalışan kısmının, sac alt yüzüne göre ağırlık merkezi
z	Kuvvet kolu mesafesi
z'	Pas payı mesafesi
z_s	Çelik hasıra ait kuvvet kolu
Z_a	Çelik kirişin karşılayabileceği en büyük çekme kuvveti
Z_{ap}	Çelik sacın karşılayabileceği en büyük çekme kuvveti
Z_s	Mesnet donatısındaki çekme kuvveti
β_{wN}	28 Günlük silindir basınç dayanımına eşdeğer küp basınç dayanımı
γ	Eksenel gerilmeler veya alt ve üst başlıklardaki deformasyonlar arasındaki oran
γ_{vs}	Genellikle 1.25 olarak alınan bir katsayı
ϵ_{su}	Donatının kopma birim uzaması
ϵ_{cu}	Betonun ezilme birim kısalması
λ_{el}	Çarpılma burkulmasında burkulma boyu
η	Kyma bağlantısı derecesi
μ	Poisson Oranı
ρ_{min}	Minimum donatı yüzdesi
σ_a	Çelik sacın akma gerilmesi
σ_e	Çelik sacın elastik sınır gerilmesi

σ_{el}	Çarpılma burkulmasında gerilme
σ_{em}	Elemanter sınır gerilme. Çekme çubuklarının net enkesitleri üzerinde ve eğilme çubuklarının en çok zorlanan noktalarında oluşan gerilme
σ_{kr}	İnce cidarlı plağın kritik burkulma gerilmesi
σ_{max}	Maksimum eğilme gerilmesi
σ_v	Mukayese gerilmesi
σ_y	Çelik kiriş akma gerilmesi
σ_{ols}	Boyuna berkitmelerin yerel burkulma gerilmesi
σ_{cr}	Eğilme gerilmesi
σ_{cro}	Kesme etkisi olmaksızın kritik eğilme gerilmesi
τ_c	Kompozit döşemenin yaklaşık sınır kayma gerilmesi
τ_{cr}	Kesme gerilmesi
τ_{cro}	Eğilme etkisi olmaksızın kritik kesme gerilmesi
τ_{max}	Maksimum kayma gerilmesi
τ_{RD}	Donatısız betonun kayma dayanımı
ω_{el}	Çarpılma burkulmasında düzgün yayılı yük
ϕ'	Çelik hasırın enine doğrultuda donatı çapı
ϕ	Çelik hasırın boyuna doğrultuda donatı çapı



KISALTMA LİSTESİ

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
AISC	American Institute of Steel Construction
TS	Türk Standartları
CC	İki ucu ankastre mesnet
SS	İki ucu sabit mesnet
FF	İki ucu serbest mesnet



ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 2.1 Tipik kompozit döşeme ve kiriş sistemi (Yorgun, 2003).....	2
Şekil 2.2 Çelik sac ve döşeme için boyutlar (Yorgun, 2003).....	4
Şekil 2.3.a Betonarme veya çelik, kolon ve kiriş üzerine, mm cinsinden minimum mesnetlenme koşulları (Yorgun, 2003)	4
Şekil 2.3.b Duvar üzerine, mm cinsinden minimum mesnetlenme koşulları (Yorgun, 2003).....	5
Şekil 2.4 Kompozit döşemelerde kullanılan çelik sac tipleri (Yorgun, 2003)	6
Şekil 2.5 Çelik sac gerilme-şekil değiştirme diyagramı (Yorgun, 2003).....	6
Şekil 2.6 Donatı için gerilme-şekil değiştirme diyagramı (Yorgun, 2003).....	8
Şekil 2.7 Başlığı, üniform basınç gerilmelerine maruz kalmış ince cidarlı bir eleman (Uzgider ve Arda, 1989)	10
Şekil 2.8.a) Kenarlarından mafsallı olarak mesnetli plak, b) Hesaplarda göz önüne alınan kare model (Uzgider ve Arda, 1989).....	11
Şekil 2.9 Basınç etkisi altındaki bir plağın, gerilme dağılımı aşamaları (Uzgider ve Arda, 1989)	13
Şekil 2.10 Etkin genişlik (Uzgider ve Arda, 1989)	14
Şekil 2.11 Ara rijitleştiricili bir plakta gerilme dağılımı (Uzgider ve Arda, 1989).....	15
Şekil 2.12 Sık ara rijitleştiricili düzlem şekilli basınç elemanı için etkin genişliklerinin belirlenmesi (TS 11372, 1994)	19
Şekil 2.13 Katlanmış çelik sacda konstrüksiyon yükleri (Yorgun, 2003).....	21
Şekil 2.14 Katlanmış çelik saca ait geometrik ifadeler (Arda ve Yardımcı, 2000).....	21
Şekil 2.15 Etkin genişliğe göre sac ağırlık merkezi (Arda ve Yardımcı, 2000).....	22
Şekil 2.16 Kompozit döşemelerde çelik sac ve beton arasındaki bağlantı türleri (Yorgun, 2000)	24
Şekil 2.17 Kompozit döşemelerde tipik davranış biçimleri (Yorgun, 2003)	26
Şekil 2.18 Statik sistem ve yükleme durumu (Yorgun, 2003)	28
Şekil 2.19 Deformasyon durumu (Yorgun, 2003).....	28
Şekil 2.20 Sürekli mesnetli döşeme analizi (Yorgun, 2003).....	29
Şekil 2.21 Tekil yükün yayılımı (Yorgun, 2003).....	29
Şekil 2.22 Taşıma sınır durumunda kritik kesitler (Yorgun, 2003)	31
Şekil 2.23 Şekil değiştirme ve gerilme dağılımı	32
Şekil 2.24 Şekil değiştirme ve gerilme dağılımı	33
Şekil 2.25 Şekil değiştirme ve gerilme dağılımı	34
Şekil 2.26 Şekil değiştirme ve gerilme dağılımı	36
Şekil 2.27 Tarafsız eksenin çelik sac içindeki yerine ait geometrik büyüklükler	36
Şekil 2.28 Tarafsız eksenin sac içinde kalması durumunda beton kısma ait geometrik büyüklükler	37
Şekil 2.29 Şekil değiştirme ve gerilme dağılımı	40
Şekil 2.30 Tarafsız eksenin çelik sac içindeki yerine ait geometrik büyüklükler	40
Şekil 2.31 Tarafsız eksenin sac içinde kalması durumunda beton kısma ait geometrik büyüklükler	41
Şekil 2.32 Tekil yük etkisi için kritik çevre (Yorgun, 2003)	45
Şekil 2.33 Kompozit döşemelerde test düzeneği (Yorgun, 2003).....	47
Şekil 2.34 Göçme biçimleri (Yorgun, 2003).....	47
Şekil 2.35 m&k metodu testlerinin değerlendirilmesi (Yorgun, 2003).....	48
Şekil 2.36 Kayma açıklığının belirlenmesi (Yorgun, 2003)	49
Şekil 2.37 Kayma bağlantısı derecesinin belirlenmesi (Yorgun, 2003).....	50
Şekil 2.38 τ metodunda boyuna kayma dayanımı kontrolü (Yorgun, 2003).....	52
Şekil 2.39 Uç ankrajlı döşeme için tasarım kısmi etkileşim diyagramı (Yorgun, 2003)	53

Şekil 2.40 İlave boyuna donatının boyuna kayma dayanımına katkısı (Yorgun, 2003)	54
Şekil 2.41 İdealleştirilmiş döşeme kesiti	57
Şekil 2.42 İdealleştirilmiş döşeme kesitinde hesap bölgeleri	58
Şekil 2.43 Eşdeğer kesite ait geometrik büyüklükler	64
Şekil 2.44 Eşdeğer çelik kesit ve sac sisteminin ağırlık merkezinin yeri	65
Şekil 3.1 Kompozit kirişlerde aynı taşıma gücündeki çelik kirişlerin kıyaslanması a) Çelik ve betonun ayrı çalışma durumunda, çelik kirişin taşıma durumu b) Çelik ve betonun birlikte çalışma durumunda, kompozit kirişin taşıma durumu c) Kompozit kirişe eşdeğer taşıma kapasitesine sahip çelik kiriş (Arda ve Yardımcı, 2000).	67
Şekil 3.2 Tahkik yapılacak kesitler (Arda, 1985)	69
Şekil 3.3 Gerilme dağılımı (Arda, 1985)	73
Şekil 3.4 Gerilme dağılımı (Arda, 1985)	74
Şekil 3.5 Gerilme dağılımı (Arda, 1985)	76
Şekil 3.6 Gerilme dağılımı (Arda, 1985)	78
Şekil 3.10 Kayma bağlantısı olarak kullanılan çeşitli tipler (Arda ve Deren)	84
Şekil 3.11 Kompozit sac üzerinden kaynaklama tekniği (CEFIP firma broşürü)	86
Şekil 3.12 Kayma elemanı olarak kullanılan başlıklı bulonların, çelik kiriş üst başlığına kaynaklanması ve basınç gerilmelerinin daha elverişli yayılmasını sağlamak amacıyla başlıklı bulonların üzerine geçirilen spiral yaylar (Arda ve Deren).	87
Şekil 3.13 Uç ankrajlarında kuvvetlerin kombinasyonu (Yorgun,2003).	88
Şekil 3.14 Push-Out (İt-çıkart) deneyi (Arda ve Yardımcı, 2000)	89
Şekil 3.15 Başlıklı bulonlar için geometrik büyüklükler (Arda, 1985)	89
Şekil 3.16 Başlıklı bulonların kesme kuvveti diyagramına göre dağıtılması (Arda, 1985)	91
Şekil 4.1 Kompozit kirişin enkesiti (Opan,1999)	93
Şekil 4.2 Kompozit kesit a)Kesit, b)Deformasyonlar (Opan,1999)	94
Şekil 4.3 ($\alpha = 0.6$) Burkulmadan önce akmaya göre narinlik (Opan,1999)	95
Şekil 4.4 ($\alpha = 0.7$) Burkulmadan önce akmaya göre narinlik (Opan,1999)	96
Şekil 4.5 ($\alpha = 0.8$) Burkulmadan önce akmaya göre narinlik (Opan,1999)	96
Şekil 4.6 ($\alpha = 0.9$) Burkulmadan önce akmaya göre narinlik (Opan,1999)	97
Şekil 4.7 ($\alpha = 1.0$) Burkulmadan önce akmaya göre narinlik (Opan,1999)	97
Şekil 4.8 ($\alpha = 1.0$) Elastik kritik gövde gerilmesi (Opan,1999)	98
Şekil 4.9 ($\alpha = 0.9$) Elastik kritik gövde gerilmesi (Opan,1999)	99
Şekil 4.10 ($\alpha = 0.8$) Elastik kritik gövde gerilmesi (Opan,1999)	99
Şekil 4.11 ($\alpha = 0.7$) Elastik kritik gövde gerilmesi (Opan,1999)	100
Şekil 4.12 ($\alpha = 0.6$) Elastik kritik gövde gerilmesi (Opan,1999)	100
Şekil 4.13 Burkulma gerilmesi (Opan,1999)	101
Şekil 4.14 ($\alpha = 1.0$) Berkitmelerin yerel burkulma katsayısı (Opan,1999)	102
Şekil 4.15 ($\alpha = 0.9$) Berkitmelerin yerel burkulma katsayısı (Opan,1999)	103
Şekil 4.16 ($\alpha = 0.8$) Berkitmelerin yerel burkulma katsayısı (Opan,1999)	103
Şekil 4.17 ($\alpha = 0.7$) Berkitmelerin yerel burkulma katsayısı (Opan,1999)	104
Şekil 4.18 ($\alpha = 0.6$) Berkitmelerin yerel burkulma katsayısı (Opan,1999)	104
Şekil 4.19 ($\alpha = 1.0$) Eğilme-kesme ilişkisi (Opan,1999)	105
Şekil 4.20 ($\alpha = 0.9$) Eğilme-kesme ilişkisi (Opan,1999)	106
Şekil 4.21 ($\alpha = 0.8$) Eğilme-kesme ilişkisi (Opan,1999)	106
Şekil 4.22 ($\alpha = 0.7$) Eğilme-kesme ilişkisi (Opan,1999)	107
Şekil 4.23 ($\alpha = 0.6$) Eğilme-kesme ilişkisi (Opan,1999)	107
Şekil 4.24 a) Kayma kuvvetinin kesme bağlantıları ile aktarılması b) Kayma kuvvetinin kaynak vasıtası ile aktarılması (Opan,1999)	108
Şekil 4.25 Kiriş ve rijit plak a)Kiriş ve rijit plağın enkesiti, b) Elastik bir şekilde mesnetlenen kolon olarak modellenen başlığın planı (C, S ve F, sırasıyla, ucu ankastre, basit	

mesnetli veya serbest) (Opan,1999)	110
Şekil 4.26 Eğilme momenti ve eğrilik diyagramı: (a) Eğilme momenti diyagramı, (b) Eğrilik diyagramı, (c) A1-A4 alanlarını gösteren eğilme momenti diyagramı (Opan,1999)	111
Şekil 4.27 Hogging ve sagging gerilme dağılımı gösterilen kompozit kirişin kesiti (Opan,1999)	114
Şekil 4.28 Gösterilen δ nin değerleri için α ya karşı a / L eğrileri (Opan,1999)	115
Şekil 4.29 $d_{sag} / d_{hog} = 1$ ve $\delta \rightarrow \infty$ olduğunda C-C durumu için burkulma eğrileri (Opan,1999)	116
Şekil 4.30 $d_{sag} / d_{hog} = 1$ ve $\delta \rightarrow \infty$ olduğunda S-S durumu için burkulma eğrileri (Opan,1999)	117
Şekil 4.31 $d_{sag} / d_{hog} = 1$ ve $\delta \rightarrow \infty$ olduğunda F-F durumu için burkulma eğrileri (Opan,1999)	118
Şekil 4.32 $d_{sag} / d_{hog} = 1$ ve $\delta = 10$ olduğunda C-C durumu için burkulma eğrileri (Opan,1999)	118
Şekil 4.33 $d_{sag} / d_{hog} = 1$ ve $\delta = 10$ olduğunda S-S durumu için burkulma eğrileri (Opan,1999)	119
Şekil 4.34 $d_{sag} / d_{hog} = 1$ ve $\delta = 10$ olduğunda F-F durumu için burkulma eğrileri (Opan,1999)	119
Şekil 5.1 Katlanmış çelik saca ait geometrik büyüklükler	121
Şekil 5.2 Statik sistem	121
Şekil 5.3 İnşaat sürecinde mesnetlenme ve yükleme durumu	124
Şekil 5.4 Etkin genişliğe göre sac ağırlık merkezi	127
Şekil 5.5 Kompozit çalışma sürecinde mesnetlenme ve yükleme durumu, kesit tesirlerinin yerleri	129
Şekil 5.6 Azaltılmış mesnet momentine göre yeni kesit tesirleri için hesap modeli	130
Şekil 5.7 Şekil değiştirme ve gerilme dağılımı	131
Şekil 5.8 Şekil değiştirme ve gerilme dağılımı	132
Şekil 5.9 Şekil değiştirme ve gerilme dağılımı	134
Şekil 5.10 Tarafsız eksenin çelik sac içindeki yerine ait geometrik büyüklükler	134
Şekil 5.11 Tarafsız eksenin sac içinde kalması durumunda beton kısma ait geometrik büyüklükler	135
Şekil 5.12 İdealleştirilmiş döşeme kesitinde hesap bölgeleri	139
Şekil 5.13 Eşdeğer kesite ait geometrik büyüklükler	140
Şekil 5.14 Eşdeğer kesit + sac sistemine ait ağırlık merkezinin yeri	141
Şekil 5.15 Statik sistem	142
Şekil 5.16 yükleme durumu ve kesit tesirlerinin yerleri	143
Şekil 5.17 Azaltılmış mesnet momentine göre yeni kesit tesirleri için hesap modeli	144
Şekil 5.18 Gerilme dağılımı	146
Şekil 5.19 Şekil değiştirme ve gerilme dağılımı	147
Şekil 5.20 Kirişe dik oluk yerleşimi için ağırlık merkezlerinin yerleri	148
Şekil 5.21 Kompozit kiriş için ağırlık merkezinin yeri	150
Şekil 5.22 Yükleme durumu ve kesit tesirlerinin yerleri	153
Şekil 5.23 Mesnet takviyesi detayı	155
Şekil 5.24 Statik sistem	157
Şekil 5.25 Yükleme durumu ve kesit tesirlerinin yerleri	158
Şekil 5.26 Gerilme dağılımı	159
Şekil 5.27 Yükleme durumu ve kesit tesirlerinin yerleri	160

ÇİZELGE LİSTESİ

Çizelge 2.1 Beton sınıfları ve karakteristik değerleri (Ersoy ve Özcebe, 2001)	7
Çizelge 2.2 Beton sınıflarına göre kayma dayanımı değerleri (Arda ve Yardımcı, 2000).....	7
Çizelge 2.3 Donatı çeliği sınıfları ve karakteristik değerleri (Ersoy ve Özcebe, 2001).....	8



ÖNSÖZ

Çelik üretimi ve çelik inşaat yapımında dünyanın önde gelen ülkelerinde uzun yıllardan beri kullanılmakta olan kompozit sistemler, son yıllarda ülkemizde de yaygınlaşmaya başlamıştır. Ancak bizler için yeni olmasından dolayı, bu konuda yeterli sayıda Türkçe yayın bulmak oldukça zordur. Bu sebeple, bu konuyu yalnız tek bir yönü ile incelemiş eserler bir araya getirilerek, gerek henüz eğitim gören öğrencilerin, gerekse projecilik alanında çalışan mühendislerin faydalanabilmeleri amaçlanmıştır.

Bu çalışma, uygulamada daha sık olarak kullanılması sebebi ile kompozit döşeme ve kompozit kirişler üzerine yapılmış, kompozit kolonlara değinilmemiştir.

Birlikte çalışma sürecimizde beni yönlendiren, yardımlarını esirgemeyen değerli hocam Sayın Prof. A. Zafer Öztürk'e, lisans öğrenimimden uzun yıllar sonra girdiğim bu süreçte beni her zaman destekleyen eşime, pek çok zaman babası ile vakit geçirmekten fedakarlık eden oğluma ve bana verdiği moral için yeni doğan kızıma sonsuz teşekkürlerimi sunarım.



ÖZET

20. Yüzyıl başlarında, uçak endüstrisinin mümkün olduğunca hafif, fakat taşıma kapasitesi o nispette yüksek elemanlara ihtiyaç duyması, soğukta şekil verilerek üretilen ince cidarlı çelik taşıyıcılar üzerine yoğun araştırmalar yapılmasını sağlamıştır. 1. Dünya savaşı sırasında otomobil kaportaları ve demiryolu vagonlarının üretiminde bu elemanlar kullanılmış; öte yandan 2. dünya savaşı sırasında ortaya çıkan malzeme darlığı, bu tekniğin daha da geliştirilmesine neden olmuştur.

Uçak ve otomobil sektörü ile başlayan bu bilgi birikimi, zamanla inşaat sektöründe de kullanılmaya başlanmış; önceleri yalnızca betona kalıp vazifesi yapan katlanmış sac, sisteme büyük ekonomi kazandıran taşıyıcı bir elemana dönüştürülmüştür.

Bu çalışmada, kompozit döşeme ve kirişlerin hesabında bilinmesi gereken özel konular ve ilgili T.S. kuralları bir araya getirilmiştir. Özellikle kompozit çalışma sürecine yönelik farklı düşünceler ve algoritmalar hem kompozit döşeme, hem de kompozit kirişler için ortaya konmaya çalışılmıştır.

Kompozit çalışma, kirişlerin moment taşıma kapasitesini artırmakta, ancak bu sebeple çelik kiriş daha büyük kesme kuvvetlerine karşı koymak zorunda kalmaktadır. Bu da stabilite problemlerini ortaya çıkarır. Yerel burkulma üzerine varılan sonuçlar deneysel çalışmalara dayandırılmaktadır.

Anahtar kelimeler: Kompozit döşeme, kompozit kiriş, stabilite.

ABSTRACT

In the beginning of the 20th century, the plane industry's need for components that were extremely light, yet had a high carrying capacity helped encourage extensive research on cold formed thin-walled members. This method was used during the First World War to make car hoods and railroad wagons; on the other hand the material shortage during the Second World War caused the need to further research this technique.

This knowledge accumulation which started in the airplane and automobile sector, with time was beginning to be used in the construction sector, and folded metal sheet, which previously was only used as a formwork for concrete, is now a carrier member that earns economy for the system.

In this practice, certain subjects on composite slabs and beams that are needed to know and involved T.S. regulations are brought together. Different thoughts and algorithms aimed at composite working durations are especially being worked at to be manifested for composite slabs and composite beams.

Composite working increases the moment capacity of beams, but the steel beam must resist bigger shear forces. This causes a problem of stability. Results on local buckling demand on researches of tests.

Keywords: Composite slab, composite beam, stability.

1. GİRİŞ

Kompozit sistemler, çoğunlukla köprülerde ve çok katlı çelik yapılarda kullanılan bir yapı sistemidir. Alternatif yapı sistemleriyle kıyaslandığında maliyetinin düşük olması, hızlı imalat gibi sebeplerle tercih edilmektedir.

Kompozit sistemlerin en önemli özelliği, birbirinden yapısal olarak farklı malzemelerin statik ve mukavemet açısından birlikte davranmalarıdır. Genel anlamda, herhangi iki farklı malzemeden oluşan bir kesit “kompozit kesit” olarak tanımlansa da yapı mühendisliğinde çelik ve beton gibi iki farklı yapı malzemesinin birleşmesiyle oluşan elemanlar, “kompozit elemanlar” olarak kabul edilmektedir.

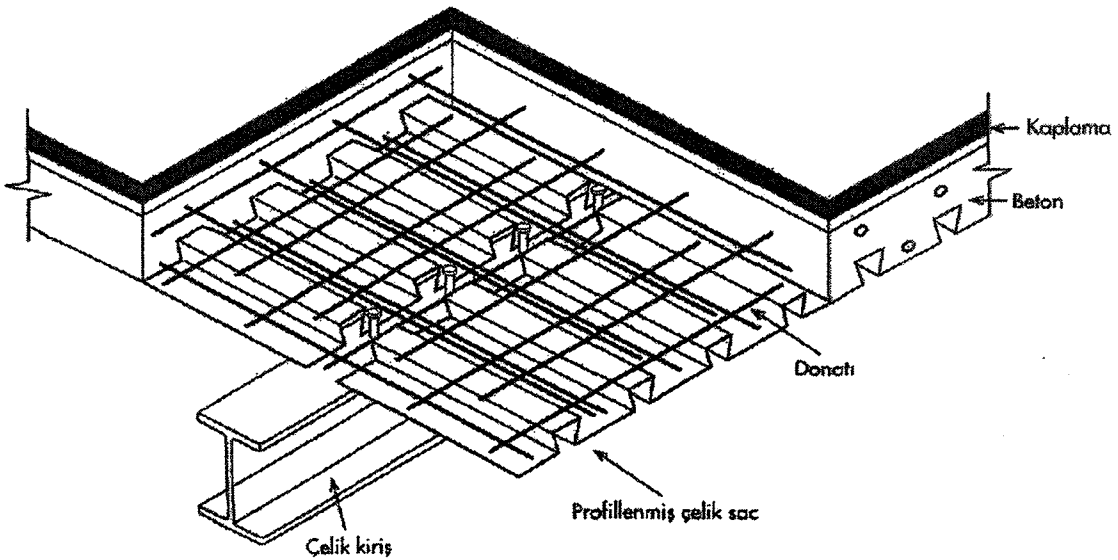
Köprülerde çelik kirişlere oturan tabliyeler, binalarda çelik kirişlere oturan döşemeler ve bazen perdeler genellikle yerinde döküm, ya da hazır betonarme plaklardan teşkil edilirler. Yangından korunmaları amacıyla çoğu zaman kolonlar ve bazen kirişler hafif donatılı bir beton kütleyle gömülürler. Tümüyle betonarme niteliğinde olan temeller bir yana bırakılırsa, üst yapıda betonarme döşeme plaklarıyla çelik döşeme kirişlerin, yine döşeme plaklarıyla kalıcı kalıp olarak kullanılan çelik sacların, örtü ya da iç dolgu niteliğindeki betonla çelik kolonların ortaklaşa çalıştırılarak, betonun basınçta büyük değerlere varan taşıma gücünden faydalanma düşüncesi, inşaat mühendislerini kompozit (karma) elemanlar tasarlamaya yöneltmiştir. Kompozit yapı elemanlarını, kompozit kirişler, kompozit kolonlar ve kompozit döşeme plakları olarak 3 e ayırmak mümkündür.

Bu çalışmada, kompozit döşeme ve kirişler üzerinde durulacaktır.

2. KOMPOZİT DÖŞEMELER

Yapıların yerinde dökülen betonarme döşeme plaklarında, katlanmış çelik sacların kalıp olarak kullanılması 1930'ların sonlarına doğru başlamıştır. İlk zamanlarda katlanmış çelik sacın, beton yeterli mukavemet kazanıncaya kadar geçen süre içinde beton ağırlığını ve yapım sürecindeki yükleri taşıyan kalıp görevini üstlendiği, beton yeterli dayanımı kazandığında ise yük taşımaya hiçbir katkısının olmadığı varsayılmaktaydı. Oysa günümüzde betonun basınç ve çeliğin çekme dayanımı kullanılarak oluşturulan kompozit döşeme sistemleri Avrupa, Amerika ve Japonya'da çelik binalarda ve otoparklarda en çok kullanılan döşeme sistemleri olmaktadır (Yorgun, 2003).

Kompozit döşemeler, geleneksel döşemelere nazaran birçok yapısal ve ekonomik avantajlara sahiptir. Genellikle çelik döşeme kirişleri üzerine mesnetlenen katlanmış çelik sac, inşaat sürecinde işçiler ve malzeme için platform, ıslak beton için kalıp görevlerini üstlenir. Daha sonra beton sertleşip yeterli dayanımı kazandığında eğilmenin çekme bileşeninin tamamını veya bir kısmını taşır. Kompozit döşemeyi oluşturan diğer eleman olan beton ise, eğilmenin basınç bileşenini ve kayma kuvvetlerini taşır, ilave olarak yangın dayanımı ve ses izolasyonu sağlar. Beton ve çelik arasındaki kompozit etkiyi oluşturmak için, beton ve çelik sac arasındaki yüzeyde oluşacak yatay kayma kuvvetlerini karşılayabilecek şekilde katlanmış çelik sacın yüzeyi ve enkesit şekli biçimlendirilir. Kompozit döşemelerde çok çeşitli katlanmış çelik sac enkesit tipleri kullanılmaktadır (Yorgun, 2003).



Şekil 2.1 Tipik kompozit döşeme ve kiriş sistemi (Yorgun, 2003)

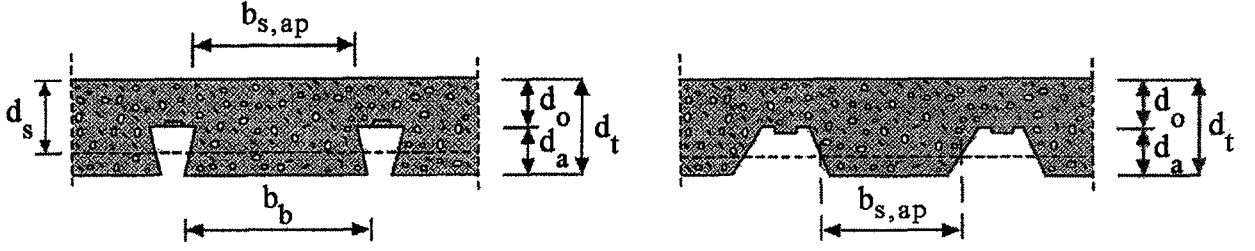
Binaların yenilenmesi planlandığında genellikle mevcut temelin yük taşıma kapasitesi aşılabilmektedir. Geleneksel betonarme döşeme yerine kompozit döşeme kullanılmasıyla yapı ağırlığında azalma sağlanabildiğinden, yeni binalarda olduğu kadar eski binaların yenilenmelerinde de kompozit döşeme kullanımı ekonomik olmaktadır.

Kompozit döşemelerde kullanılan katlanmış çelik sacın sağladığı avantajlar aşağıdaki gibi sıralanabilir (Yorgun, 2003):

- İnşaat sırasında, emniyetli bir çalışma platformu oluşturur. Genellikle geçici ara desteğe gerek olmaksızın, beton için kalıcı kalıp görevi görür. Böylece kalıp maliyeti ortadan kalktığı gibi beton dökümünden sonra döşeme alt yüzü temiz kalır ve istenirse çelik sac alt yüzü boyanarak estetik bir görüntü elde edilebilir.
- Katlanmış çelik sac enkesiti, pozitif moment için genellikle yeterli olan donatı görevi görür. Sadece rötre ve sıcaklık değişimlerine dayanım veya iç mesnetlerde sürekliliği sağlamak ve çatlak kontrolü için döşemede ilave donatı gereksinimi olabilir.
- Kullanılan katlanmış çelik sac daha fazla yük taşıdığından, kompozit döşeme ortalama kalınlığı, betonarme döşeme kalınlığından daha azdır. Döşemenin kendi ağırlığındaki bu azalma yapıya, temeller tarafından taşınan ölü yükün ve taşıyıcı sistemin bütünü tarafından karşılanan deprem yükünün azalması şeklinde yansır.
- Çelik sac kolay taşınabilir, depolanabilir.
- Kiriş başlığı ve oluklar arasında kalan boşluklar, binalardaki tesisatın gizlenmesine imkan sağlar.
- Çelik kirişlere mesnetlenen kompozit döşemeler, yanal bağlantı elemanı görevi görür. Döşeme düzleminde çelik çapraz elemanların teşkil edilmesine gerek kalmaz.

2.1 Konstrüktif Kurallar

Kullanılan katlanmış çelik sacın kalınlığı, 0.75 mm ile 1.50 mm arasında değişmektedir. Kompozit döşemelerde, çatı ve cephe kaplamaları için üretilen çelik sacların kullanılması tavsiye edilmez. Çelik sacın korozyona karşı korunması, ince bir tabaka galvanizle kaplanması ile sağlanmaktadır. Koroziif ortamların oluşmadığı iç mekanlarda her iki yüz için en az 275 g/m² galvaniz kaplama yapılması zorunludur. Diğer ortamlarda yeterli korozyon dayanımı sağlayabilecek şekilde galvanizleme kalınlığı artırılabilceği gibi çelik sacın boyanması şeklinde ilave tedbirler de alınabilir (Yorgun, 2003).



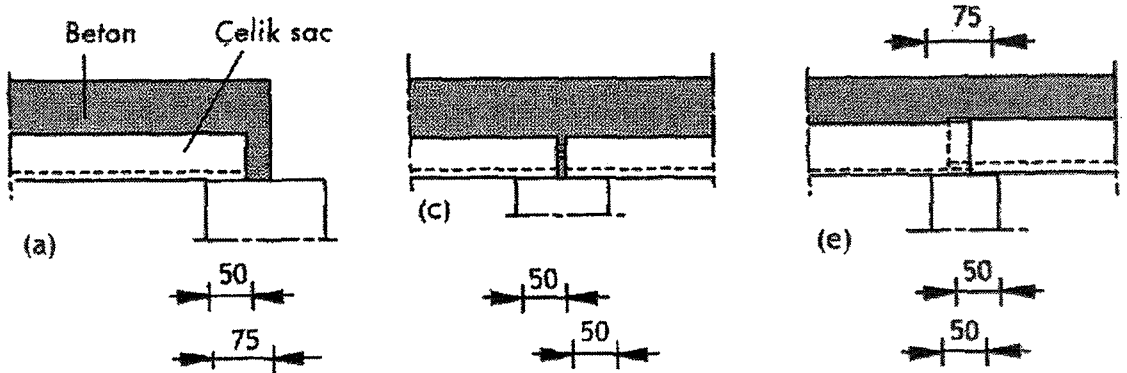
Şekil 2.2 Çelik sac ve döşeme için boyutlar (Yorgun, 2003)

$$\left. \begin{array}{l} b_{s,ap} \geq 50\text{mm} \\ d_o \geq 50\text{mm} \\ d_t \geq 100\text{mm} \\ d_a \leq 80\text{mm} \\ t \geq 0,75\text{mm} \\ r \leq 8\text{mm} \end{array} \right\} \quad (2.1.a)$$

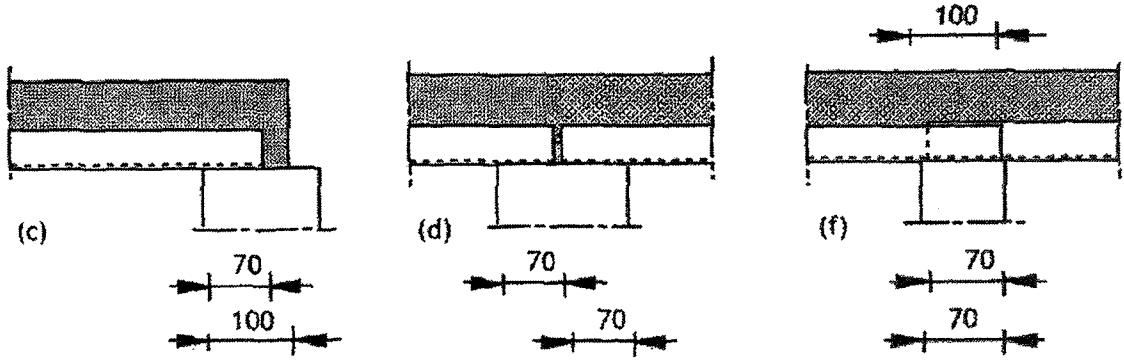
Betonun içindeki agreganın maksimum dane çapı (D_{max}) aşağıdaki sınırları aşmamalıdır:

$$D_{max} \leq \begin{cases} 0,4 \cdot d_o \\ b_{s,ap} / 3 \\ 30\text{mm} \end{cases} \quad (2.1.b)$$

Kompozit döşemede rötreden dolayı ve çatlakları en aza indirmek için, boyuna ve enine doğrultuda tüm alana minimum donatı yerleştirilmelidir. Bu donatı mevcut donatıya ilave edilmelidir. Bu amaçla genellikle hasır çelik kullanılmaktadır.



Şekil 2.3.a Betonarme veya çelik, kolon ve kiriş üzerine, mm cinsinden minimum mesnetlenme koşulları (Yorgun, 2003)



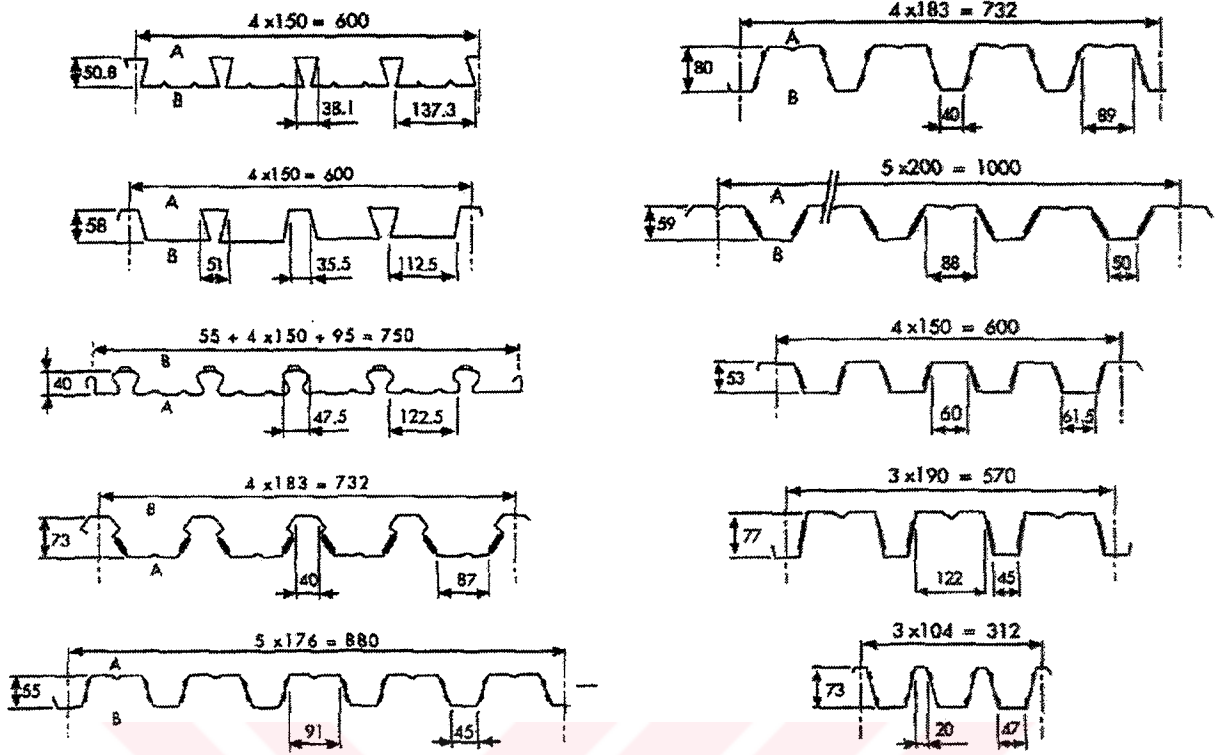
Şekil 2.3.b Duvar üzerine, mm cinsinden minimum mesnetlenme koşulları (Yorgun, 2003)

Yapım aşamasında kalıp görevini üstlenen çelik sac, kiriş veya kolon gibi sabit mesnetler üzerine yerleştirilebildiği gibi geçici mesnetler üzerine de yerleştirilebilir. Sabit mesnetler üzerine çelik sacın mesnetlenmesinde gerekli minimum oturma koşulları Şekil 2.3 de görülmektedir (Yorgun, 2003).

2.2 Kompozit Döşemeyi Oluşturan Elemanlar

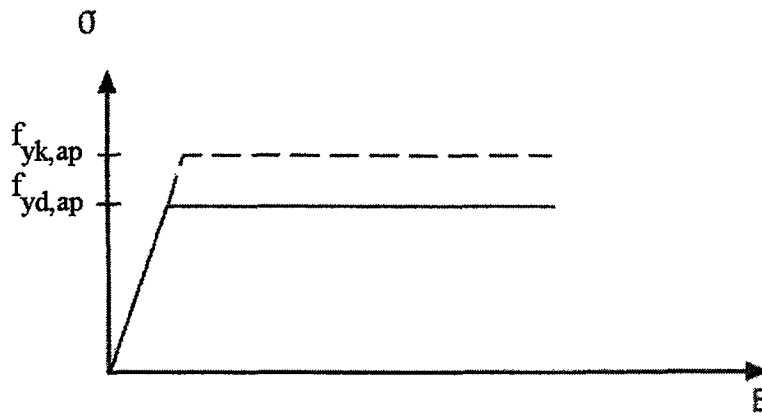
2.2.1 Katlanmış Çelik Sac

Kompozit döşemelerde kullanılabilen katlanmış çelik sac tipi, çelik sac enkesitinin profillenme biçimi, oluk derinliği, olukların tekrarlama aralığı, sac boyutları ve çelik sac ile beton arasındaki aderansı sağlayan mekanik bağlantıların farklılığı ile oluşmaktadır. Şekil 2.4 de kompozit döşemelerde kullanılan çelik sac enkesitlerinden bazıları ve çelik sac ile beton arasındaki mekanik bağlantıyı sağlamak için sac yüzeylerinde oluşturulan girinti ve çıkıntıların biçimleri görülmektedir (Yorgun, 2003).



Şekil 2.4 Kompozit döşemelerde kullanılan çelik sac tipleri (Yorgun, 2003)

Kompozit döşeme elemanı olarak kullanılacak çelik sacın minimum akma dayanımı 220 N/mm^2 olmalıdır. Pratikte, 280 N/mm^2 ile 350 N/mm^2 arasında akma dayanımına sahip galvanizlenmiş çelik saclar kullanılmaktadır



Şekil 2.5 Çelik sac gerilme-şekil değiştirme diyagramı (Yorgun, 2003)

Kullanılan çelik sacın gerilme-şekil değiştirme diyagramı tasarım hesapları için ideal elasto-plastik malzeme kabulüyle idealleştirilir (Şekil 2.5).

2.2.2 Beton

Kompozit döşemelerde normal veya hafif ağırlıklı beton kullanılabilir. Kullanılan beton sınıfları ve karakteristik değerleri Çizelge 2.1 ve Çizelge 2.2 de verilmektedir.

Çizelge 2.1 Beton sınıfları ve karakteristik değerleri (Ersoy ve Özcebe, 2001)

Beton Sınıfı	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
Silindir Basınç	20	25	30	35	40	45	50
Dayanımı f_{ck} (N/mm ²)							
Eşdeğer küp dayanımı	25	30	37	45	50	55	60
(N/mm ²)							
f_{ctk} (N/mm ²)	1,6	1,8	1,9	2,1	2,2	2,3	2,5
E_c (N/mm ²)	28000	30000	32000	33000	34000	36000	37000

Çizelge 2.2 Beton sınıflarına göre kayma dayanımı değerleri (Arda ve Yardımcı, 2000)

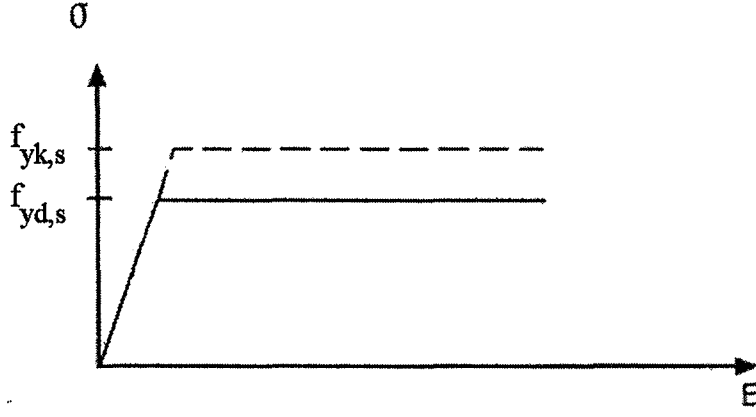
Beton Sınıfı	C20	C25	C30	C35	≥C40
τ_{RD} (N/mm ²)	0,26	0,30	0,34	0,38	0,42

- f_{ck} : Betonun 28 günlük karakteristik silindir basınç dayanımı
 f_{ctk} : Betonun karakteristik çekme dayanımı
 E_c : Betonun elastisite modülü
 τ_{RD} : Donatısız betonun kayma dayanımı

Kompozit döşemelerde kullanılabilen betonun minimum dayanımı 20 N/mm² olmalıdır. C50 kalitesinden daha yüksek kaliteye sahip betonların, emniyeti deneylerle kanıtlanmadıkça kullanılması tavsiye edilmemektedir (Yorgun, 2003).

2.2.3 Donatı Çeliği

Kompozit döşemelerde kullanılacak donatı çelikleri betonarme yapılar için geçerli standartlara uygun olmalıdır. Nervürlü veya düz yüzeyli donatılar kullanılabilir. Negatif moment ve yangın donatısı olarak normal süneklığe sahip donatıların kullanılması önerilmektedir. Kompozit tasarımda, çelik sac profilinin gerilme-şekil değiştirme diyagramına benzer olarak donatı için de iki doğru parçasından oluşan gerilme-şekil değiştirme diyagramı kabul edilmektedir (Şekil 2.6).



Şekil 2.6 Donatı için gerilme-şekil değiştirme diyagramı (Yorgun, 2003)

Çizelge 2.3 Donatı çeliği sınıfları ve karakteristik değerleri (Ersoy ve Özcebe, 2001)

Mekanik Özellikler		Doğal Sertlikte			Soğukta İşlem Görmüş	
		Donatı Çubukları				Hasır Donatı
		S220a	S420a	S500a	S420b	S500bs S500bk
f_{yk} (N/mm ²)		220	420	500	420	500
f_{su} (N/mm ²)		340	500	550	550	550
ϵ_{su} (%)	$\phi \leq 32$	18	12	12	10	8 5
	$32 < \phi \leq 50$	18	10	10	10	8 5
E_s (N/mm ²)		2.10^5				

f_{yk} : Donatının karakteristik akma dayanımı
 f_{su} : Donatının karakteristik kopma dayanımı
 E_s : Donatı çeliğinin elastisite modülü

2.3 Enkesit Tasarımında Genel Kabuller

Çelik sac ve kompozit döşemenin ikisi de her doğrultuda aynı geometriye sahip değildir ve iki doğrultuda tasarım karmaşıktır. Bu durumu basitleştirmek için, tasarım yöntemleri sadece çelik sac olukları boyunca, yani boyuna eksen doğrultusunda eğilme ve kayma dayanımını göz önüne alır.

Kompozit döşemeler, katlanmış çelik sacın taze betona kalıp olarak kullanıldığı inşaat süreci ve çelik sac ile betonun beraber çalışmaya başladıkları kompozit süreç olmak üzere iki kısımda incelenmektedir.

2.3.1 Taşıma Sınır Durumu

Kalıp olarak çalışma aşamasında çelik sacın dayanımı veya kompozit çalışma aşamasında döşemenin dayanımı dış yüklere karşı yeterli olmalıdır. Her bir kesit veya eleman, yapının analiziyle belirlenmiş iç kuvvetleri karşılayabilmelidir. Genel olarak güvenlik için; S_d etkilerin tasarım değeri (bir kesitte taşınması gerekli eğilme momenti, normal kuvvet veya kesme kuvveti gibi) ve R_d dayanımın tasarım değeri (bir kesitin taşıyabileceği eğilme momenti, normal kuvvet veya kesme kuvveti gibi) olmak üzere

$$S_d \leq R_d \quad (2.2)$$

şartının sağlanması gerekir. İç kuvvetler veya momentler ayrı ayrı veya aralarındaki etkileşim $((V,M), (N,M),...)$ göz önüne alınarak gerekli kontroller yapılır (Yorgun, 2003).

2.3.2 Kullanma Sınır Durumu

Aşırı deformasyon, betonda çatlakların genişlemesi ya da titreşim gibi sebeplerle yapının kullanılabilirliğini kaybetmemesi veya kullanımında aşırı rahatsızlıkların ortaya çıkmaması için göz önüne alınan belirli sınırlama kontrolleridir. Genel olarak;

$$E_d \leq C_d \quad (2.3)$$

şartının sağlanması gerekir.

- E_d : Göz önüne alınan tasarım etkisine karşı gelen en büyük yer değiştirme, dönme veya çatlak genişliği
 C_d : Göz önüne alınan tasarım etkisi için izin verilen en büyük yer değiştirme, dönme veya çatlak genişliği

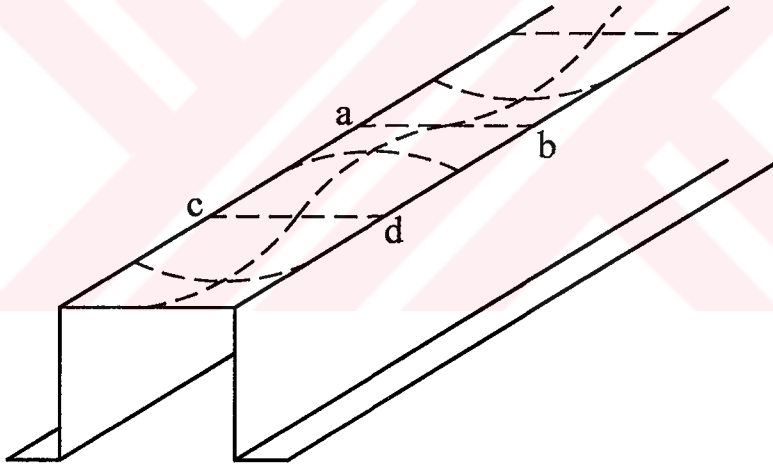
2.4 İnşaat Sürecinde Davranış

Kompozit döşemeyi oluşturan katlanmış çelik sacın, inşaat sürecinde göz önüne alınan yükler altında güvenliği, ince cidarlı hafif çelik yapı elemanları ile ilgili standartlarda verilen kurallara göre belirlenir. Bu konuyla ilgili olarak TS 11372 (1994) "Çelik Yapılar-Hafif-Soğukta Şekil Verilmiş Profillerle Oluşturulan-Hesap Kuralları" standardı esas alınmıştır.

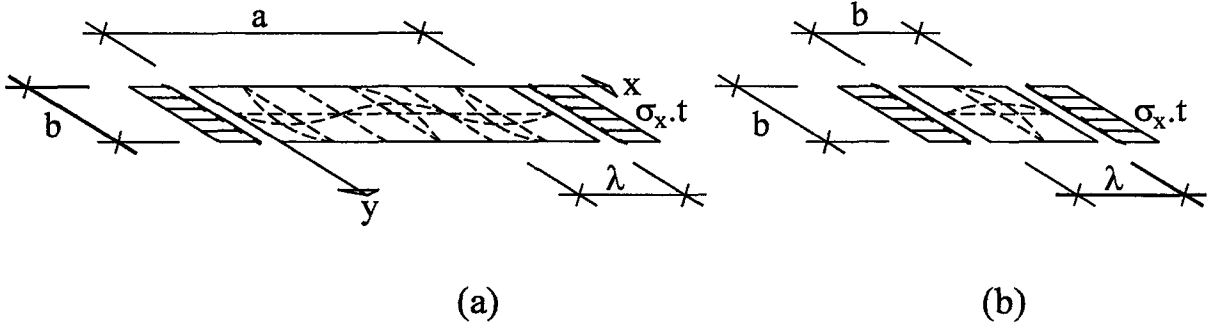
2.4.1 Soğukta Şekil Verilmiş İnce Cidarlı Çelik Elemanların hesabı

2.4.1.1 İnce Cidarlı Basınç Elemanlarında Elastik Yerel Burkulma

Şekil 2.7 de görülen soğukta form verilmiş elemanın flanşı; bu elemanın eğilme momenti veya aksenal basınç kuvveti etkisi altında kalması halinde, elemanın boyuna eksenini doğrultusunda etkiyen üniform basınç gerilmelerine maruz kalacaktır. Elemanın flanşı, eleman boyuna eksenini doğrultusundaki kenarlarından mafsallı olarak mesnetli ve bu eksen doğrultusunda üniform basınç gerilmesi altındaki bir plak gibi düşünülür (Şekil 2.8) (Uzgider ve Arda, 1989).



Şekil 2.7 Başlığı, üniform basınç gerilmelerine maruz kalmış ince cidarlı bir eleman (Uzgider ve Arda, 1989)



Şekil 2.8.a) Kenarlarından mafsallı olarak mesnetli plak, b) Hesaplarda göz önüne alınan kare model (Uzgider ve Arda, 1989)

Bu plağın elastik kritik burkulma gerilmesi, küçük deplasmanlar teorisine göre üretilmiş olan Bryan diferansiyel denkleminin çözümünden elde edilebilir.

$$\frac{\partial^4 v}{\partial x^4} + 2 \cdot \frac{\partial^4 v}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 v}{\partial y^4} + \frac{f_x \cdot t}{D} \cdot \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = 0 \quad (2.4)$$

Burada,

$$D = \frac{E \cdot t^3}{12 \cdot (1 - \mu^2)}$$

D : Plak rijitliği
 E : Elastisite modülü
 t : Plak et kalınlığı
 μ : Poisson oranı (= 0,3)
 v : Plağın kendi düzlemine dik deformasyonu
 b_0 : Plak düz kısım genişliği
 a : Plak boyu
 olarak kullanılmıştır.

p ve s, plağın x ve y eksenleri doğrultusundaki burkulma formunu oluşturan yarım sinüs dalgalarının sayısını göstermek üzere, burkulma formu;

$$v = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \Delta_{mn} \sin \frac{p\pi x}{a} \cdot \sin \frac{s\pi y}{b_0} \quad (2.5)$$

denklemleri ifade edilir. (2.5) denklemi, (2.4) de yerine konup gerekli sadeleştirmeler yapıldıktan sonra

$$\pi^4 \cdot \left(\frac{p^2}{a^2} + \frac{h^2}{b_0^2} \right) + \frac{\sigma_x \cdot t}{D} \cdot \frac{p^2 \cdot \pi^2}{a^2} = 0 \quad (2.6)$$

burkulma koşulu elde edilir. Bu koşulun verdiği kritik burkulma gerilmesi

$$\sigma_{kr} = k \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot (b_0 / t)^2} \quad (2.7)$$

Burada,

$$k = \left[p \cdot \left(\frac{b_0}{a} \right) + \frac{1}{a} \cdot \left(\frac{a}{b_0} \right) \right]^2 \quad (2.8)$$

a / b₀ oranının büyük olduğu uzun plaklar, taşıyıcı elemanların düzlemsel kısımlarını oluştururlar. a / b₀ oranı 4 ten büyük olduğu zaman, dört kenarından mesnetli uzun plağın kritik burkulma gerilmesi, k = 4 alınarak;

$$\sigma_{kr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{3 \cdot (1 - \mu^2) \cdot (b_0 / t)^2} \quad (2.9)$$

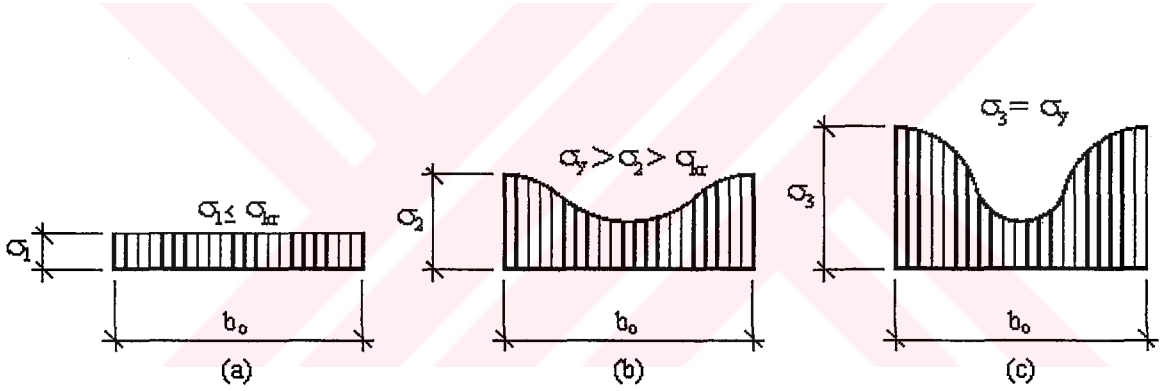
ifadesi ile hesaplanabilir (Uzgider ve Arda, 1989).

2.4.1.2 Yerel Burkulma Ötesi Yük Taşıma Kapasitesi Ve Etkin Genişlik Kavramı

Tek boyutlu elemanlardan farklı olarak, rijitleştirilmiş düzlemsel basınç elemanları, kritik burkulma gerilmesine ulaşıncaya kadar yük taşıma kapasitesini tamamen kaybetmez. Eleman üzerindeki gerilme dağılımının değişimiyle yük taşıma fonksiyonunu sürdürür. Bu durum, özellikle b₀ / t oranı büyük olan bu tür elemanlarda, burkulma ötesi yük taşıma kapasitesi olarak adlandırılan önemli bir olgudur (Uzgider ve Arda, 1989).

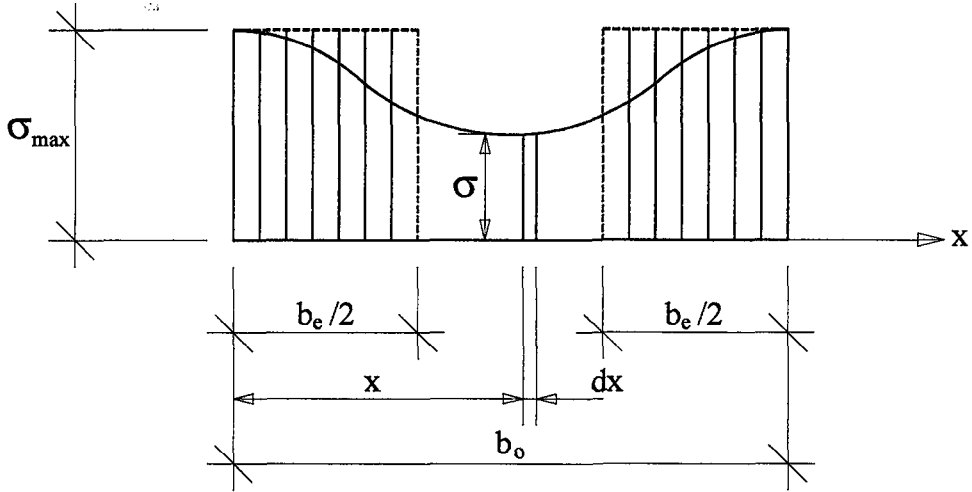
Şekil 2.8.b deki kare plak modeli göz önüne alınır ve bu modelin Şekil 2.7 deki elemanın basınç başlığının (a b c d) parçasını gösterdiği kabul edilirse; plak burkulmaya başlar başlamaz, modeldeki ızgara çubuk sisteminin yatay olanları, düşeylerin plak düzlemi dışına deformasyonlarını önlemeye çalışır (Uzgider ve Arda, 1989).

Burkulmadan önce plaktaki gerilme dağılımı üniformdur (Şekil 2.9.a). Burkulmadan sonra, plak ortasındaki belirli bir şerit tarafından taşınan yükün bir kısmı plağın, yükün etki doğrultusuna paralel iki kenarında yer alan ve burkulma deformasyonuna tam olarak katılmamış şeritlerince taşınmaya başlar. Üniform gerilme dağılımının yerini, üniform olmayan gerilme dağılımı alır (Şekil 2.9.b). Plak gerilmesinin kenar şeritlere kayması olayı, kenar gerilmesinin akma sınırına ulaşmasına kadar devam eder. Şekil 2.9.c de görülen bu halde artık plağın yük taşıma kapasitesi sona ermiştir (Uzgider ve Arda, 1989).



Şekil 2.9 Basınç etkisi altındaki bir plağın, gerilme dağılımı aşamaları
(Uzgider ve Arda, 1989)

Bu mekanizma göz önünde tutularak Von Karman tarafından etkin genişlik kavramı geliştirilmiştir. Bu yaklaşımda, plak genişliği üzerine yayılı olan üniform olmayan gerilme dağılımı yerine; toplam yükün, b_e fiktif genişliği üzerine üniform yayılı ve σ_{max} kenar gerilmesi şiddetindeki bir gerilme alanı tarafından taşındığı kabul edilir. Bu yaklaşım Şekil 2.10 da gösterilmiştir (Uzgider ve Arda, 1989).



Şekil 2.10 Etkin genişlik (Uzgider ve Arda, 1989)

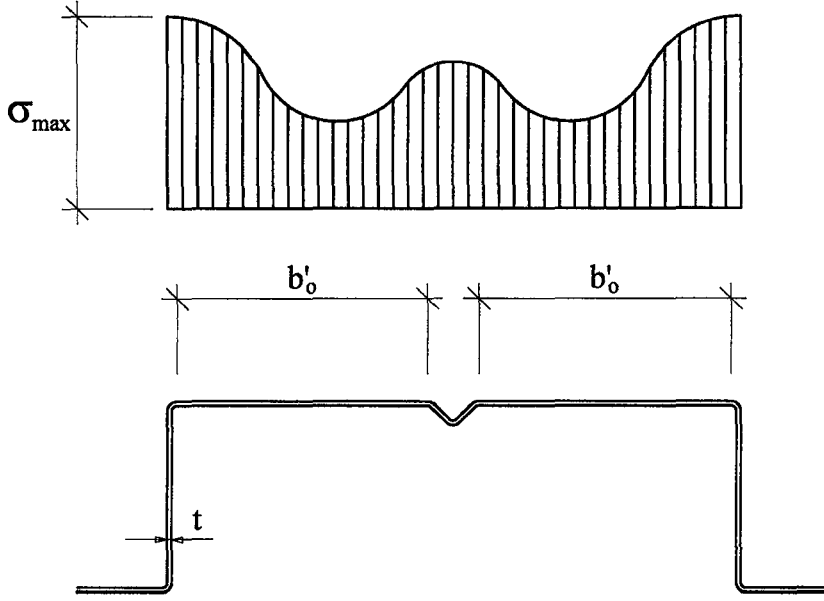
$$\int_0^{b_o} \sigma \cdot dx = b_e \cdot \sigma_{\max} \quad (2.10)$$

Etkin genişlik, basınç gerilmesi akma sınırına ulaştığında burkulan bir plağın genişliği olarak ta düşünülebilir.

2.4.1.3 Ara Rijitleştiriciler

Soğukta şekil verilmiş çelik taşıyıcı elemanlarda, düzlemsel basınç elemanlarının b_o / t oranı nispeten büyükse; kesitin ekonomik olma özelliğini arttırmak amacıyla söz konusu düzlemsel basınç elemanlarında ara rijitleştiriciler kullanılır.

Kenar rijitleştiricilerde olduğu gibi, ara rijitleştiricilerin de kendisine komşu düzlemsel basınç elemanlarına mesnet olma görevi vardır. Bu nedenle de yeterli seviyede rijitliğe sahip olmaları gerekir.



Şekil 2.11 Ara rijitleştiricili bir plakta gerilme dağılımı (Uzgider ve Arda, 1989)

Kiriş kesitlerinin flanşlarında normal gerilmeler daha çok, gövde levhası ve flanş arasında meydana gelen kayma gerilmeleri nedeniyle oluşur. Gövde elemanında eğilme nedeniyle oluşan normal gerilme, gövde elemanı ile flanş arasında meydana gelen kayma gerilmeleri yardımıyla flanş elemanına aktarılır. Bu normal gerilme alanının flanş elemanına ilk geçtiği bölge, flanşın gövde elemanına bağlandığı çizgiye en yakın olan kısmıdır. Bu nedenle, ara rijitleştirici ile bu çizgi arasında kalan düzlemsel elemanın, bu normal gerilme dağılımını ara rijitleştiriciye kadar elemanın kiriş boyuna ekseni doğrultusundaki kesitlerinde kayma gerilmeleri yaratarak, yayma görevi vardır. Söz konusu düzlemsel elemanın b'_0/t oranı büyükse, meydana gelebilecek küçük burkulma deformasyonları nedeniyle bu eleman normal gerilme dağılımını ara rijitleştiriciye kadar tam olarak yayamaz ve Şekil 2.11 de görüldüğü gibi üniform olmayan bir normal gerilme dağılımı ortaya çıkar (Uzgider ve Arda, 1989).

2.4.1.4 TS11372 (1994)'e Göre İnce Cidarlı Elemanların Hesap Kuralları

- t : çelik sac et kalınlığı
- b : başlık genişliği
- b_0 : başlık düz kısım genişliği
- b_e : başlık etkin genişliği
- r : çelik sac büküm yarıçapı

$$b_0 = b - 2 \cdot r \text{ olarak hesaplanır.}$$

(2.11)

$t \leq 2 \text{ mm}$ için $r \leq 8 \text{ mm}$ olmalıdır.

a) Boyutlandırmada Kullanılacak Sınır Gerilmelerin Hesaplanması

σ_a : Çelik sacın akma gerilmesi ($f_{yk,ap}$, N/mm²)
 σ_{em} : Elemanter sınır gerilme. Çekme çubuklarının net enkesitleri üzerinde ve eğilme çubuklarının en çok zorlanan noktalarında oluşan gerilme (N/mm²)
 olmak üzere;

Madde 2.4.1

(İki Rijitleştirilmiş Kenar Arasında Kalan Basınç Gerilmesi Etkisindeki Düzlem Şekilli Elemanlar)

$$\sigma_{em} = 0,60 \cdot \sigma_a \quad (2.12)$$

Madde 2.4.3.1

(Basınç Gerilmesi Etkisindeki Rijitleştirilmemiş Elemanlar)

$$\frac{b_o}{t} < \frac{170}{\sqrt{\sigma_a}} \text{ ise,}$$

$$\sigma_{em} = 0,60 \cdot \sigma_a \quad (2.12)$$

Madde 2.4.3.2

$$\frac{170}{\sqrt{\sigma_a}} < \frac{b_o}{t} < \frac{380}{\sqrt{\sigma_a}} \text{ ise,}$$

$$\sigma_{em} = \sigma_a \cdot \left(0,767 - 9,96 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{b_o}{t} \cdot \sqrt{\sigma_a} \right) \quad (2.13)$$

olarak hesaplanır.

b) İnce Cidarlı Hesap Yapılabilme Koşulları

Madde 2.2.2.2

Eğilme çubuklarının iki gövdesini birleştiren basınç başlıklarında,

$$\frac{b}{t} > 45 \cdot \sqrt{\frac{235}{\sigma_e}} \quad (2.14)$$

olmalıdır. Aksi halde, normal çelik yapılar için TS 648 standardında belirtilen kontrollerin

yapılması yeterlidir.

$$\sigma_e : \text{Çelik sacın elastik sınır gerilmesidir ve } 0,80 \cdot f_{yk,ap} \text{ alınabilir.} \quad (2.15)$$

Madde 2.3.1.2

Basınca çalışan düzlem cidar, her iki tarafından da rijitlenmiş bir düzlem cidara bağlanıyorsa,

$$\frac{b_o}{t} \leq 500 \quad (2.16)$$

olmalıdır.

c) Genişlik / Kalınlık Oranlarına Bağlı Olarak Etkin Genişliklerin Hesaplanması

Madde 2.3.2.1 (Ara rijitleştiricisiz basınç başlıklarında)

$$\frac{b_o}{t} \leq 0,95 \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma_{em}}} \text{ ise,} \quad b_e = b_o \quad (2.17)$$

alınabilir.

$$500 \geq \frac{b_o}{t} > 0,95 \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma_{em}}} \text{ ise,} \quad b_e = 0,95 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma_{em}}} \quad (2.18)$$

olarak hesaplanır.

Madde 2.3.4 (Ara rijitleştiricili basınç başlıklarında)

- Eğer yalnız bir ara rijitleyici varsa, bu düzlem şekilli basınç elemanının ortasında bulunmalıdır.
- Eğer yalnız iki ara rijitleyici varsa, bunlar düzlem şekilli basınç elemanının kenarlarından eşit uzaklıkta bulunmalıdır.
- Eğer ikiden çok ara rijitleyici varsa, bunların aralıkları eşit olmalıdır ve düzlem şekilli basınç elemanının kenarlarından eşit uzaklıkta olan ikisi etkin kabul edilir.

$$\frac{b'_o}{t} \leq 60 \text{ ise,}$$

$$\max b'_o > 0,95 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma_{em}}} \quad (2.19)$$

$$\frac{b'_o}{t} > 60 \text{ ise,}$$

$$\max b'_o > \left(0,95 \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma_{em}}} - \frac{b'_o}{10 \cdot t} + 6 \right) \cdot t \quad (2.20)$$

olmalıdır.

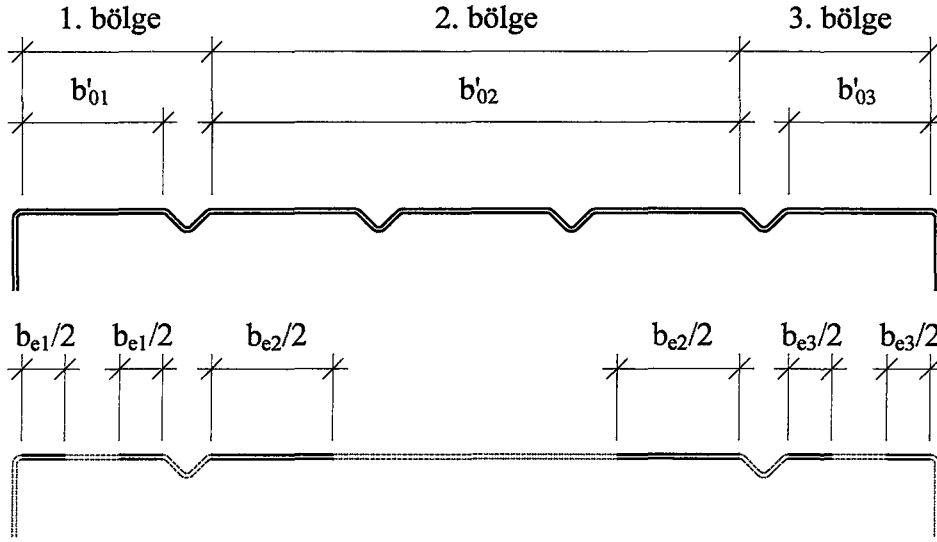
Madde 2.3.4.1 (Yalnız Bir Ara Rijitleyici Olması Durumunda Etkin Genişlik Hesabı)

$$0,95 \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma_{em}}} < \frac{b'_o}{t} \leq 60 \text{ ise,}$$

$$b'_e = 0,95 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma_{em}}} \quad (2.21)$$

$$\frac{b'_o}{t} > 60 \text{ ise,}$$

$$b'_e = \left(0,95 \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma_{em}}} - \frac{b'_o}{10 \cdot t} + 6 \right) \cdot t \quad (2.22)$$

Madde 2.3.4.1 (İki Etkin Ara Rijitleyici Olması Durumunda Etkin Genişlik Hesabı)


Şekil 2.12 Sık ara rijitleştiricili düzlem şekilli basınç elemanı için etkin genişliklerinin belirlenmesi (TS 11372, 1994)

$$0,95 \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma_{em}}} < \frac{b'_{oi}}{t} \leq 60 \quad \text{ise,}$$

$$b'_{ei} = 0,95 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma_{em}}} \quad (2.23)$$

$$\frac{b'_{oi}}{t} > 60 \quad \text{ise,}$$

$$b'_{ei} = \left(0,95 \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma_{em}}} - \frac{b'_{oi}}{10 \cdot t} + 6 \right) \cdot t \quad (2.24)$$

olarak hesaplanır.

d) Ara rijitleştiricilerin sahip olması gereken minimum rijitlik

Madde 2.3.3

Kendi ağırlık merkezinden geçen ve düzlem şekilli basınç elemanının düzlemine paralel eksene göre, ara rijitleştiricilerin atalet momenti,

$$I_r \geq \begin{cases} 3,66 \cdot t^4 \cdot \sqrt{\left(\frac{b'_o}{t}\right)^2} - 144 \\ 18,4 \cdot t^4 \end{cases} \quad (2.25)$$

olmalıdır.

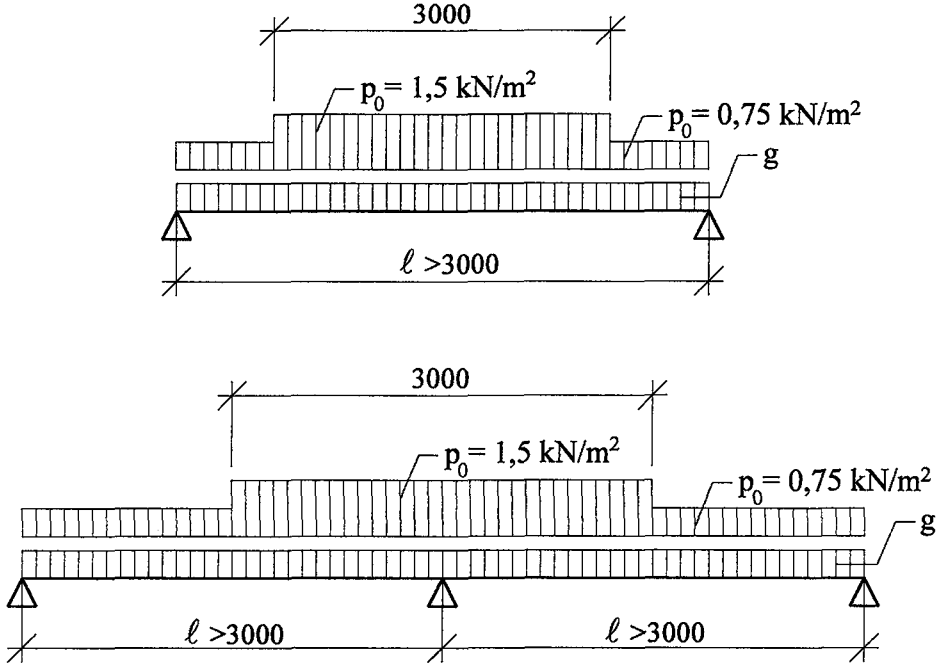
Bu bağıntıda, b'_o yerine $b'_{o,max}$ kullanılmalıdır.

2.4.2 İnşaat Sürecinde Yükler

Katlanmış çelik sacın kalıp olarak kullanıldığı bu süreçte, sacın emniyetinin ve kullanılabilirliğinin kontrolü gereklidir. Eğer geçici ara destekler kullanılmış ise etkileri bu süreçte hesaba katılmalıdır. Katlanmış çelik sacın tasarımında aşağıdaki yükler göz önüne alınmalıdır (Yorgun, 2003) :

- Çelik sacın kendi ağırlığı
- Islak beton ağırlığı
- Göllenme etkisi (çelik sacın sehiminden dolayı beton derinliğinin artması)
- İnşaat sırasındaki yükler
- Geçici depolama yükleri

İşçilerin ağırlığı veya beton dökümü sırasında olası herhangi bir yükün dahil edildiği yapım sürecindeki hareketli yük olarak; açıklık 3 m den büyük ise maksimum eğilme momenti ve kayma kuvveti oluşturacak şekilde, açıklık ortasında ve mesnetler üzerinde, 3 m x 3 m lik alanda 1.5 kN/m^2 , geri kalan alanda ise 0.75 kN/m^2 alınması önerilmektedir (Şekil 2.13) (Yorgun, 2003), açıklık 3 m den küçük ise açıklıkta yayılı olarak 2 kN/m^2 alınması önerilmektedir (Arda ve Yardımcı, 2000).

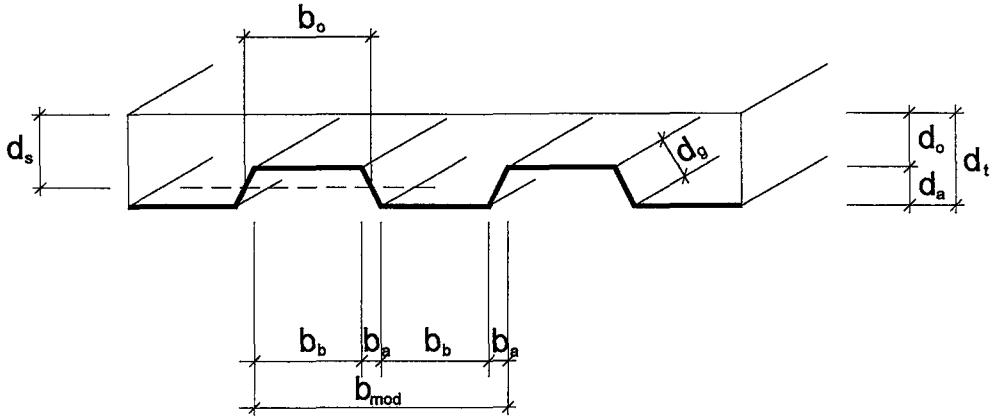


Şekil 2.13 Katlanmış çelik sacda konstrüksiyon yükleri (Yorgun, 2003)

$$f_{\max} \leq 10 \text{ mm}$$

ise, göllenme etkisiyle oluşacak yük ihmal edilebilir. Bu sınır değeri aşıyorsa, göllenme etkisi $0,70 \cdot f_{\max}$ kalınlığına eşit beton ağırlığı, mevcut beton ağırlığına ilave edilerek hesaba katılmalıdır (Arda ve Yardımcı, 2000).

2.4.3 Taşıma Sınır Durumu



Şekil 2.14 Katlanmış çelik saca ait geometrik ifadeler (Arda ve Yardımcı, 2000)

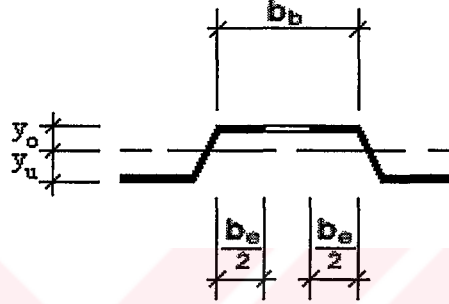
2.4.3.1 Sac Atalet Momentinin Hesaplanması:

Uzgider ve Arda'dan (1989) faydalanan ara rijitleştiricisiz bir katlanmış sacın atalet momenti

$$I_{ap} = \frac{b_{dos}}{b_{mod}} \cdot 2 \cdot t \cdot \left[b_b \cdot \left(\frac{d_a}{2} \right)^2 + d_g \cdot \frac{d_a^2}{12} \right] \quad (2.26)$$

olarak hesaplanabilir.

2.4.3.2 Etkin Genişlikten Dolayı Ağırlık Merkezinin Yer Değiştirmesi:



Şekil 2.15 Etkin genişliğe göre sac ağırlık merkezi (Arda ve Yardımcı, 2000)

$$y' = \frac{(b_b - b_e) \cdot t \cdot \frac{b_{dos}}{b_{mod}} \cdot \frac{d_a}{2}}{A_{ap} - (b_b - b_e) \cdot t \cdot \frac{b_{dos}}{b_{mod}}} \quad (2.27)$$

$$y_o = \frac{d_a}{2} + y' \quad (2.28)$$

$$y_u = \frac{d_a}{2} - y' \quad (2.29)$$

2.4.3.3 Etkin Genişlik Dikkate Alınarak Sac Atalet Momenti Hesabı:

Uzgider ve Arda'dan (1989) faydalanan ara rijitleştiricisiz bir katlanmış sacın etkin genişliği esas alınmış atalet momenti

$$I_e = I_{ap} - \frac{b_{dos}}{b_{mod}} \cdot (b_b - b_e) \cdot t \cdot \left(\frac{d_a}{2} \right)^2 - \left[A_{ap} - \frac{b_{dos}}{b_{mod}} \cdot (b_b - b_e) \cdot t \right] \cdot y'^2 \quad (2.30)$$

olarak hesaplanabilir.

Burada,

I_{ap} : Sac atalet momenti
 I_e : Sac etkin atalet momentidir.

2.4.3.4 Gerilme Tahkikleri:

$$W_{e,min} = \frac{I_e}{y_o} \quad (2.31)$$

$$\sigma_{max} = \frac{M_{Sd}}{W_{e,min}} \leq \sigma_{em} = 0,6 \cdot f_{yk,ap} \quad (2.32)$$

$$\tau_{max} = \frac{V_{Sd}}{2 \cdot d_g \cdot t \cdot \frac{b_{dos}}{b_{mod}}} \leq \tau_{em} = \frac{0,6 \cdot f_{yk,ap}}{\sqrt{3}} \quad (2.33)$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_{max}^2 + 3 \cdot \tau_{max}^2} \leq 0,75 \cdot f_{yk,ap} \quad (2.34)$$

$W_{e,min}$: Etkin sac minimum mukavemet momenti
 σ_{max} : Maksimum eğilme gerilmesi
 τ_{max} : Maksimum kayma gerilmesi
 σ_v : Mukayese gerilmesi

2.4.4 Kullanma Sınır Durumu

f_{lim} : İzin verilebilir sehim miktarı
 f_{max} : Kendi ağırlığı ve ıslak beton ağırlığı altında çelik sacın sehim
 L' : Geçici ara mesnetler arası mesafe

olmak üzere

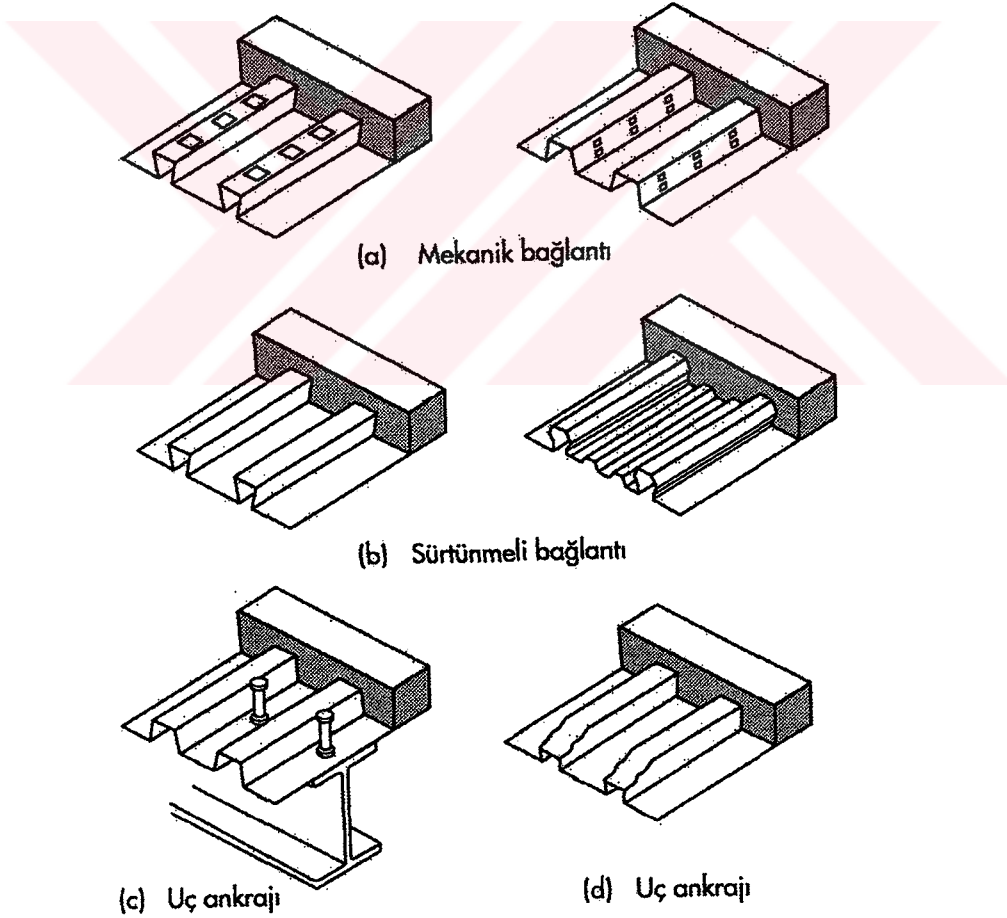
$$f_{lim} = \frac{L'}{150} \quad (2.35)$$

$f_{max} \leq f_{lim}$ olmalıdır (Arda ve Yardımcı,2000).

2.5 Kompozit Çalışma Sürecinde Davranış

Bir kompozit döşeme plağında, kalıcı kalıp olarak kullanılan katlanmış çelik sac ile üzerindeki betonun beraber çalışmasının sağlanabilmesi için iki malzeme arasında kaymanın önlenmesi gerekir. Çelik sac ve beton arasındaki doğal aderans kompozit çalışma için oldukça azdır ve ihmal edilmektedir. Katlanmış çelik sac ve beton arasındaki bağlantıyı sağlamanın birkaç değişik yolu vardır (Yorgun, 2003).

- Katlanmış çelik sacın yüzeyinde oluşturulan girinti ve çıkıntılarla sağlanan mekanik bağlantı (Şekil 2.16.a)
- Kapalı oluklar şeklinde teşkil edilmiş katlanmış çelik sac enkesiti ile sağlanan sürtünmeli bağlantı (Şekil 2.16.b)
- Döşemenin uçlarına yerleştirilmiş kayma bağlantıları (Şekil 2.16.c) veya çelik sac ucundaki olukların şekillendirilmesi ile sağlanan uç ankrajı (Şekil 2.16.d)

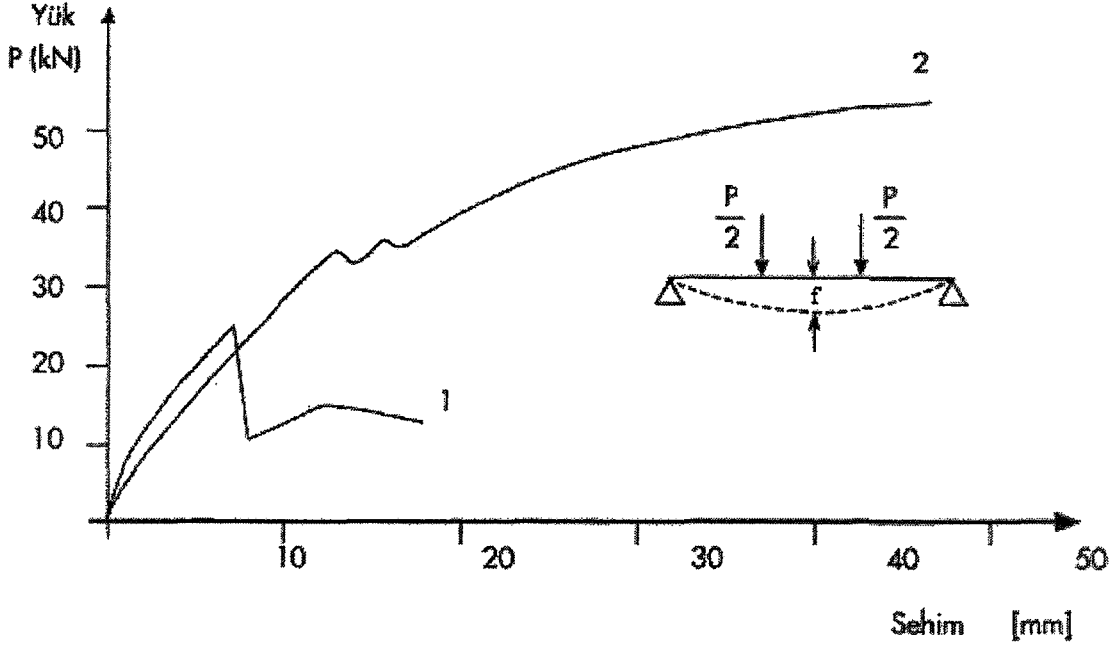


Şekil 2.16 Kompozit döşemelerde çelik sac ve beton arasındaki bağlantı türleri (Yorgun, 2000)

Bu bağlantı türlerinden biri ya da birkaçı birlikte kullanılarak, katlanmış çelik sac ile betonun birlikte çalışmasının sağlanmasıyla oluşturulan kompozit döşemelerin davranışı, çelik ve betonun birlikte kullanıldığı kompozit kiriş veya betonarmenin davranışından farklıdır.

Karma bir eleman olan betonarmede, donatı ve betonun birlikte çalışması bu iki malzeme arasındaki bağ kuvvetleri yani aderans ile sağlanır. Kompozit kirişlerde ise, çelik kirişin üst başlığına yerleştirilmiş kayma bağlantılarıyla beton ve çelik kesit arasında kompozit etki sağlanır. Bağlantıların tasarımı kirişin maksimum dayanımına ulaştığı kabulüne dayandırılır ve kayma bağlantılarının sayısı bu dayanıma göre belirlenirse tasarım "tam kayma bağlantılı" olarak isimlendirilir. Eğer kayma bağlantıları, bağlantının tam olarak sağlanabilmesi için gerek duyulan sayıdan az ise tasarım "kısmi kayma bağlantılı" olarak tanımlanmaktadır.

Kompozit döşemeler ise bu iki sistemin arasındadır ve her iki sistemin eleman özelliklerine sahiptir. Bir taraftan yüzeyindeki çıkıntılar veya uç ankrajları ile aderansı sağlayan katlanmış çelik sac, betonarmedeki donatıya benzerken, diğer taraftan kompozit kirişteki çelik kirişe benzeyen eğilme rijitliğine sahip bir elemandır. Ancak, donatının aksine çelik sac tam olarak betona gömülü olmadığından aynı görevi görmez. Kompozit döşemelerin gerçek davranışının analizini daha karışık hale getiren bu deformasyon davranışı, çok sayıda parametreye bağlıdır. Normal yükleme şartlarında kompozit döşeme, boyuna doğrultuda eğilme deformasyonu yapmış çelik sac ile çatlamış betondan oluşan bir eleman gibi davranır. Yükler küçük iken, döşeme çatlamayabilir. Parçalar arasındaki kompozit etki tamdır ve beton ve çelik sacdaki gerilmeler ve uzamalar lineerdir. Betonun çatlaması rijitliğin azalmasına sebep olur ve çatlamamış duruma göre, döşemede daha fazla sehim meydana gelir. Beton ve çelik sac arasındaki aderans, çatlaklara rağmen kayma kuvveti transferi için yeterlidir. Kompozit döşeme tasarım yükünden daha büyük yüklerle yüklendiğinde, davranışı büyük ölçüde çelik sacın tipine bağlıdır. Elemanlar arasında oluşan kayma gerilmeleri kayma dayanımından daha büyük olduğunda, kompozit döşemelerde bir miktar rölatif kayma ortaya çıkabilir (Yorgun, 2003).



Şekil 2.17 Kompozit döşemelerde tipik davranış biçimleri (Yorgun, 2003)

Kompozit döşemeler sadece çelik sacın tipine değil, döşemenin boyutlarına da bağlı olan farklı göçme biçimlerine sahiptir. Eğer yük kayma başlangıcına sebep olabilecek yükten daha büyük ise, kullanılan profil tipine bağlı olarak ani göçme ortaya çıkabilir (gevrek davranış). Bazı çelik sac tipleri, yük yavaş yavaş arttığında aynı zamanda rölatif kayma çoğalsa da, göçmeden önce büyük sehim yapabilmektedir (sünek davranış).

Kompozit döşemenin göçmesi, çelik sac veya betonda dayanımın sona ermesiyle malzeme göçmesi olarak veya beton ve çelik sac arasındaki yüzeyde aderansın yok olmasıyla kayma bağlantısı göçmesi olarak ortaya çıkabilir.

Belirli çelik sac tiplerinin geliştirilmesi için kompozit döşemeler üzerinde yükleme testleri yapılarak davranış tarzı belirlenir. Pratikte, katlanmış çok sayıda çelik sac enkesit tipi mevcuttur ve yönetmelikler kompozit döşemede kullanılacak her değişik sac enkesiti için mutlaka deney yapılmasını önermektedir. Kompozit döşemede, yer değiştirme kontrollü ve yükün dereceli olarak arttırıldığı deneyler yapılarak, Şekil 2.17 de gösterilen iki davranış modundan hangisinin ortaya çıkabileceği belirlenmektedir (Yorgun, 2003).

Gevrek Davranış Biçimi

Katlanmış çelik sac ve beton yüzeyleri arasındaki aderansın azalmasıyla bir miktar rölatif kayma ve yükte ani bir azalma gözlenir. Kayma kuvvetinin tümü sürtünme ve çelik sac yüzeyindeki çıkıntılarla alındığından, yükteki azalma mekanik yüzey çıkıntılarının kalitesine bağlıdır. Daha sonra, döşemenin ilave deformasyon yapmasıyla yükte önemsiz bir artış görülür. Döşemedeki mekanik bağlantılar beton ve çelik sac arasındaki kenetlenmeyi sağlamaya yeterli olmaz (Şekil 2.17-1 Eğrisi) (Yorgun, 2003).

Sünek Davranış Biçimi

Mekanik bağlantı göçme ortaya çıkıncaya kadar kayma kuvveti transferini sağlar. Göçme, tam kayma bağlantılı tasarımda eğilme dayanımının sona ermesiyle veya tam kayma bağlantılı olmayan tasarımda boyuna kayma dayanımının sona ermesiyle ortaya çıkar. Eğer göçme yükü ilk kaymaya sebep olan yükün % 10'undan daha fazla ise davranış "sünek" olarak sınıflandırılır (Şekil 2.17-2 Eğrisi). İlk uç kaymasına sebep olan yük ise döşemenin herhangi bir ucunda 0,5 mm den daha büyük uç kaymasına sebep olan yük olarak tanımlanır. Aksi takdirde davranış "gevrek" olarak sınıflandırılır (Yorgun, 2003).

2.5.1 Kompozit Çalışma Sürecinde Yükler

Kompozit çalışma sürecinde,

- Döşeme ağırlığı
- Kaplama ağırlığı
- Hareketli yük

değerleri dikkate alınır.

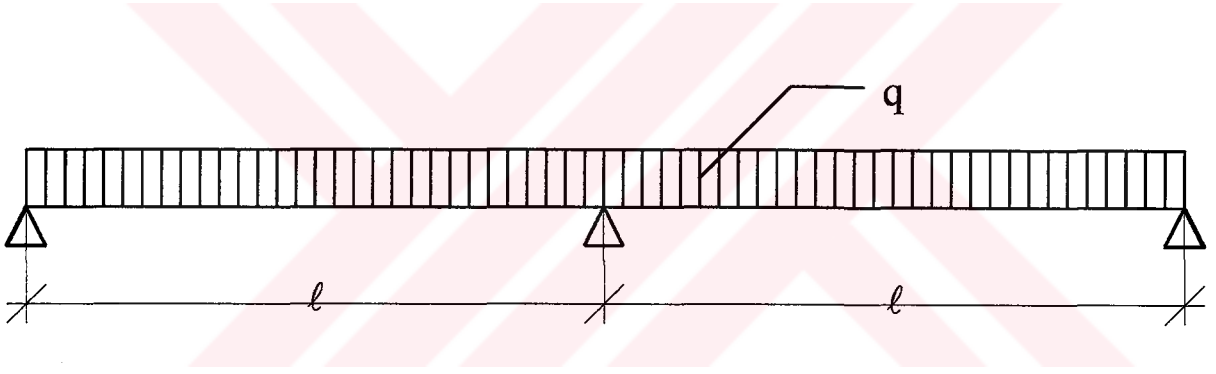
TS 4561 (1985) madde 1.5.2 ye göre toplam yük değeri, ağırlıklı yük katsayısı (= 1,70) ile çarpılarak artırılır ve kesit tesirleri artırılmış bu yüke göre hesaplanır. İnşaat aşamasında geçici ara mesnetler kullanılmış ise, kompozit çalışma sürecindeki tasarım hesaplarında bu mesnetler göz önüne alınmaz.

2.5.2 Kompozit Çalışma Sürecinde Tasarım

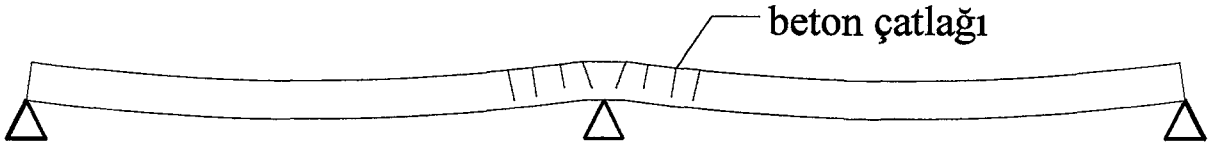
Elastik, elasto-plastik veya plastik analizler taşıma sınır durumu kontrolünde kompozit döşemedeki iç momentler ve kesme kuvvetlerini bulmak için kullanılabilir. Çoğu durumda, döşeme statik sistemi birkaç açıklıkta sürekli mesnetli seçilerek, birim genişlikteki döşeme enkesiti için elastik analiz yapılır (Şekil 2.20-1 eğrisi) (Yorgun, 2003).

Bu hesapta betonun çatlamadığı kabul edilerek çatlamamış kesit atalet momenti kullanılır. Betondaki çatlakları ise birkaç yol ile hesaba katmak mümkündür:

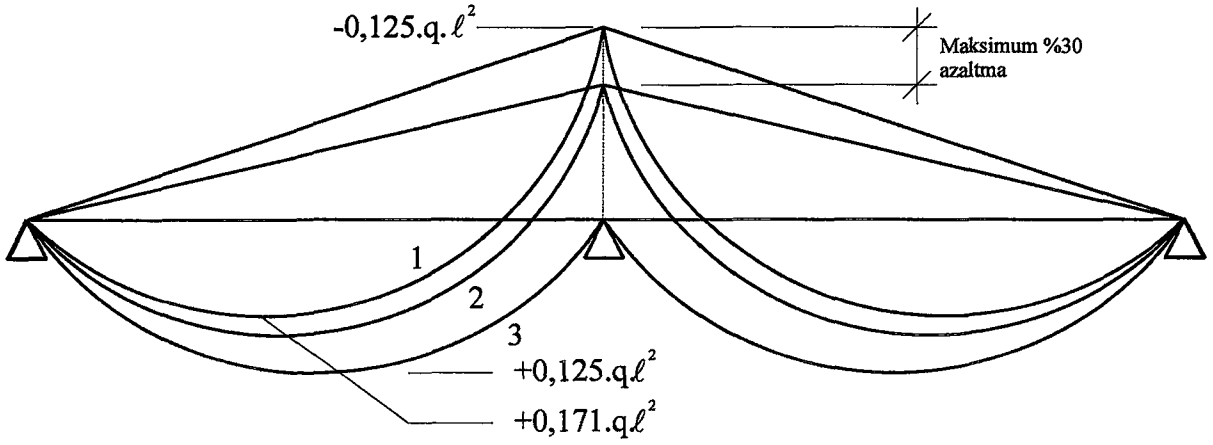
- Çatlamamış enkesit rijitliği kullanılırsa, negatif moment bölgesindeki beton çatladığında, kesitin çatlamamış olduğu açıklıkta, pozitif moment bölgesinin daha fazla moment taşıyabileceği kabulü yapılır. Bunun için bulunan mesnet momentleri %30 azaltılırken, açıklık momentleri denge koşulları sağlanacak şekilde artırılır ve bu momentlere göre tasarım yapılır (Şekil 2.20-2 Eğrisi).
- Mesnetler üzerindeki donatı ihmal edilerek, döşeme basit mesnetli kiriş serileri olarak göz önüne alınır (Şekil 2.20-3 Eğrisi). Kullanma kontrolleri için mesnetlere daima minimum donatı yerleştirilir.
- Donatı hesaba katılarak döşeme değişken atalet momentli bir kiriş gibi ele alınıp çatlamış kesit atalet momenti kullanılarak hesap yapılır.



Şekil 2.18 Statik sistem ve yükleme durumu (Yorgun, 2003)



Şekil 2.19 Deformasyon durumu (Yorgun, 2003)

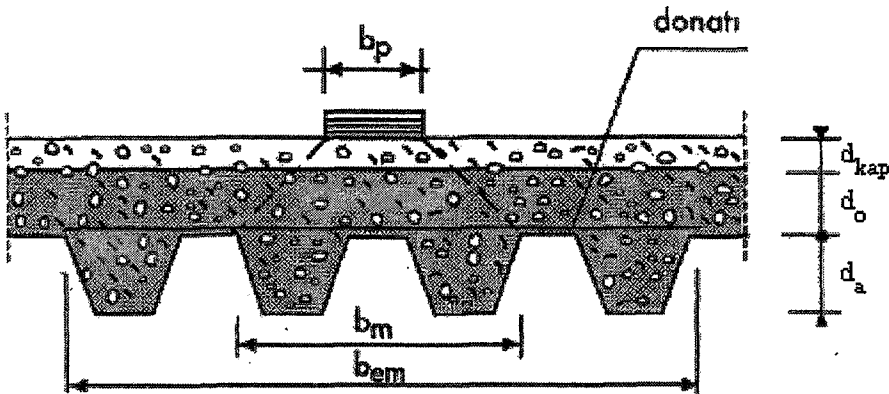


Şekil 2.20 Sürekli mesnetli döşeme analizi (Yorgun, 2003)

Elasto-plastik analizde mafsallarda dönmeler kontrol edilmeli ve gerekli olan dönmeleri elde etmek için en basit yol olarak negatif momentler bölgesine donatı eklenmelidir.

2.5.3 Etkili Döşeme Genişliği

Kompozit döşemenin dayanım hesapları üniform yayılı yükler için birim genişlikte yapılmaktadır. Tekil ve/veya çizgisel yük durumlarında ise hesaplarda etkili döşeme genişliği kullanılmaktadır.



Şekil 2.21 Tekil yükün yayılışı (Yorgun, 2003)

Tekil yük veya oluk yönüne paralel çizgisel yük durumunda, etkili döşeme genişliğini belirlemek için aşağıdaki formül ile hesaplanan değer kullanılır (Yorgun, 2003):

$$b_m = b_p + 2 \cdot (d_o + d_{kap}) \quad (2.36)$$

Burada,

d_o : Çelik sac üstündeki beton döşeme kalınlığı
 d_{kap} : Eğer varsa beton üstündeki kaplama kalınlıklarıdır.

Yapısal analiz ve dayanım hesabı için göz önüne alınacak etkili döşeme genişliği aşağıdaki bağıntılardan hesaplanabilir:

Eğilme ve boyuna kayma için:

Sürekli döşemelerin kenar açıklıkları ve basit açıklıklı döşemelerde:

$$b_{em} = b_m + 2 \cdot L_p \cdot \left(1 - \frac{L_p}{L}\right) \leq \text{Döşeme genişliği} \quad (2.37)$$

Sürekli döşemelerin iç açıklıklarında:

$$b_{em} = b_m + \left(\frac{4 \cdot L_p}{3}\right) \cdot \left(1 - \frac{L_p}{L}\right) \leq \text{Döşeme genişliği} \quad (2.38)$$

Kesme kuvveti için:

$$b_{em} = b_m + L_p \cdot \left(1 - \frac{L_p}{L}\right) \leq \text{Döşeme genişliği} \quad (2.39)$$

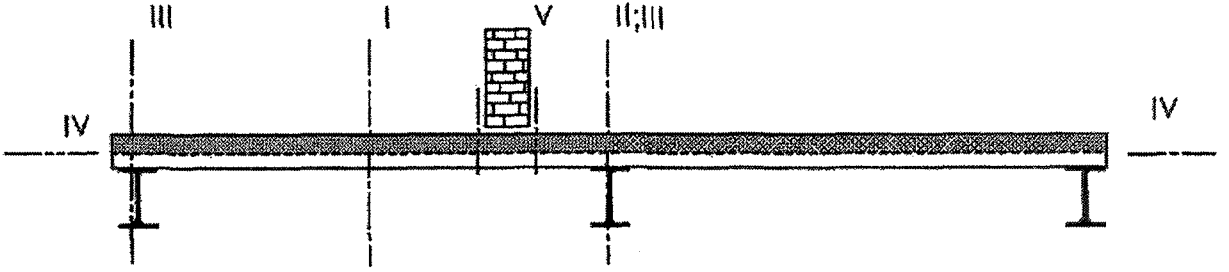
Formüllerde,

L_p : Yükün en yakın mesnede uzaklığı
 L : Döşeme açıklığıdır.

Döşemenin enine doğrultuda homojen olarak çalışmasını sağlamak için tüm yükleme durumlarında gerekli minimum enine donatı yerleştirilmelidir. Tekil veya çizgisel yük durumunda hesapla bulunacak gerekli enine donatı etkili döşeme genişliği belirlenerek yerleştirilir (Yorgun, 2003).

2.5.4 Taşıma Sınır Durumu

Kompozit döşeme plaklarının taşıma gücünün belirlenmesinde tasarım formülleri beklenen göçme biçimleri üzerine kurulmuştur. Beton sertleşip yeterli mukavemeti kazandığında, yani kompozit çalışma gerçekleştiğinde, Şekil 2.22 de görülen kesitlerde göçme ortaya çıkabilir. Kritik kesitlerde ortaya çıkabilecek göçme biçimlerinden herhangi biriyle taşıma sınır durumlarına ulaşılmaması için kompozit döşemenin dayanımı yeterli olmalıdır (Yorgun, 2003).



Şekil 2.22 Taşıma sınır durumunda kritik kesitler (Yorgun, 2003)

2.5.4.1 Eğilme Dayanımı Ve Kontrolü

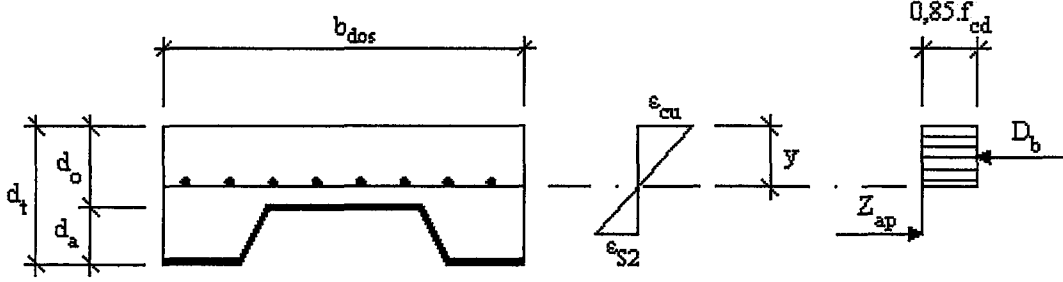
Eğilme göçmesi halidir ve tasarım eğilme dayanımına çelik sac ve beton arasındaki bağlantı tam olarak sağlanmış ise ulaşılabilir.

Tasarım plastik eğilme dayanımı M_{pl} , pozitif ve negatif moment bölgelerinin her ikisinde hem beton hem de katlanmış çelik sac için dikdörtgen gerilme diyagramları kabulü ile hesaplanmaktadır.

Bu bölümde, yararlanılan kaynaklardan farklı olarak, kompozit döşemeyi oluşturan tüm elemanları hesaba katarak gerilme – şekil değiştirme ilişkilerinin incelenmesi ve denge denklemlerinin malzeme davranışına göre değişebilecek şekilde düzenlenmesi tarafımızdan önerilmiştir.

Pozitif Momentler Bölgesinde Hesap (I Kesitinde Göçme Durumu)

a) Tarafsız Eksenin Çelik Hasır Hizasında Olması Özel Durumu İçin:



Şekil 2.23 Şekil değiştirme ve gerilme dağılımı

$$y = d_0 - z' - \phi' - \frac{\phi}{2} \quad (2.40)$$

- d_0 : çelik sac üzeri beton kalınlığı
 z' : pas payı
 ϕ' : çelik hasırın enine doğrultuda donatı çapı
 ϕ : çelik hasırın boyuna doğrultuda donatı çapı

$$\sum H = 0 \text{ dan}$$

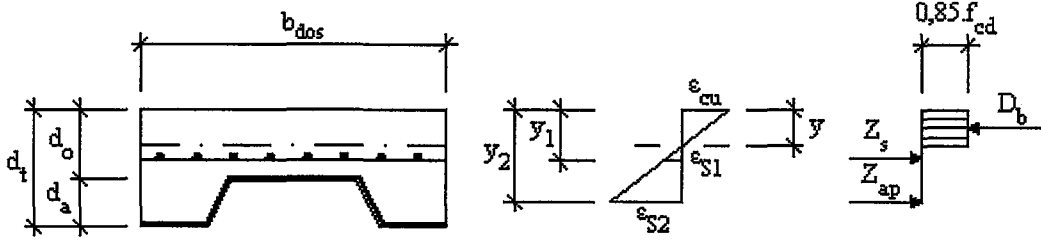
$$D_b = Z_{ap}$$

$$0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y = A_{ap} \cdot f_{yd,ap} \quad (2.41)$$

olmalıdır. Aksi halde 2 farklı durum söz konusu olabilir:

- 1) $D_b > Z_{ap}$ ise Tarafsız eksen, beton plak içerisinde ve çelik hasır üzerindedir.
- 2) $D_b < Z_{ap}$ ise
 - Tarafsız eksen beton plak içerisinde ve çelik hasır altında olabilir.
 - Tarafsız eksen çelik sac içerisinde olabilir.

b) Tarafsız Eksenin Beton Plak İçinde Ve Çelik Hasır Üzerinde Olması Durumu İçin:



Şekil 2.24 Şekil değiştirme ve gerilme dağılımı

$$A_{ap} \cdot f_{yd,ap} + A_s \cdot f_{yd,s} \leq 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{dos} \cdot y \quad (2.42)$$

$$y_1 = d_o - z' - \phi' - \frac{\phi}{2} \quad (2.43)$$

$$y_2 = d_t - \frac{d_a}{2} \quad (2.44)$$

$$\left. \begin{array}{l} \varepsilon_{su,d} \geq \varepsilon_{s2} \geq \varepsilon_{yd,ap} \Rightarrow \sigma_{s2} = f_{yd,ap} \\ \varepsilon_{cu} = 0,003 \end{array} \right\} \text{ kabulü yapılarak ve deneme-yanılma metodu ile,}$$

- 1) y ye değer verilerek, üçgen benzerliklerinden uygunluk denklemleri yazılır ve ε_{si} değerleri hesaplanır.

İterasyona başlarken y nin alabileceği değerler:

$$0 < y < y_1 \text{ olmak üzere,}$$

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{(\varepsilon_{si} + \varepsilon_{cu})} = \frac{y}{y_1} \Rightarrow \varepsilon_{si} = \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (y_1 - y)}{y} \quad (2.45)$$

- 2) Çelik hasır için akma kontrolü yapılır.

$$\varepsilon_{s1} \geq \varepsilon_{yd,s} \Rightarrow \sigma_{s1} = f_{yd,s} \quad (2.46)$$

$$\varepsilon_{s1} < \varepsilon_{yd,s} \Rightarrow \sigma_{s1} = \varepsilon_{s1} \cdot E_s \quad (2.47)$$

- 3) Z_s ve Z_{ap} değerleri hesaplanır.

$$Z_s = A_s \cdot \sigma_{s1} \quad (2.48)$$

$$Z_{ap} = A_{ap} \cdot f_{yd,ap} \quad (2.49)$$

- 1) y ye değer verilerek, üçgen benzerliklerinden uygunluk denklemleri yazılır ve ϵ_{si} değerleri hesaplanır.

İterasyona başlarken y nin alabileceği değerler:

$y_1 < y < d_0$ olmak üzere,

$$\frac{\epsilon_{s1}}{\epsilon_{cu}} = \frac{(y - y_1)}{y} \Rightarrow \epsilon_{s1} = \frac{\epsilon_{cu} \cdot (y - y_1)}{y} \quad (2.56)$$

$$\frac{\epsilon_{cu}}{(\epsilon_{s2} + \epsilon_{cu})} = \frac{y}{y_2} \Rightarrow \epsilon_{s2} = \frac{\epsilon_{cu} \cdot (y_2 - y)}{y} \quad (2.57)$$

- 2) Çelik sac için akma kontrolü yapılır.

$\epsilon_{s2} < \epsilon_{yd,ap} \Rightarrow y$ nin değeri artırılarak iterasyona devam edilir. y değerleri yukarıda belirtilen sınırlar içinde çelik sacın akması için yeterli gelmiyorsa, tarafsız eksen çelik sac içinde kalıyor demektir.

$\epsilon_{s2} \geq \epsilon_{yd,ap} \Rightarrow$ çelik hasırın akma kontrolü yapılır.

$$\epsilon_{s1} \geq \epsilon_{yd,s} \Rightarrow \sigma_{s1} = f_{yd,s} \quad (2.46)$$

$$\epsilon_{s1} < \epsilon_{yd,s} \Rightarrow \sigma_{s1} = \epsilon_{s1} \cdot E_s \quad (2.47)$$

- 3) Z_{ap} değeri hesaplanır.

$$Z_{ap} = A_{ap} \cdot f_{yd,ap} \quad (2.49)$$

- 4) D_b hesaplanır.

$$D_b = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{dos} \cdot y \quad (2.50)$$

$$D_s = A_s \cdot \sigma_{s1} \quad (2.58)$$

- 5) Yatay kuvvetler dengesi kontrol edilir.

$$\sum H = 0 \text{ dan}$$

$$D_b + D_s = Z_{ap} \quad (2.59)$$

olmalıdır. Eşitlik sağlanıncaya kadar iterasyona devam edilir.

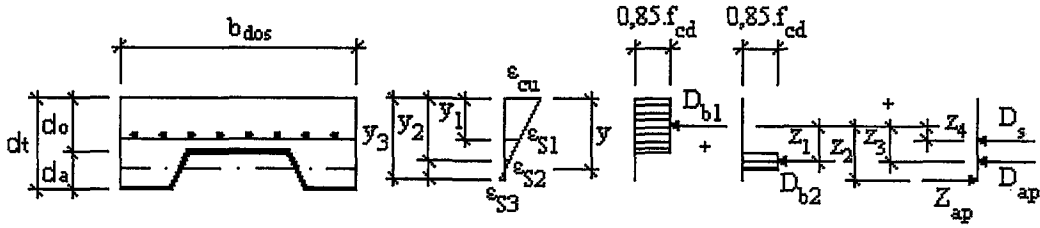
6) Moment taşıma kapasitesi hesaplanır.

$$M_{pl} = Z_{ap} \cdot z_2 - D_s \cdot z_1 \quad (2.60)$$

$$z_1 = y_1 - \frac{y}{2} \quad (2.53)$$

$$z_2 = y_2 - \frac{y}{2} \quad (2.54)$$

d) Tarafsız Eksenin Çelik Sac İçinde Olması Durumu İçin:

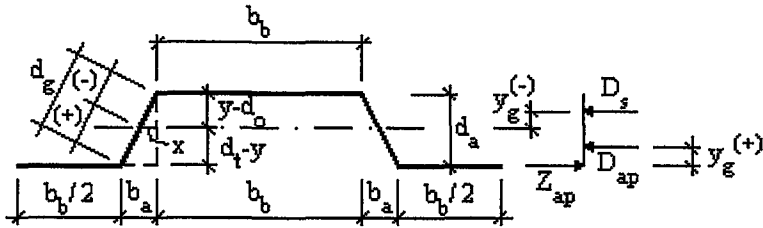


Şekil 2.26 Şekil değiştirme ve gerilme dağılımı

$$y_1 = d_o - z' - \phi' - \frac{\phi}{2} \quad (2.43)$$

$$y_2 = y - y_g^{(-)} \quad (2.61)$$

$$y_3 = d_t - y_g^{(+)} \quad (2.62)$$



Şekil 2.27 Tarafsız eksenin çelik sac içindeki yerine ait geometrik büyüklükler

$$\frac{x}{b_a} = \frac{(y - d_o)}{d_a} \Rightarrow x = \frac{b_a}{d_a} \cdot (y - d_o) \quad (2.63)$$

$$d_g^{(-)} = \sqrt{x^2 + (y - d_0)^2} \quad (2.64)$$

$$d_g^{(+)} = d_g - d_g^{(-)} \quad (2.65)$$

$d_g^{(-)}$: çelik sacın basınca çalışan gövde kısmı uzunluğu

$d_g^{(+)}$: çelik sacın çekmeye çalışan gövde kısmı uzunluğu

$$A_{ap}^{(-)} = (2 \cdot d_g^{(-)} + b_b) \cdot t \cdot \frac{b_{dos}}{b_{mod}} \quad (2.66)$$

$$A_{ap}^{(+)} = (2 \cdot d_g^{(+)} + b_b) \cdot t \cdot \frac{b_{dos}}{b_{mod}} \quad (2.67)$$

$A_{ap}^{(-)}$: basınca çalışan çelik sac alanı

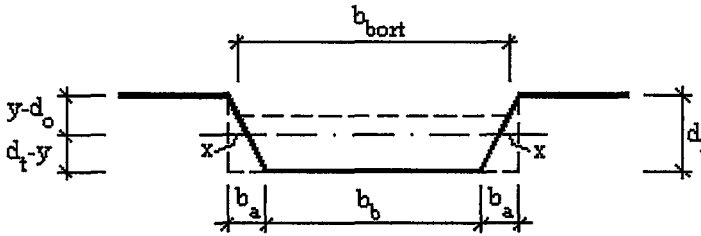
$A_{ap}^{(+)}$: çekmeye çalışan çelik sac alanı

$$y_g^{(-)} = \frac{(y - d_0) \cdot (b_b + d_g^{(-)})}{b_b + 2 \cdot d_g^{(-)}} \quad (2.68)$$

$$y_g^{(+)} = \frac{d_g^{(+)} \cdot (d_t - y)}{b_b + 2 \cdot d_g^{(+)}} \quad (2.69)$$

$y_g^{(-)}$: çelik sacın basınca çalışan kısmının, tarafsız eksene göre ağırlık merkezi

$y_g^{(+)}$: çelik sacın çekmeye çalışan kısmının, sac alt yüzüne göre ağırlık merkezi



Şekil 2.28 Tarafsız eksenin sac içinde kalması durumunda beton kısma ait geometrik büyüklükler

$$b_{ort} = \frac{b_b + 2 \cdot b_a - 2 \cdot x + b_b + 2 \cdot b_a}{2}$$

$$b_{ort} = \frac{2 \cdot (b_b + 2 \cdot b_a) - 2 \cdot x}{2}$$

$$b_{ort} = b_b + 2 \cdot b_a - x \quad (2.70)$$

b_{ort} : oluklar içinde kalan betonun basınca çalışan kısmının ortalama genişliği

$$\left. \begin{array}{l} \varepsilon_{su,d} \geq \varepsilon_{s3} \geq \varepsilon_{yd,ap} \Rightarrow \sigma_{s3} = f_{yd,ap} \\ \varepsilon_{cu} = 0,003 \end{array} \right\} \text{ kabulü ile yapılarak ve deneme-yanılma metodu ile,}$$

- 1) y ye değer verilerek, üçgen benzerliklerinden uygunluk denklemleri yazılır ve ε_{si} değerleri hesaplanır.

İterasyona başlarken y nin alabileceği değerler:

$d_0 < y < d_t$ olmak üzere

$$\frac{\varepsilon_{si}}{\varepsilon_{cu}} = \frac{(y - y_1)}{y} \Rightarrow \varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (y - y_1)}{y} \quad (2.56)$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (y - y_2)}{y} \quad (2.71)$$

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{(\varepsilon_{s3} + \varepsilon_{cu})} = \frac{y}{y_3} \Rightarrow \varepsilon_{s3} = \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (y_3 - y)}{y} \quad (2.72)$$

- 2) Çelik sacın çekmeye çalışan kısmı için akma kontrolü yapılır.

$\varepsilon_{s3} < \varepsilon_{yd,ap} \Rightarrow y$ nin değeri artırılarak iterasyona devam edilir.

$\varepsilon_{s3} \geq \varepsilon_{yd,ap} \Rightarrow$ çelik sacın basınca çalışan kısmı ve çelik hasır için akma kontrolü yapılır.

$$\varepsilon_{s1} \geq \varepsilon_{yd,s} \Rightarrow \sigma_{s1} = f_{yd,s} \quad (2.46)$$

$$\varepsilon_{s1} < \varepsilon_{yd,s} \Rightarrow \sigma_{s1} = \varepsilon_{s1} \cdot E \quad (2.47)$$

$$\varepsilon_{s2} \geq \varepsilon_{yd,s} \Rightarrow \sigma_{s2} = f_{yd,ap} \quad (2.73)$$

$$\varepsilon_{s2} < \varepsilon_{yd,s} \Rightarrow \sigma_{s2} = \varepsilon_{s2} \cdot E \quad (2.74)$$

3) Z_{ap} değeri hesaplanır.

$$Z_{ap} = A_{ap}^{(+)} \cdot f_{yd,ap} \quad (2.75)$$

4) D_{b1} , D_{b2} , D_s , D_{ap} hesaplanır.

$$D_{b1} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{dos} \cdot d_0 \quad (2.76)$$

$$D_{b2} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{ort} \cdot (y - d_0) \cdot \frac{b_{dos}}{b_{mod}} \quad (2.77)$$

$$D_s = A_s \cdot \sigma_{s1} \quad (2.58)$$

$$D_{ap} = A_{ap}^{(-)} \cdot \sigma_{s2} \quad (2.78)$$

5) Yatay kuvvetler dengesi kontrol edilir.

$$\sum H = 0 \text{ dan}$$

$$D_{b1} + D_{b2} + D_s + D_{ap} = Z_{ap} \quad (2.79)$$

olmalıdır.

Eşitlik sağlanıncaya kadar iterasyona devam edilir.

6) Moment taşıma kapasitesi hesaplanır.

$$M_{pl} = Z_{ap} \cdot z_2 - D_{ap} \cdot z_3 - D_s \cdot z_4 - D_{b2} \cdot z_1 \quad (2.80)$$

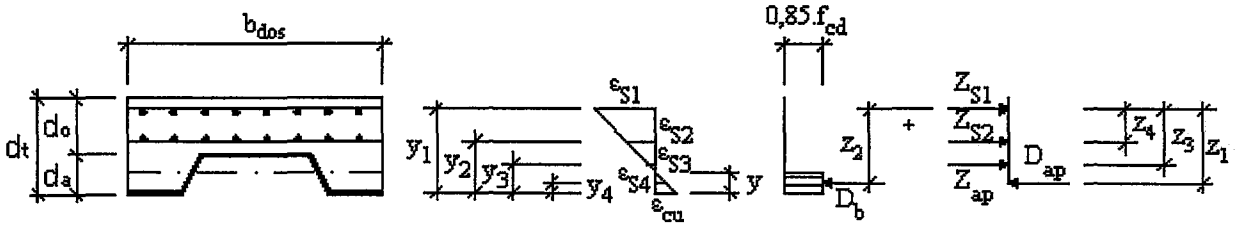
$$z_1 = \frac{d_0}{2} + \frac{(y - d_0)}{2} = \frac{y}{2} \quad (2.81)$$

$$z_2 = y_3 - \frac{d_0}{2} \quad (2.82)$$

$$z_3 = y_2 - \frac{d_0}{2} \quad (2.83)$$

$$z_4 = y_1 - \frac{d_0}{2} \quad (2.84)$$

Negatif Momentler Bölgesinde Hesap (II Kesitinde Göçme Durumu)



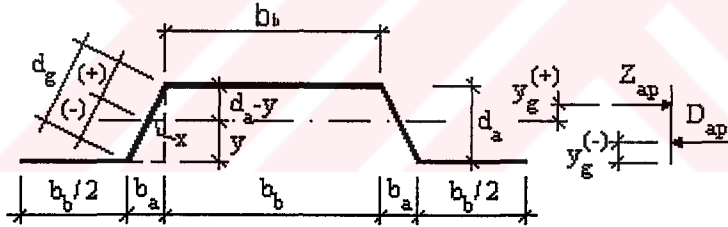
Şekil 2.29 Şekil değiştirme ve gerilme dağılımı

$$y_1 = d_t - z' - \phi' - \frac{\phi}{2} \quad (2.85)$$

$$y_2 = d_a + z' + \phi' + \frac{\phi}{2} \quad (2.86)$$

$$y_3 = y + y_g^{(+)} \quad (2.87)$$

$$y_4 = y_g^{(-)} \quad (2.88)$$



Şekil 2.30 Tarafsız eksenin çelik sac içindeki yerine ait geometrik büyüklükler

$$\frac{x}{b_a} = \frac{(d_a - y)}{y} \Rightarrow x = \frac{b_a \cdot (d_a - y)}{y} \quad (2.89)$$

$$d_g^{(+)} = \sqrt{x^2 + (d_a - y)^2} \quad (2.90)$$

$$d_g^{(-)} = d_g - d_g^{(+)} \quad (2.91)$$

$d_g^{(-)}$: çelik sacın basınca çalışan gövde kısmı uzunluğu

$d_g^{(+)}$: çelik sacın çekmeye çalışan gövde kısmı uzunluğu

$$A_{ap}^{(-)} = (2 \cdot d_g^{(-)} + b_b) \cdot t \cdot \frac{b_{dos}}{b_{mod}} \quad (2.66)$$

$$A_{ap}^{(+)} = (2 \cdot d_g^{(+)} + b_b) \cdot t \cdot \frac{b_{dos}}{b_{mod}} \quad (2.67)$$

$A_{ap}^{(-)}$: basınca çalışan çelik sac alanı

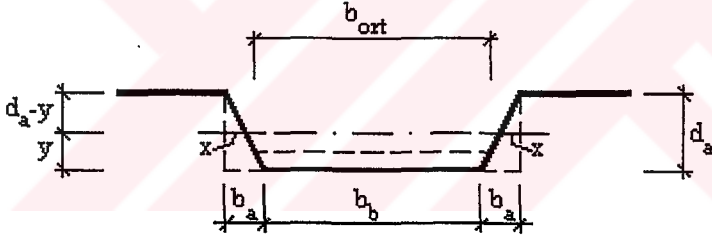
$A_{ap}^{(+)}$: çekmeye çalışan çelik sac alanı

$$y_g^{(-)} = \frac{d_g^{(-)} \cdot y}{b_b + 2 \cdot d_g^{(-)}} \quad (2.92)$$

$$y_g^{(+)} = \frac{(d_a - y) \cdot (b_b + d_g^{(+)})}{b_b + 2 \cdot d_g^{(+)}} \quad (2.93)$$

$y_g^{(-)}$: basınca çalışan çelik sacın, sac alt yüzüne göre ağırlık merkezi

$y_g^{(+)}$: çekmeye çalışan çelik sacın, tarafsız eksene göre ağırlık merkezi



Şekil 2.31 Tarafsız eksenin sac içinde kalması durumunda beton kısma ait geometrik büyüklükler

$$b_{ort} = \frac{b_b + 2 \cdot b_a - 2 \cdot x + b_b}{2}$$

$$b_{ort} = \frac{2 \cdot (b_b + b_a) - 2 \cdot x}{2}$$

$$b_{ort} = b_b + b_a - x \quad (2.94)$$

b_{ort} : oluklar içinde kalan betonun basınca çalışan kısmının ortalama genişliği

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_{su,d} \geq \varepsilon_{s1} \geq \varepsilon_{yd,s} &\Rightarrow \sigma_{s1} = f_{yd,s} \\ \varepsilon_{cu} &= 0,003 \end{aligned} \right\} \text{ kabulü ile yapılarak ve deneme-yanılma metodu ile,}$$

- 1) y ye değer verilerek, üçgen benzerliklerinden uygunluk denklemleri yazılır ve ε_{si} değerleri hesaplanır.

$$\frac{\varepsilon_{s4}}{\varepsilon_{cu}} = \frac{(y - y_4)}{y} \Rightarrow \varepsilon_{s4} = \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (y - y_4)}{y} \quad (2.95)$$

$$\frac{\varepsilon_{si}}{(\varepsilon_{si} + \varepsilon_{cu})} = \frac{(y_i - y)}{y_i} \Rightarrow \varepsilon_{si} = \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (y_i - y)}{y} \quad (2.45)$$

- 2) Üst çelik hasır için akma kontrolü yapılır.

$$\varepsilon_{s1} < \varepsilon_{yd,s} \Rightarrow y \text{ nin değeri artırılarak iterasyona devam edilir.}$$

$$\varepsilon_{s1} \geq \varepsilon_{yd,s} \Rightarrow \text{alt çelik hasır ve çelik sac için akma kontrolü yapılır.}$$

$$\varepsilon_{s2} \geq \varepsilon_{yd,s} \Rightarrow \sigma_{s2} = f_{yd,s} \quad (2.96)$$

$$\varepsilon_{s2} < \varepsilon_{yd,s} \Rightarrow \sigma_{s2} = \varepsilon_{s2} \cdot E \quad (2.97)$$

$$\varepsilon_{s3} \geq \varepsilon_{yd,ap} \Rightarrow \sigma_{s3} = f_{yd,ap} \quad (2.98)$$

$$\varepsilon_{s3} < \varepsilon_{yd,ap} \Rightarrow \sigma_{s3} = \varepsilon_{s3} \cdot E \quad (2.99)$$

$$\varepsilon_{s4} \geq \varepsilon_{yd,ap} \Rightarrow \sigma_{s4} = f_{yd,ap} \quad (2.100)$$

$$\varepsilon_{s4} < \varepsilon_{yd,ap} \Rightarrow \sigma_{s4} = \varepsilon_{s4} \cdot E \quad (2.101)$$

- 3) Z_{s1} , Z_{s2} , Z_{ap} değerleri hesaplanır.

$$Z_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd,s} \quad (2.102)$$

$$Z_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \quad (2.103)$$

$$Z_{ap} = A_{ap}^{(+)} \cdot \sigma_{s3} \quad (2.104)$$

4) D_b , D_{ap} değerleri hesaplanır.

$$D_b = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{ort} \cdot y \cdot \frac{b_{dos}}{b_{mod}} \quad (2.105)$$

$$D_{ap} = A_{ap}^{(-)} \cdot \sigma_{s4} \quad (2.106)$$

5) Yatay kuvvetler dengesi kontrol edilir.

$$\sum H = 0 \text{ dan}$$

$$D_b + D_{ap} = Z_{s1} + Z_{s2} + Z_{ap} \quad (2.107)$$

olmalıdır.

Eşitlik sağlanıncaya kadar iterasyona devam edilir.

6) Moment taşıma kapasitesi hesaplanır.

$$M_{pl} = D_{ap} \cdot z_1 + D_b \cdot z_2 - Z_{ap} \cdot z_3 - Z_{s2} \cdot z_4 \quad (2.108)$$

$$z_1 = y_1 - y_4 \quad (2.109)$$

$$z_2 = y_1 - \frac{y}{2} \quad (2.110)$$

$$z_3 = y_1 - y_3 \quad (2.111)$$

$$z_4 = y_1 - y_2 \quad (2.112)$$

2.5.4.2 Kesme Kuvveti Dayanımı Ve Kontrolü

Kesme dayanım kapasitesinin aşılması özel hallerde, örneğin, büyük tekil kuvvetler etkisindeki kısa açıklıklı derin döşemelerin III kesitinde ortaya çıkar (Şekil 2.22). Tekil yükten dolayı zımbalama dayanımı ayrıca kontrol edilmelidir (Yorgun, 2003).

Kesme ve zımbalama dayanımının belirlenmesinde genellikle çelik sac ihmal edilerek sadece beton katkısı göz önüne alınır.

Bir oluk için tasarım kesme dayanımı,

$$V_{V,Rd} = b_{s,ap} \cdot d_s \cdot \tau_c \quad (2.113)$$

olarak hesaplanır.

Birim genişlik için bu değer oluk sayısı ile çarpılır.

Burada τ_c , kompozit döşemenin yaklaşık sınır kayma gerilmesidir ve,

$$\tau_c = \tau_{Rd} \cdot k_1 \cdot k_2 \quad (2.114)$$

şeklinde hesaplanmaktadır.

$$k_1 = (1,6 - d) \geq 1 \quad (2.115)$$

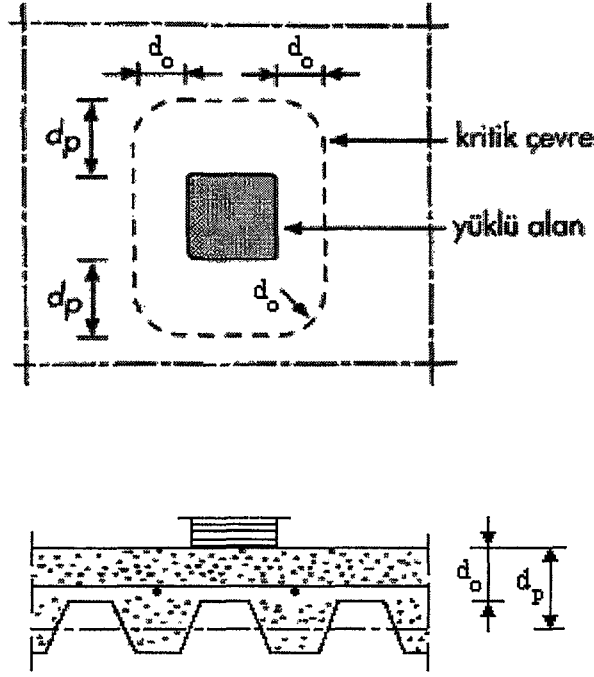
$$k_2 = 1,2 + 40 \cdot \rho \quad (2.116)$$

olarak hesaplanan faktörlerdir. d nin birimi metre olarak alınır.

$$\rho = \frac{A}{b_c \cdot d} \leq 0,02 \quad (2.117)$$

olarak hesaplanan donatı veya çelik sac oranı yüzdesinin artması halinde ise beton döşemenin kayma dayanımı çoğalır. Burada,

$A=A_{ap}$	: pozitif moment bölgesinde çelik sac alanı
$A=A_s$	: negatif moment bölgesinde donatı alanı
d	: pozitif eğilme bölgesinde etkili çelik sac alanı tarafsız ekseninin döşeme üstüne uzaklığı, negatif eğilme bölgesinde donatı ağırlık merkezinin döşeme altına uzaklığı
b_c	: birim genişlikte içi beton dolu olukların ortalama genişliği
τ_{Rd}	: donatısız betonun kayma dayanımıdır.



Şekil 2.32 Tekil yük etkisi için kritik çevre (Yorgun, 2003)

Tekil yük etkisindeki kompozit döşemenin zımbalama kesme kuvveti dayanımı $V_{p,Rd}$ ise aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır:

$$V_{p,Rd} = C_p \cdot d_o \cdot \tau_c \quad (2.118)$$

$$C_p = \left[b_p + d_p + d_o \cdot \left(\frac{\pi}{2} - 1 \right) \right] \quad (2.119)$$

Burada,

d_o : çelik sac oluklarının üstündeki beton kalınlığı
 C_p : kritik çevre

Kompozit döşemenin kesme kuvveti dayanımının kontrolünde nadiren emniyetsiz tarafta kalındığı görülür. Kesme kuvveti ancak, büyük yükler etkisi altında olan derin döşemelerde, eğilme momentinin sıfır olduğu kenar mesnetlerde veya orta mesnetlerde etkin olabilir, moment ve kesme kuvvetinin birlikte bulunması halinde arada etkileşim olmadığı kabul edilmektedir (Yorgun,2003).

Kontrol,

$$V_{Sd} \leq V_{V,Rd} \quad (2.120)$$

ile yapılabilir. Burada,

V_{Sd} : tasarım kesme kuvveti
 $V_{V,Rd}$: tasarım kesme kuvveti dayanımıdır.

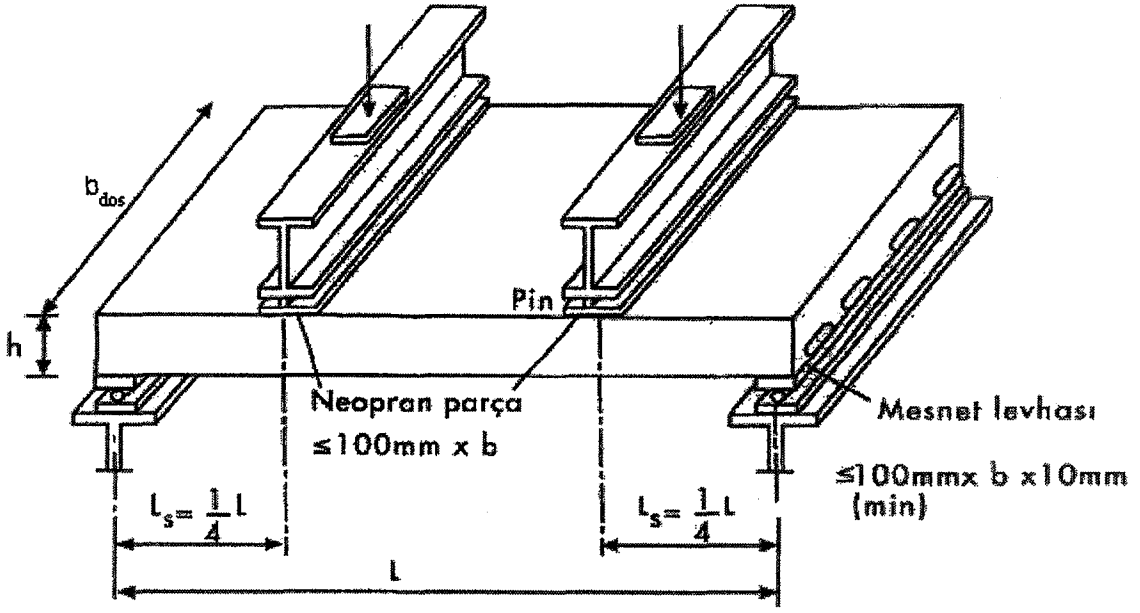
2.5.4.3 Boyuna Kayma Dayanımı Ve Kontrolü

Döşemenin taşıyabileceği maksimum yük, kayma bağlantısının dayanımı ile belirlenmektedir. Boyuna kayma dayanımı, çelik sac yüzeyinde oluşturulan çıkıntılara, ilave donatı veya açıklık uçlarına yerleştirilen bağlantı araçlarına veya çelik sac ve beton arasındaki doğal aderansa bağlıdır. Eğer çelik sac ile beton arasındaki bağlantı yeterli değilse, kompozit döşemede eğilme dayanımına ulaşılamaz ve IV kesitinde göçme meydana gelir (Şekil 2.22). Bu duruma "kısmi kayma bağlantısı" adı verilmektedir (Yorgun, 2003).

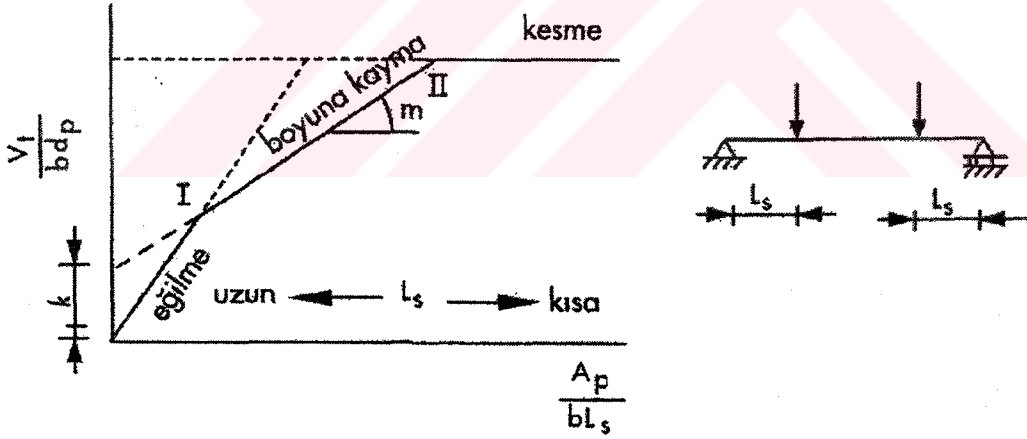
Bu bağlantıların dayanımı sadece testlerle belirlenebilmektedir. Bu amaçla iki ayrı tasarım metodu kullanılır. Her iki yöntemde de simetrik çizgisel iki tekil yükle yüklenmiş basit açıklıklı test düzeneği ile gerçek ölçekli kompozit döşeme testleri yapılarak (Şekil 2.33), m ve k faktörleri, ya da $\tau_{u,Rd}$ tasarım kayma dayanımı belirlenir.

Boyuna kayma göçmesinin tipik işareti çelik sac ve beton arasında test numunesinin uçlarında ortaya çıkan uç kaymasıdır.

Göçmenin boyuna kayma ile ortaya çıktığı iki grup test yapılmaktadır. Gruplardan biri kısa kayma açıklığına sahip en az üç adet, diğeri ise uzun kayma açıklığına sahip en az üç adet kompozit döşemedir. Her bir grup için karakteristik değer, bulunan minimum değer %10 azaltılmasıyla elde edilen değer olarak tanımlanmaktadır. Bu kontrol, döşemede aderans göçmesi olup olmayacağını gösterir.



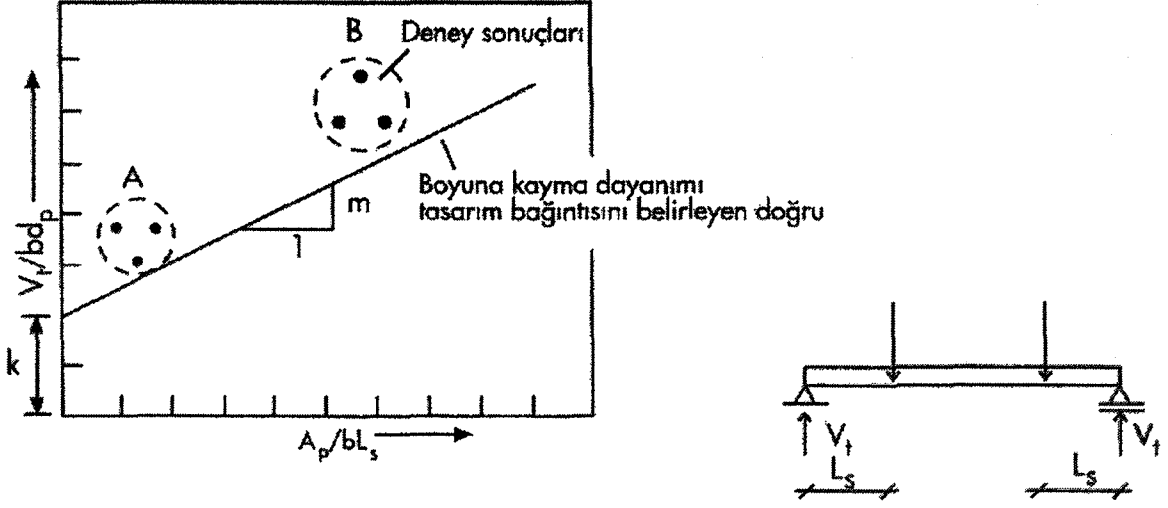
Şekil 2.33 Kompozit döşemelerde test düzeneği (Yorgun, 2003)



Şekil 2.34 Göçme biçimleri (Yorgun, 2003)

- m&k Yöntemi (Tam Kayma Bağlantısı Yöntemi)

Yukarıda açıklanan gerçek ölçekli kompozit döşeme testlerine dayanan bu yöntemde, tasarım bağıntısı için deneylerden elde edilen karakteristik değerlerle çizilen doğrular kullanılmaktadır. Döşemenin b genişliği için maksimum tasarım dik kesme kuvveti dayanımı $V_{I,Rd}$ aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır (Yorgun, 2003):



Şekil 2.35 m&k metodu testlerinin değerlendirilmesi (Yorgun, 2003)

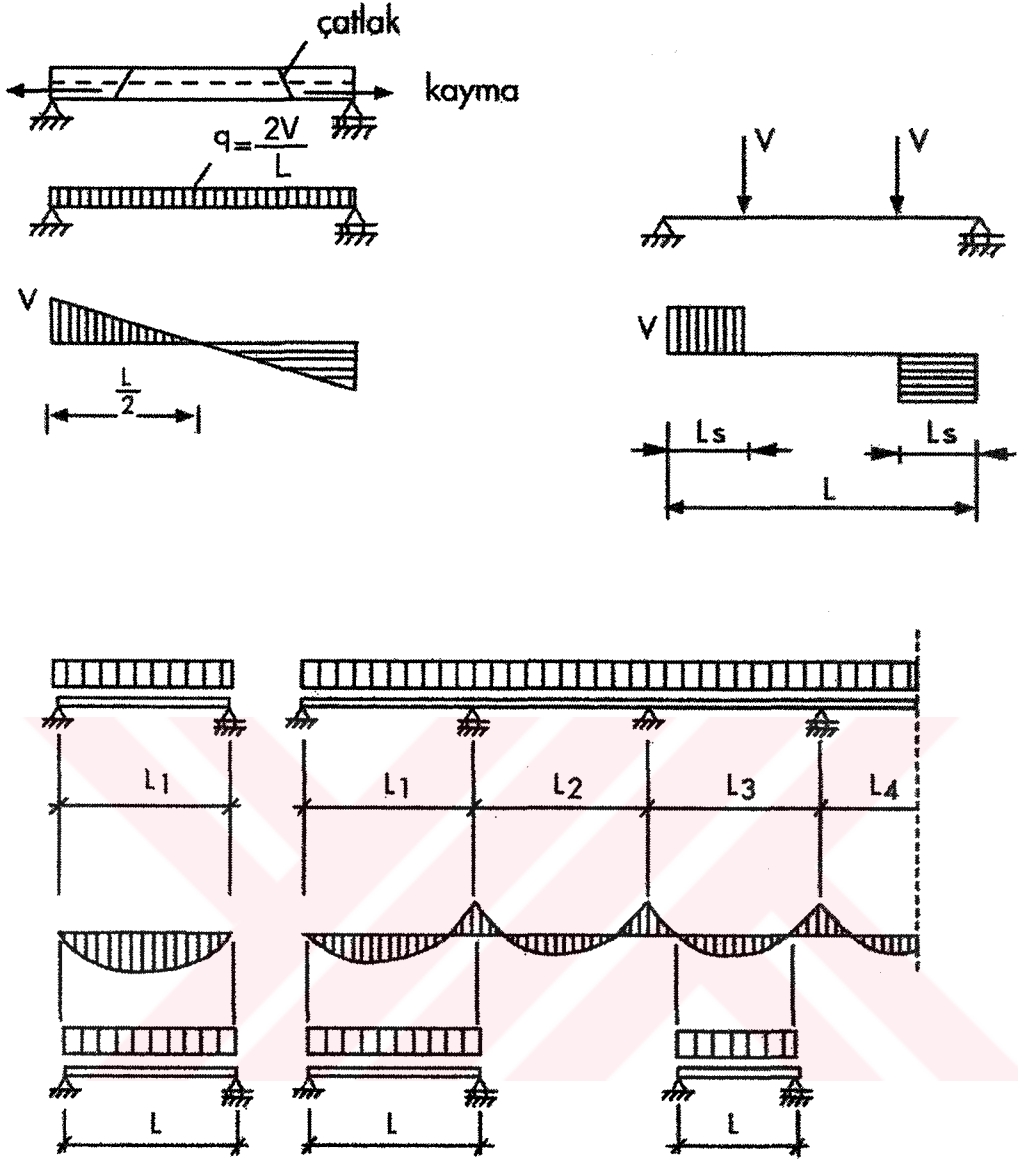
$$V_{1,Rd} = b_{dos} \cdot d_s \cdot \left[\left(\frac{m \cdot A_{ap}}{b_{dos} \cdot L_s} \right) + k \right] / \gamma_{vs} \quad (2.121)$$

Formülde,

- m ve k : deneysel olarak belirlenmiş faktörler
- A_{ap} : çelik sac enkesit alanı, mm^2
- L_s : kayma açıklığı (üniform yayılı yük için $L/4$), mm
- b : döşeme genişliği, mm
- γ_{vs} : genellikle 1.25 olarak alınan bir katsayı
- d_s : çelik sac etkili alanının tarafsız ekseninin döşeme üstüne uzaklığı, mm

L_s kayma açıklığı, üniform yayılı yüklü basit açıklık için $L / 4$ ve eşit simetrik iki tekil yük için ise yükün en yakın mesnede olan uzaklığı olarak alınmalıdır.

Kompozit döşemenin sürekli mesnetli olarak tasarlanması halinde kayma dayanımının belirlenmesinde iç açıklıklarda moment büküm noktaları arasındaki basit açıklığın kullanılmasına izin verilmektedir. Fakat kenar açıklıklarda açıklığın tümü kullanılmalıdır. Boyuna kayma dayanımının belirlenmesinde yükleme durumlarına ve statik sisteme bağlı olarak göz önüne alınacak kayma açıklıkları Şekil 2.36 da görülmektedir.



Şekil 2.36 Kayma açıklığının belirlenmesi (Yorgun, 2003)

Yukarıda açıklanan yarı ampirik m&k yönteminin kullanılması halinde

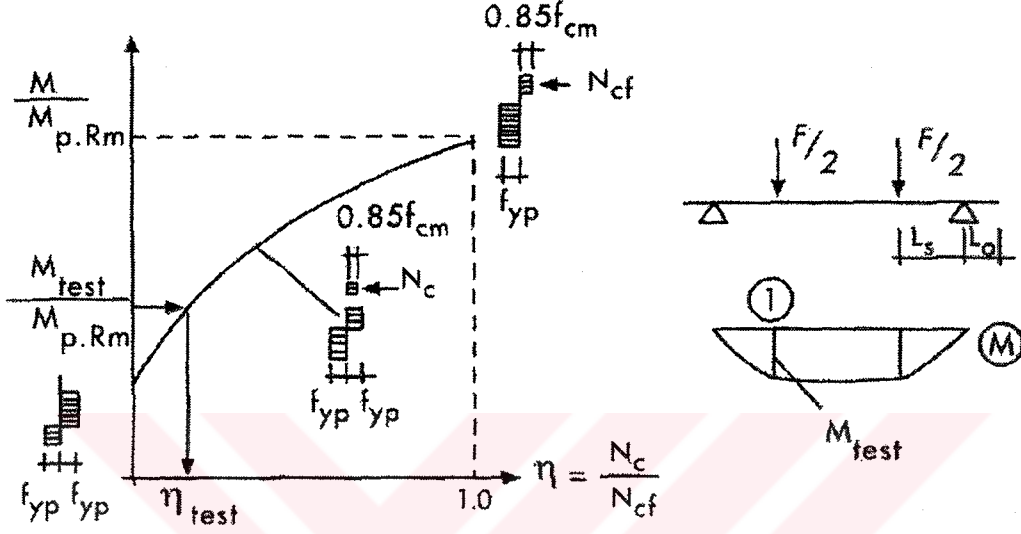
$$V_{Sd} \leq V_{l,Rd} \quad (2.122)$$

ile boyuna kayma dayanımının kontrolü yapılır. Burada,

V_{Sd} : tasarım kesme kuvveti
 $V_{l,Rd}$: tasarım kayma dayanımıdır.

• τ Yöntemi (Kısmi Kayma Bağlantısı Yöntemi)

Sünek kompozit döşemelerde kullanılan bu yöntemde, boyuna tasarım kayma dayanımı, $\tau_{u,Rd}$ belirlenir. Her bir test elemanında kayma bağlantısı derecesini belirlemek için, çelik sac ve betonun deneylerle belirlenen dayanımları ve ölçülen boyutları kullanılarak elde edilen kısmi etkileşim diyagramı Şekil 2.37 de görülmektedir (Yorgun, 2003).



Şekil 2.37 Kayma bağlantısı derecesinin belirlenmesi (Yorgun, 2003)

$$M = N_c \cdot z + M_{pr,Rd} \quad (2.123)$$

$$z = h_t - 0,5 \cdot x - e_p + (e_p - e) \cdot \frac{N_c}{A_{ap} \cdot f_{yd,ap}} \quad (2.124)$$

$$x = \frac{N_c}{b_{dos} \cdot 0,85 \cdot f_{cm}} \leq h_c \quad (2.125)$$

ifadeleri ile betonun taşıyabileceği eksenel basınç kuvvetine karşı gelen moment değeri M hesaplanır. Yukarıdaki ifadelerde,

- N_c : betondaki eksenel kuvvettir ve değeri, sıfır(etkileşim yoksa) ve N_{cf} (tam etkileşim varsa) değerleri arasında değişebilir.
- h_t : toplam döşeme derinliği
- e_p : etkili çelik sac alanının plastik tarafsız ekseninin sac alt kenarına uzaklığı
- e : etkili çelik sac alanının tarafsız ekseninin çelik sac alt kenarına uzaklığı
- f_{cm} : betonun ortalama basınç dayanımı
- h_c : çelik sac üzerindeki beton derinliği
- $M_{p,Rd}$: etkili çelik sac enkesitinin plastik moment dayanımıdır.

Maksimum eğilme momenti M_{test} , tekil yük altındaki (1) kritik kesitinde deneylerden elde edilen değerdir. Eğer tam kayma bağlantısı mevcut değil ise, yani $\eta < 1$, tam eğilme dayanımı M_{Rd} değerine ulaşamaz ve sadece azaltılmış moment değerine ulaşılabilir. Çelik sac ve beton ara yüzeyinde boyuna kayma dayanımı aşağıdaki gibi hesaplanabilir:

$$\tau_u = \frac{\eta \cdot N_{cf}}{b_{dos} \cdot (L_s + L_o)} \quad (2.126)$$

Formülde,

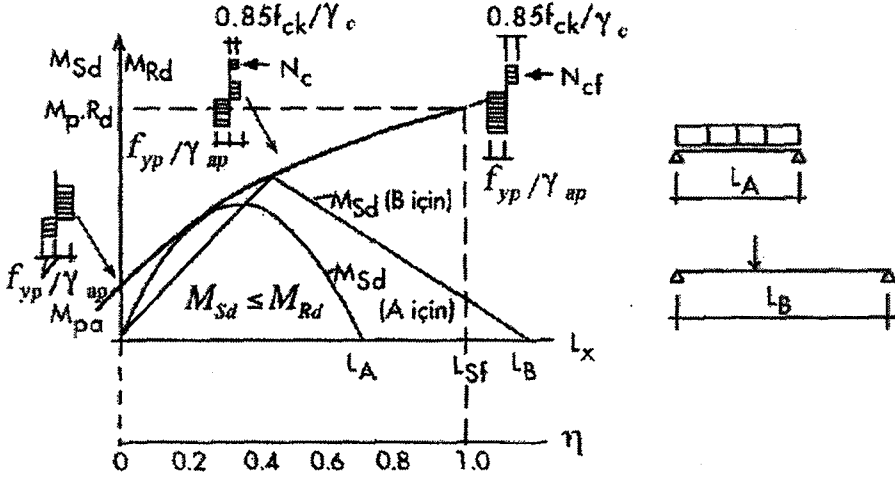
η	: kayma bağlantısı derecesi
N_{cf}	: tam etkileşim sağlandığında (tam kayma bağlantısı) basınç kuvveti
b_{dos}	: döşeme genişliği
L_s	: kayma açıklığı

Her bir test serisinin sonunda elde edilen minimum τ_u değerlerinin %10 azaltılmasıyla karakteristik kayma dayanımı $\tau_{u,Rk}$ değeri belirlenir. $\tau_{u,Rd}$ tasarım kayma dayanımı ise, $\gamma_v = 1.25$ ile oranlanmış karakteristik değerdir.

Tasarım malzeme özellikleri ve kesit geometrik özellikleriyle hesaplanmış değerlerle çizilen tasarım kısmi etkileşim diyagramı, döşemenin mesnetten L_x uzaklığına karşı gelen enkesitinde M_{Rd} eğilme moment dayanımı gösterir. Tam kayma bağlantılı tasarımda ulaşılacak ($\eta = 1,0$) L_{sf} uzunluğu,

$$L_{sf} = \frac{N_{cf}}{b \cdot \tau_{u,Rd}} \quad (2.127)$$

olarak hesaplanır.



Şekil 2.38 τ metodunda boyuna kayma dayanımı kontrolü (Yorgun, 2003)

Boyuna kayma dayanımının kontrolünde, açıklık boyunca herhangi bir kesitte tasarım eğilme momenti M_{Sd} nin tasarım dayanımı M_{Rd} yi aşmadığı gösterilmelidir (Şekil 2.38).

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (2.128)$$

olmalıdır.

a) Uç Ankrajlı Kompozit Döşemede Boyuna Kayma Dayanımı:

Çoğu durumlarda kompozit kirişler için kayma elemanı olarak kullanılan kaynaklı başlıklı saplamalar aynı zamanda kompozit döşemelerde uç ankrajları olarak da göz önüne alınabilir. İlave uç ankrajlı kompozit döşemeler, sadece kısmi kayma bağlantısı metodu kullanılarak kontrol edilebilir. Uç ankrajlarının boyuna kayma dayanımına katkısını belirlemek için, üç adet ilave döşeme testi yapılmalıdır. Böylece, uç ankrajları ve çelik sacın kendisi ile sağlanan toplam kompozit etkiyi belirlemek mümkündür. Çelik sac olukları içine kaynaklanmış başlıklı saplamanın kayma dayanımı çelik sacın ezilme dayanımı ile belirlenir (Yorgun, 2003):

$$P_{pb,Rd} = k_{\phi} \cdot d_{do} \cdot t \cdot f_{yd,ap} \quad (2.129)$$

Burada,

$$a_s \geq 2 \cdot d_{do} \quad (2.130)$$

$$k_{\phi} = 1 + \frac{a}{d_{do}} \leq 4 \quad (2.131)$$

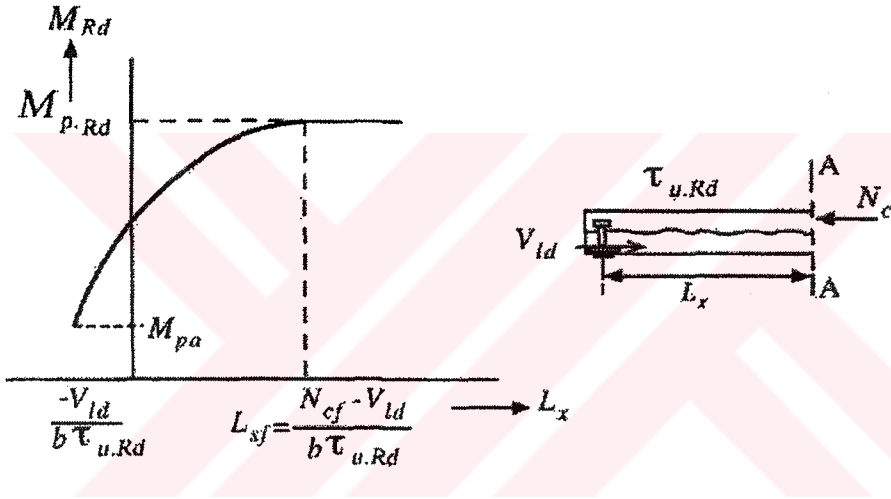
- a_s : saplamanın merkezinden sac kenarına uzaklık
 $P_{pb,Rd}$: başlıklı saplamanın ezilme dayanımı
 t : çelik sac kalınlığı.
 d_{d0} : saplamanın gövde çapının 1,1 katı olarak alınabilen kaynak çemberinin çapı.

Başlıklı saplamanın toplam tasarım dayanımı, s yerleştirilebilecek saplama adedi olmak üzere

$$V_{ld} = s \cdot P_{pb,Rd} \quad (2.132)$$

ile belirlendikten sonra kontrol esas olarak uç ankrajsız döşemeler ile benzerdir. Toplam kayma dayanımı, başlıklı saplamaların katkısı hesaba katılarak elde edilir.

$$N_c = b_{dos} \cdot L_s \cdot \tau_{u,Rd} + V_{ld} \quad (2.133)$$



Şekil 2.39 Uç ankrajlı döşeme için tasarım kısmi etkileşim diyagramı (Yorgun, 2003)

b) İlave Donatı Kullanıldığında Boyuna Kayma Dayanımı:

Boyuna donatının katkısıyla M_{Rd} hesaplanarak çizilen yeni kısmi etkileşim diyagramı kullanıldığında, ilave alt donatı hesaba katılmış olur (Şekil 2.40) (Yorgun, 2003).

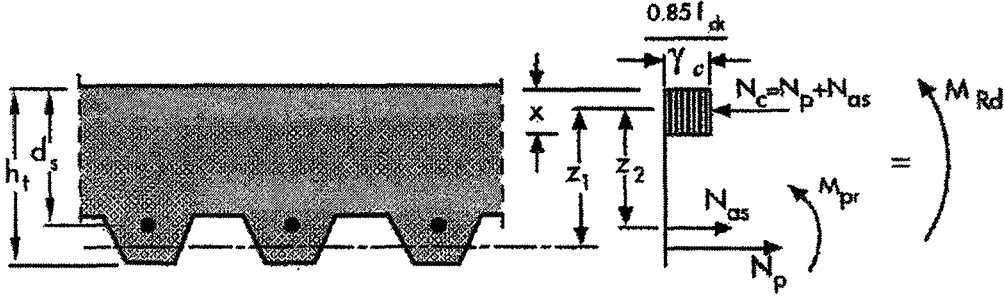
$$M_{Rd} = N_p \cdot z_1 + M_{p,ap} + N_{as} \cdot z_2 \quad (2.134)$$

Burada,

$$N_p = b_{dos} \cdot L_x \cdot \tau_{u,Rd} \quad (2.135)$$

$$N_{as} = A_{as} \cdot f_{yd,ap} \quad (2.136)$$

$M_{p,ap}$: çelik sac etkili kesitine ait plastik moment dayanımıdır.



Şekil 2.40 İlave boyuna donatının boyuna kayma dayanımına katkısı (Yorgun, 2003)

Bu kontrol için de, yeni kısmi etkileşim diyagramının geçerliliğini kanıtlamak için üç adet ilave test yapılması önerilmektedir.

2.5.5 Kullanma Sınır Durumu

Kompozit döşemelerde birkaç kullanma sınır durumu kontrolü vardır:

2.5.5.1 Betonun Çatlaması:

Normal koşullarda, mesnetlere yerleştirilen minimum donatı yeterlidir. Zararlı kimyasal ve fiziksel çevre koşulları etkisi bulunmadığı, çatlaklardan başka hasar olmadığı, döşemenin sudan korunması gerekmediği normal koşullarda çatlaklar tolere edilebilir. Döşeme basit mesnetli kiriş serileri olarak tasarlandığında, çatlak kontrolü için donatıya gereksinim vardır ve betonlama sırasında ara destek kullanılmış ise:

$$\rho_{\min} = \frac{A_s}{b_{\text{dos}} \cdot h_c} = \%0,4 \quad (2.137)$$

betonlama sırasında ara destek kullanılmamış ise:

$$\rho_{\min} = \%0,2 \quad (2.138)$$

ile belirlenen minimum donatı miktarı yerleştirilmelidir (Yorgun, 2003).

2.5.5.2 Uç Kayması

Döşeme kenarında beton döşeme ve çelik sac arasında oluşabilecek kaymanın kontrolüdür.

2.5.5.3 Titreşim

Genel olarak sadece ağır makineler veya kaldırma araçlarından dolayı ortaya çıkar. Ofis binalarında titreşim sadece çok büyük açıklıklarda insanların yürümesiyle ortaya çıkabilir.

Yönetmeliklerde titreşimleri sınırlamak için belirli (döşeme derinliği / açıklık) oranları önerilmektedir (Yorgun, 2003).

2.5.5.4 Sehım

Pozitif momentler bölgesinde maksimum sehım kontrolüdür. Karışık enkesit geometrileri ve beton ile çelik sac arasında boyuna kayma oluşması olasılığından dolayı kompozit döşemelerin sehımlerini hassas olarak hesaplamak çok güçtür. Kompozit döşemenin sehımlerini hesaplamak için aşağıdaki kabuller yapılabilir (Yorgun, 2003):

- a) Çatlamış ve çatlamamış kesit atalet momentlerinin ortalaması kullanılarak, sabit atalet momenti ile sürekli mesnetli döşeme hesabı yapılabilir.

Çatlamış kesit atalet momenti:

$$x = \frac{\sum A_i \cdot z_i}{\sum A_i} = \frac{b_{dos} \cdot x \cdot \frac{x}{2} + n \cdot A_{ap} \cdot d}{b_{dos} \cdot x + n \cdot A_{ap}} = \frac{n \cdot A_{ap}}{b_{dos}} \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_{dos} \cdot d_p}{n \cdot A_{ap}}} - 1 \right] \quad (2.139)$$

$$n = \frac{E_{ap}}{E_c} \quad (2.140)$$

x : Elastik tarafsız eksenin yeri
n : Elastisite modülleri oranı

$$I_{vc} = \frac{b_{dos} \cdot x^3}{3 \cdot n} + A_{ap} \cdot (d_p - x)^2 + I_{ap} \quad (2.141)$$

I_{vc} : çatlamış kesit atalet momenti
 I_{ap} : çelik sac enkesitinin azaltılmamış atalet momentidir.

Çatlamamış kesit atalet momenti:

$$x_u = \frac{b_{dos} \cdot \frac{h_c^2}{2} + b_c \cdot h_p \cdot d_p + n \cdot A_{ap} \cdot d_p}{b_{dos} \cdot h_c + b_c \cdot h_p + n \cdot A_{ap}} \quad (2.142)$$

x_u : Elastik tarafsız eksenin yeri
 b_c : 1m'lik döşeme genişliğinde içi betonla dolu olukların ortalama genişliği

$$I_{vu} = \frac{b_{dos} \cdot h_c^3}{12 \cdot n} + \frac{b_{dos} \cdot h_c}{12 \cdot n} \cdot (x_u - \frac{h_c}{2})^2 + \frac{b_c \cdot h_p^3}{12 \cdot n} + \frac{b_c \cdot h_p}{12 \cdot n} \cdot (h_t - x_u - \frac{h_p}{2})^2 + A_{ap} \cdot (d_p - x_u)^2 + I_{ap} \quad (2.143)$$

I_{vu} : çatlamamış kesit atalet momenti

- Betonda uzun süreli yüklerin etkisi E_{ap}/E_c modüler oranındaki değişiklik ile hesaba katılabilir. Eurocode 4 de basit olarak uzun süreli ve kısa süreli yüklemeler için bulunan E_{ap}/E_c modüler oranlarının ortalamasının kullanımı önerilmektedir.

Uzun süreli yüklemelerin etkisini hesaba katmak için yükleme koşullarına bağlı olarak E_{ap}/E_c olarak tarif edilen modüler oranlar aşağıdaki gibi kullanılabilir:

- Genel olarak kompozit yapıların çoğunda, kısa ve uzun süreli yüklemeler için,

$$E'_c = \frac{E_{cm}}{2} \quad (2.144)$$

- Önemli depolama yükleri için,

- Kısa süreli yüklemelerde

$$E'_c = E_{cm} \quad (2.145)$$

- Uzun süreli yüklemelerde

$$E'_c = \frac{E_{cm}}{3} \quad (2.146)$$

İç açıklıklar ve uç ankrajlı kenar açıklıklar için servis yükü seviyelerinde normal olarak boyuna aderans kaybı ortaya çıkmaz. Bu yüzden sehim hesabında çatlamış ve çatlamamış kesit atalet momentlerinin ortalama değeri kullanılabilir. Kenar açıklıklardaki uç kaymasının sehim üzerinde önemli etkisi olabilir. Uç ankrajsız kenar açıklıklar için, eğer çelik sac üreticisi tarafından tasarım yükünün 1,2 katında kaymanın 0,5 mm yi aşmadığı tam ölçekli testlerle gösterilmiş ise, çatlamış ve çatlamamış kesit ortalama atalet momenti kullanılabilir. Aksi takdirde uç ankrajları kullanılmalı veya uç kaymasının etkisi hesaba katılarak sehimler hesaplanmalıdır (Yorgun, 2003).

- Beton kesitin, elastisite modülleri oranı kullanılarak eşdeğer çelik kesite dönüştürülmesi ile sehim hesabı yapılabilir. AASHTO, köprülerde beton kesitin $3n$ ye bölünmesini önermektedir. Binalarda ise AISC, beton kesitin $2n$ ye bölünmesini öngörmektedir.

• İlgili kaynaklarda, yalnızca b genişliği elastisite modülleri oranına bölünerek azaltılmakta, döşeme kalınlığı için ise, oluklar içerisinde kalan beton kısım ihmal edilerek yalnızca sac üzerinde kalan beton dikkate alınmaktadır. Kompozit kesite eşdeğer çelik kesite ait atalet momenti ve alanı bu boyutlara göre hesaplanmaktadır. Ancak tarafımızdan, beton ve betona eşdeğer çelik kesitin, her iki doğrultuda da aynı özelliklere sahip olması gerektiği düşünülmektedir. Bu sebeple, beton kısmın her iki doğrultudaki atalet momentlerinin elastisite modülleri oranına bölünerek eşdeğer çelik kesit hesaplanması önerilmiştir. Bu hesaplarda, oluklar içinde kalan beton kısım da göz önünde bulundurulacaktır.

Döşeme betonu atalet momenti hesabı:

Hesap kolaylığı bakımından, oluk betonlarının eğik kısımları Şekil 2.41 de görüldüğü gibi idealize edilmiştir.



Şekil 2.41 İdealleştirilmiş döşeme kesiti

$$c = \frac{b_{dos} - m_s \cdot b_{mod}}{2} \quad (2.147)$$

c : artık parça genişliği
 b_{dos} : döşeme genişliği
 b_{mod} : modül genişliği
 m_s : tabla genişliğine isabet eden tam modül sayısı

$$e = b_b + b_a \quad (2.148)$$

olmak üzere,

$$m_s = \frac{b_{dos}}{b_{mod}} \quad (2.149)$$

olarak hesaplanır ve bir alt tam sayıya yuvarlatılır. Atalet momenti ve ağırlık merkezi hesabı, c mesafesinin içinde kalabileceği 3 bölgeye göre yapılacaktır.

2 Modül için,

$$I_{cy} = \frac{d_t \cdot b_{dos}^3}{12} - \frac{d_a \cdot e^3}{12} \cdot 2 - 2 \cdot d_a \cdot e^2$$

3 Modül için,

$$I_{cy} = \frac{d_t \cdot b_{dos}^3}{12} - \frac{d_a \cdot e^3}{12} \cdot 3 - 2 \cdot d_a \cdot e \cdot (2 \cdot e)^2$$

4 Modül için,

$$I_{cy} = \frac{d_t \cdot b_{dos}^3}{12} - \frac{d_a \cdot e^3}{12} \cdot 4 - 2 \cdot d_a \cdot e \cdot [e^2 + (3 \cdot e)^2]$$

5 Modül için,

$$I_{cy} = \frac{d_t \cdot b_{dos}^3}{12} - \frac{d_a \cdot e^3}{12} \cdot 5 - 2 \cdot d_a \cdot e \cdot [(2 \cdot e)^2 + (4 \cdot e)^2]$$

6 Modül için,

$$I_{cy} = \frac{d_t \cdot b_{dos}^3}{12} - \frac{d_a \cdot e^3}{12} \cdot 5 - 2 \cdot d_a \cdot e \cdot [e^2 + (3 \cdot e)^2 + (5 \cdot e)^2]$$

çift sayıda tam modül sayısı için genel formül ($m_s = 2,4,6,\dots$) :

$$I_{cy} = \frac{d_t \cdot b_{dos}^3}{12} - \frac{d_a \cdot e^3}{12} \cdot m_s - 2 \cdot d_a \cdot e \cdot [e^2 + (3 \cdot e)^2 + (5 \cdot e)^2 + \dots + ((m_s - 1) \cdot e)^2]$$

$$I_{cy} = \frac{d_t \cdot b_{dos}^3}{12} - \frac{d_a \cdot e^3}{12} \cdot m_s - 2 \cdot d_a \cdot e^3 \cdot [1 + 9 + 25 + \dots + (m_s - 1)^2]$$

$$I_{cy} = \frac{d_t \cdot b_{dos}^3}{12} - \frac{d_a \cdot e^3}{12} \cdot m_s - 2 \cdot d_a \cdot e^3 \cdot \sum_{k=2,4,6,\dots}^{m_s} (k-1)^2 \quad (2.153)$$

tek sayıda tam modül sayısı için genel formül ($m_s = 1,3,5,\dots$) :

$$I_{cy} = \frac{d_t \cdot b_{dos}^3}{12} - \frac{d_a \cdot e^3}{12} \cdot m_s - 2 \cdot d_a \cdot e \cdot [(2 \cdot e)^2 + (4 \cdot e)^2 + (6 \cdot e)^2 + \dots + ((m_s - 1) \cdot e)^2]$$

$$I_{cy} = \frac{d_t \cdot b_{dos}^3}{12} - \frac{d_a \cdot e^3}{12} \cdot m_s - 2 \cdot d_a \cdot e^3 \cdot [4 + 16 + 36 + \dots + (m_s - 1)^2]$$

$$I_{cy} = \frac{d_t \cdot b_{dos}^3}{12} - \frac{d_a \cdot e^3}{12} \cdot m_s - 2 \cdot d_a \cdot e^3 \cdot \sum_{k=3,5,7,\dots}^{ms} (k-1)^2 \quad (2.154)$$

2 Durumu için ağırlık merkezi ve atalet momenti hesabı:

$$y_{cu} = \frac{b_{dos} \cdot d_t \cdot \frac{d_t}{2} - e \cdot d_a \cdot m_s \cdot \frac{d_a}{2} - 2 \cdot \left(c - \frac{e}{2}\right) \cdot d_a \cdot \frac{d_a}{2}}{b_{dos} \cdot d_t - e \cdot d_a \cdot m_s - \left(c - \frac{e}{2}\right) \cdot d_a} \quad (2.155)$$

$$y_{co} = d_t - y_{cu} \quad (2.151)$$

$$I_{cx} = \frac{b_{dos} \cdot d_t^3}{12} + (b_{dos} \cdot d_t) \cdot \left(y_{cu} - \frac{d_t}{2}\right)^2 - \left[\frac{e \cdot d_a^3}{12} + e \cdot d_a \cdot \left(y_{cu} - \frac{d_a}{2}\right)^2 \right] \cdot m_s - \\ - 2 \cdot \left[\frac{\left(c - \frac{e}{2}\right) \cdot d_a^3}{12} + \left(c - \frac{e}{2}\right) \cdot d_a \cdot \left(y_{cu} - \frac{d_a}{2}\right)^2 \right] \quad (2.156)$$

1 Modül için,

$$I_{cy} = \frac{d_t \cdot b_{dos}^3}{12} - \frac{d_a \cdot e^3}{12} - 2 \cdot \left[\frac{d_a \cdot \left(c - \frac{e}{2}\right)^3}{12} + d_a \cdot \left(c - \frac{e}{2}\right) \cdot \left(\frac{2 \cdot b_{dos} - 2 \cdot c + e}{4}\right)^2 \right]$$

2 Modül için,

$$I_{cy} = \frac{d_t \cdot b_{dos}^3}{12} - \frac{d_a \cdot e^3}{12} \cdot 2 - 2 \cdot d_a \cdot e \cdot e^2 - \\ - 2 \cdot \left[\frac{d_a \cdot \left(c - \frac{e}{2}\right)^3}{12} + d_a \cdot \left(c - \frac{e}{2}\right) \cdot \left(\frac{2 \cdot b_{dos} - 2 \cdot c + e}{4}\right)^2 \right]$$

3 Modül için,

$$I_{cy} = \frac{d_t \cdot b_{dos}^3}{12} - \frac{d_a \cdot e^3}{12} \cdot 3 - 2 \cdot d_a \cdot e \cdot (2 \cdot e)^2 -$$

$$- 2 \cdot \left[\frac{d_a \cdot \left(c - \frac{e}{2}\right)^3}{12} + d_a \cdot \left(c - \frac{e}{2}\right) \cdot \left(\frac{2 \cdot b_{dos} - 2 \cdot c + e}{4}\right)^2 \right]$$

4 Modül için,

$$I_{cy} = \frac{d_t \cdot b_{dos}^3}{12} - \frac{d_a \cdot e^3}{12} \cdot 4 - 2 \cdot d_a \cdot e \cdot [e^2 + (3 \cdot e)^2] -$$

$$- 2 \cdot \left[\frac{d_a \cdot \left(c - \frac{e}{2}\right)^3}{12} + d_a \cdot \left(c - \frac{e}{2}\right) \cdot \left(\frac{2 \cdot b_{dos} - 2 \cdot c + e}{4}\right)^2 \right]$$

çift sayıda tam modül sayısı için genel formül ($m_s = 2, 4, 6, \dots$) :

$$I_{cy} = \frac{d_t \cdot b^3}{12} - \frac{d_a \cdot e^3}{12} \cdot m_s - 2 \cdot d_a \cdot e \cdot [e^2 + (3 \cdot e)^2 + (5 \cdot e)^2 + \dots + ((m_s - 1) \cdot e)^2] -$$

$$- 2 \cdot \left[\frac{d_a \cdot \left(c - \frac{e}{2}\right)^3}{12} + d_a \cdot \left(c - \frac{e}{2}\right) \cdot \left(\frac{2 \cdot b_{dos} - 2 \cdot c + e}{4}\right)^2 \right]$$

$$I_{cy} = \frac{d_t \cdot b_{dos}^3}{12} - \frac{d_a \cdot e^3}{12} \cdot m_s - 2 \cdot d_a \cdot e^3 \cdot [1 + 9 + 25 + \dots + (m_s - 1)^2] -$$

$$- 2 \cdot \left[\frac{d_a \cdot \left(c - \frac{e}{2}\right)^3}{12} + d_a \cdot \left(c - \frac{e}{2}\right) \cdot \left(\frac{2 \cdot b_{dos} - 2 \cdot c + e}{4}\right)^2 \right]$$

$$I_{cy} = \frac{d_t \cdot b_{dos}^3}{12} - \frac{d_a \cdot e^3}{12} \cdot m_s - 2 \cdot d_a \cdot e^3 \cdot \sum_{k=2,4,6\dots}^{ms} (k-1)^2 - 2 \cdot \left[\frac{d_a \cdot \left(c - \frac{e}{2}\right)^3}{12} + d_a \cdot \left(c - \frac{e}{2}\right) \cdot \left(\frac{2 \cdot b_{dos} - 2 \cdot c + e}{4}\right)^2 \right] \quad (2.157)$$

tek sayıda tam modül sayısı için genel formül ($m_s = 1,3,5,\dots$) :

$$I_{cy} = \frac{d_t \cdot b_{dos}^3}{12} - \frac{d_a \cdot e^3}{12} \cdot m_s - 2 \cdot d_a \cdot e \cdot \left[(2 \cdot e)^2 + (4 \cdot e)^2 + (6 \cdot e)^2 + \dots + ((m_s - 1) \cdot e)^2 \right] - 2 \cdot \left[\frac{d_a \cdot \left(c - \frac{e}{2}\right)^3}{12} + d_a \cdot \left(c - \frac{e}{2}\right) \cdot \left(\frac{2 \cdot b_{dos} - 2 \cdot c + e}{4}\right)^2 \right]$$

$$I_{cy} = \frac{d_t \cdot b_{dos}^3}{12} - \frac{d_a \cdot e^3}{12} \cdot m_s - 2 \cdot d_a \cdot e^3 \cdot [4 + 16 + 36 + \dots + (m_s - 1)^2] - 2 \cdot \left[\frac{d_a \cdot \left(c - \frac{e}{2}\right)^3}{12} + d_a \cdot \left(c - \frac{e}{2}\right) \cdot \left(\frac{2 \cdot b_{dos} - 2 \cdot c + e}{4}\right)^2 \right]$$

$$I_{cy} = \frac{d_t \cdot b_{dos}^3}{12} - \frac{d_a \cdot e^3}{12} \cdot m_s - 2 \cdot d_a \cdot e^3 \cdot \sum_{k=3,5,7\dots}^{ms} (k-1)^2 \cdot 2 \cdot \left[\frac{d_a \cdot \left(c - \frac{e}{2}\right)^3}{12} + d_a \cdot \left(c - \frac{e}{2}\right) \cdot \left(\frac{2 \cdot b_{dos} - 2 \cdot c + e}{4}\right)^2 \right] \quad (2.158)$$

3 Durumu için ağırlık merkezi ve atalet momenti hesabı:

$$y_{cu} = \frac{b_{dos} \cdot d_t \cdot \frac{d_t}{2} - e \cdot d_a \cdot (m_s + 2) \cdot \frac{d_a}{2}}{b_{dos} \cdot d_t - e \cdot d_a \cdot (m_s + 2)} \quad (2.159)$$

$$y_{co} = d_t - y_{cu} \quad (2.151)$$

$$I_{cx} = \frac{b_{dos} \cdot d_t^3}{12} + (b_{dos} \cdot d_t) \cdot \left(y_{cu} - \frac{d_t}{2}\right)^2 - \left[\frac{e \cdot d_a^3}{12} + e \cdot d_a \cdot \left(y_{cu} - \frac{d_a}{2}\right)^2 \right] \cdot (m_s + 2) \quad (2.160)$$

1 Modül için,

$$I_{cy} = \frac{d_t \cdot b_{dos}^3}{12} - \frac{d_a \cdot e^3}{12} \cdot 3 - 2 \cdot d_a \cdot e \cdot (2 \cdot e)^2$$

2 Modül için,

$$I_{cy} = \frac{d_t \cdot b_{dos}^3}{12} - \frac{d_a \cdot e^3}{12} \cdot 4 - 2 \cdot d_a \cdot e \cdot [e^2 + (3 \cdot e)^2]$$

3 Modül için,

$$I_{cy} = \frac{d_t \cdot b_{dos}^3}{12} - \frac{d_a \cdot e^3}{12} \cdot 5 - 2 \cdot d_a \cdot e \cdot [(2 \cdot e)^2 + (4 \cdot e)^2]$$

4 Modül için,

$$I_{cy} = \frac{d_t \cdot b_{dos}^3}{12} - \frac{d_a \cdot e^3}{12} \cdot 6 - 2 \cdot d_a \cdot e \cdot [e^2 + (3 \cdot e)^2 + (5 \cdot e)^2]$$

5 Modül için,

$$I_{cy} = \frac{d_t \cdot b_{dos}^3}{12} - \frac{d_a \cdot e^3}{12} \cdot 7 - 2 \cdot d_a \cdot e \cdot [(2 \cdot e)^2 + (4 \cdot e)^2 + (6 \cdot e)^2]$$

6 Modül için,

$$I_{cy} = \frac{d_t \cdot b_{dos}^3}{12} - \frac{d_a \cdot e^3}{12} \cdot 8 - 2 \cdot d_a \cdot e \cdot [e^2 + (3 \cdot e)^2 + (5 \cdot e)^2 + (7 \cdot e)^2]$$

çift sayıda tam modül sayısı için genel formül ($m_s = 2, 4, 6, \dots$):

$$I_{cy} = \frac{d_t \cdot b_{dos}^3}{12} - \frac{d_a \cdot e^3}{12} \cdot (m_s + 2) - 2 \cdot d_a \cdot e \cdot [e^2 + (3 \cdot e)^2 + (5 \cdot e)^2 + \dots + ((m_s - 1) \cdot e)^2 + ((m_s + 1) \cdot e)^2]$$

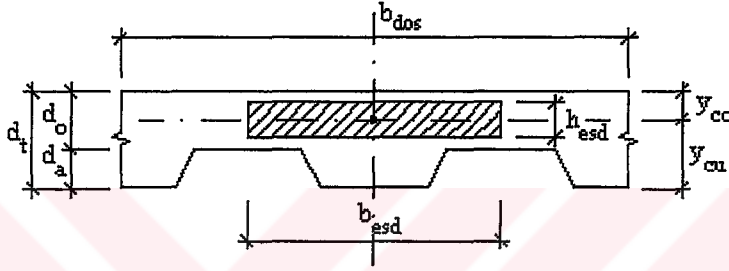
$$I_{cy} = \frac{d_t \cdot b_{dos}^3}{12} - \frac{d_a \cdot e^3}{12} \cdot (m_s + 2) - 2 \cdot d_a \cdot e^3 \cdot [1 + 9 + 25 + \dots + (m_s - 1)^2 + (m_s + 1)^2] \quad (2.161)$$

tek sayıda tam modül sayısı için genel formül ($m_s = 1,3,5,\dots$):

$$I_{cy} = \frac{d_t \cdot b_{dos}^3}{12} - \frac{d_a \cdot e^3}{12} \cdot (m_s + 2) - 2 \cdot d_a \cdot e \cdot \left[(2 \cdot e)^2 + (4 \cdot e)^2 + (6 \cdot e)^2 + \dots + ((m_s - 1) \cdot e)^2 + ((m_s + 1) \cdot e)^2 \right]$$

$$I_{cy} = \frac{d_t \cdot b_{dos}^3}{12} - \frac{d_a \cdot e^3}{12} \cdot (m_s + 2) - 2 \cdot d_a \cdot e^3 \cdot \left[4 + 16 + 36 + \dots + (m_s - 1)^2 + (m_s + 1)^2 \right] \quad (2.162)$$

Beton kesite eşdeğer çelik kesit hesabı:



Şekil 2.43 Eşdeğer kesite ait geometrik büyüklükler

$$(I_{cx})_{esd} = \frac{I_{cx}}{2 \cdot n} = \frac{b_{esd} \cdot h_{esd}^3}{12} \Rightarrow b_{esd} = \frac{6 \cdot I_{cx}}{n \cdot h_{esd}^3} \quad (2.163)$$

$$(I_{cy})_{esd} = \frac{I_{cy}}{2 \cdot n} = \frac{h_{esd} \cdot b_{esd}^3}{12} \Rightarrow b_{esd}^3 = \frac{6 \cdot I_{cy}}{n \cdot h_{esd}} \quad (2.164)$$

$$\left(\frac{6 \cdot I_{cx}}{n \cdot h_{esd}^3} \right)^3 = \left(\frac{6 \cdot I_{cy}}{n \cdot h_{esd}} \right) \Rightarrow h_{esd} = \sqrt[3]{\frac{36 \cdot I_{cx}^3}{n^2 \cdot I_{cy}}} \quad (2.165)$$

I_{cx} : x - x eksenine göre beton atalet momenti

I_{cy} : y - y eksenine göre beton atalet momenti

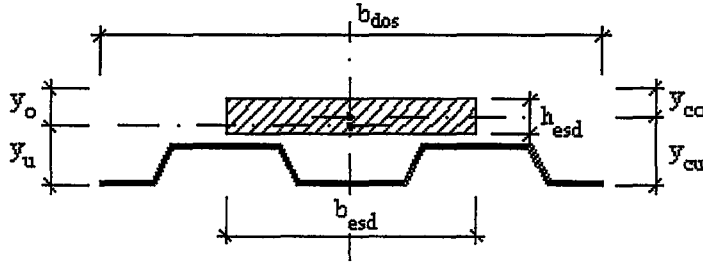
b_{esd} : eşdeğer çelik kesit genişliği

h_{esd} : eşdeğer çelik kesit yüksekliği

$$A_{esd} = b_{esd} \cdot h_{esd} \quad (2.166)$$

A_{esd} : eşdeğer çelik kesit alanı

Eşdeğer çelik kesit ve sac sisteminin ağırlık merkezi:



Şekil 2.44 Eşdeğer çelik kesit ve sac sisteminin ağırlık merkezinin yeri

$$y_u = \frac{A_{ap} \cdot \frac{d_a}{2} + A_{esd} \cdot y_{cu}}{A_{ap} + A_{esd}} \quad (2.167)$$

$$y_o = y_{cu} + \frac{h_{esd}}{2} - y_u \quad (2.168)$$

- y_{cu} : beton kısım ağırlık merkezinin sac alt yüzüne mesafesi
 y_u : eşdeğer çelik kesit ve sac sistemi ağırlık merkezinin, sac alt yüzüne mesafesi
 y_o : eşdeğer çelik kesit ve sac sistemi ağırlık merkezinin, eşdeğer çelik kesit üst yüzüne mesafesi

Eşdeğer çelik kesit ve sac sisteminin atalet momenti:

$$I_{x,dos} = \frac{b_{esd} \cdot h_{esd}^3}{12} + A_{esd} \cdot (y_{cu} - y_u)^2 + I_{ap} + A_{ap} \cdot \left(y_u - \frac{d_a}{2} \right)^2 \quad (2.169)$$

Kompozit döşemenin kullanımıyla ilgili olarak sehimler sınır değerleri aşamaz. Kompozit döşemenin narinliği, ilgili yönetmeliklerde verilen (açıklık / etkili derinlik) sınır değerleri aşmıyorsa, sehim kontrolü gerekli değildir. Eurocode 2 de, bir doğrultuda sürekli döşemeler için bu sınır,

$$\frac{L}{d_s} \leq 32 \quad (2.170)$$

olarak verilmektedir.

Bu oran aşıyorsa,

f_{lim} : İzin verilebilir sehim miktarı

f_{max} : Kendi ağırlığı ve ıslak beton ağırlığı altında çelik sacın sehim

L : Geçici ara mesnetler arası mesafe

olmak üzere,

$$f_{lim} = \frac{L}{300} \quad (2.171)$$

$$f_{max} \leq f_{lim}$$

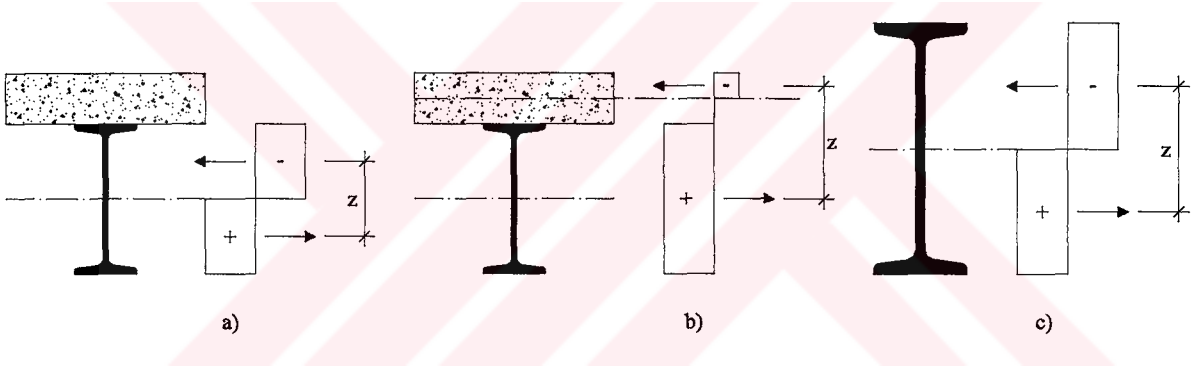
olmalıdır.

3. KOMPOZİT KİRİŞLER

Betonarme döşeme plaklarıyla çelik döşeme kirişlerinin ortak çalıştırılmasıyla ortaya çıkan kompozit kirişler, üzerlerine serbestçe oturan bir betonarme plağı yalnız başlarına taşıyan çelik kirişlere göre çok ekonomiktirler. Bunu iki şekilde açıklamak mümkündür:

Kompozit kirişte, eğilmeden ileri gelen kuvvet çiftinin çekme bileşeni çelik profil tarafından, basınç bileşeni ise yalnız betonarme plak ya da betonarme plak ve çelik profilin bir kısmı ile birlikte taşınmaktadır. Yani beton ve çelik kendi bünyelerine uygun yükleri taşırlar.

Betonarme tablanın bir ölü yük olmaktan çıkıp basınç bileşenini taşıyan yararlı bir eleman haline gelmesiyle kuvvet çiftinin (z) manivela kolu da büyümüş olur.



Şekil 3.1 Kompozit kirişlerde aynı taşıma gücündeki çelik kirişlerin kıyaslanması a) Çelik ve betonun ayrı çalışma durumunda, çelik kirişin taşıma durumu b) Çelik ve betonun birlikte çalışma durumunda, kompozit kirişin taşıma durumu c) Kompozit kirişe eşdeğer taşıma kapasitesine sahip çelik kiriş (Arda ve Yardımcı, 2000).

Geometri bakımından kompozit kirişler, betonarme yapılardaki tablalı kirişlere benzerler. Tablalı kirişlerde donatı uzama rijitlikli olduğu halde, kompozit kirişlerde çelik kiriş eğilme rijitliklidir. Bu durum kompozit kirişe büyük taşıma kapasitesi kazandırır.

Yerinde döküm betonarme plak kullanılması durumunda, çelik profil, plak betonu dökülmeden önce açıklıkta ara noktalardan geçici olarak mesnetlenmediği takdirde, beton plağın ağırlığını (sıva, tesviye betonu, kaplama hariç) ve kendi öz ağırlığını taşır.

Bu durumda ortak çalışma yalnız işletme yüklerinde meydana gelir. Betonarme plak ve çelik kirişin işletme ve sabit yüklerin tamamında ortak çalışmasının sağlanması için, çelik kiriş plak betonu dökülmeden önce en az açıklığın $L / 3$ noktalarından mesnetlenir ve bu noktalardan kirişe ters sehim verilir. Beton dökülüp, setleştikten ve gerekli mukavemetini kazandıktan sonra geçici mesnetler sökülür. Bu yöntem “montaj öngermesi” denir (Arda ve Yardımcı, (2000)).

3.1 Kompozit Kirişlerin Taşıma Kapasitesi

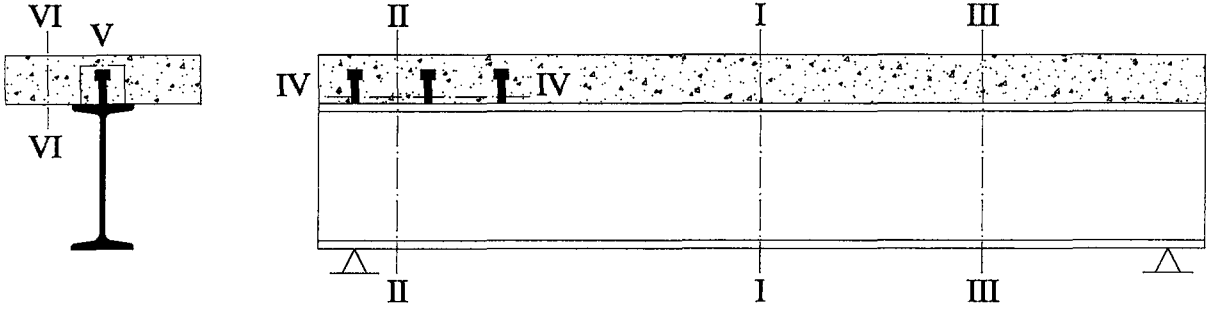
Kompozit döşemelerin her iki istikamette sahip olduğu farklı geometri, mesnetlendikleri çelik kirişlerin taşıma gücünü de etkilemektedir. Örneğin, aynı çelik sac enkesit özelliklerine sahip bir kompozit döşemenin oluklarının, çelik kirişe paralel olarak mesnetlenmesi ile oluşan kompozit kirişin moment taşıma kapasitesi ile olukların çelik kirişe dik olarak mesnetlendiği durumdaki kompozit kirişin moment taşıma kapasitesi birbirinden farklıdır.

Bu çalışmada, yararlanılan kaynaklardan farklı olarak 3 değişik durum göz önüne alınarak hesap yapılacaktır.

- Çelik kiriş boyuna eksenine dik oluk yerleşimi
- Çelik kiriş boyuna eksenine paralel oluk yerleşimi
- Dolu plak ile teşkil edilen kompozit kirişler

Özellikle, tarafsız eksenin yerinin belirlenmesinde de daha sade bir yaklaşım önerilmiştir.

Bir kompozit kirişin taşıma yüküne göre hesabında, tahkik edilmesi gereken kesitler şu şekilde gösterilebilir.



Şekil 3.2 Tahkik yapılacak kesitler (Arda, 1985)

- I-I kesiti : Açıklıkta eğilme momenti tahkiki
- II-II kesiti : Mesnette kiriş gövdesinde kesme kuvveti tahkiki
- III-III kesiti: Açıklık ortası ile mesnet arasındaki bir kesitte kesmeli eğilme tahkiki
- IV-IV kesiti: Çelik kiriş ile beton plaka arasındaki kayma gerilmelerine göre kamaların tahkiki
- V-V kesiti : Kamaların çevresinden geçen kesitte kayma gerilmesi tahkiki
- VI-VI kesiti: Kayma gerilmesi tahkiki ve enine donatı hesabı

3.1.1 Çalışan Tabla Genişliğinin Hesaplanması

Çalışan tabla genişliği “ b_{eff} ” ile ilgili olarak simetrik kirişlerde,

- ℓ_x : kirişler arası aks aralığı
 ℓ : kiriş açıklığı
 d : tabla kalınlığı
 b_f : çelik kiriş üst başlık genişliği

olmak üzere:

AISC (binalarda)

$$b_{eff} \leq \begin{cases} \ell_x \\ \ell / 4 \\ 16 \cdot d + b_f \end{cases} \quad (3.1.a)$$

AASHTO (köprülerde)

$$b_{eff} \leq \begin{cases} \ell_x \\ \ell / 4 \\ 12 \cdot d \end{cases} \quad (3.1.b)$$

3.1.2 Kesme Kuvvetinin Eğilme Momenti Taşıma Kapasitesine Etkisi

3.1.2.1 Plastik Kesme Kuvveti

Kesme kuvveti çelik kiriş gövdesi tarafından aktarılır. Gövde kalınlığının sabit olması halinde kesme kuvvetinden meydana gelen kayma gerilmelerinin gövde yüksekliğince sabit dağıldığı kabul edilebilir (Arda ve Yardımcı, (2000)).

Von Mises akma koşulu göz önünde tutularak plastik kesme kuvveti için:

$$Q_{pl} = 0,90 \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot t_g \cdot h_g \cdot f_{yd,a}$$

$$Q_{pl} = 0,52 \cdot t_g \cdot h_g \cdot f_{yd,a} \quad (3.2)$$

yazılabilir.

- t_g : Çelik kiriş gövde kalınlığı
 h_g : Çelik kiriş gövde yüksekliği
 Q_{pl} : Plastik kesme kuvveti

$Q \leq 0,30 \cdot Q_{pl} \Rightarrow$ Gerçek kesite göre plastik eğilme momenti hesaplanır.

$Q > 0,30 \cdot Q_{pl} \Rightarrow$ Azaltılmış kesite göre plastik eğilme momenti hesaplanır.

Azaltılmış kesit hesabı:

$$t'_g = t_g \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{Q_{agr}}{Q_{pl}} \right)^2} \quad (3.3)$$

$$A_{a,red} = A_a - (t_g - t'_g) \cdot (h_a - 2 \cdot t_f) \quad (3.4)$$

t'_g : azaltılmış gövde kalınlığı
 h_a : çelik kiriş yüksekliği
 $A_{a,red}$: azaltılmış çelik kiriş alanı

3.1.3 Pozitif Momentler Bölgesinde Hesap

3.1.3.1 Tarafsız eksenin yerinin belirlenmesinde başlangıç hesapları

Z_a : çelik kirişin karşılayabileceği çekme kuvveti
 D_b : betonun karşılayabileceği basınç kuvveti

olmak üzere,

$$Z_a = N_{pl,a} = A_a \cdot f_{yd,a} \quad (3.5)$$

A_a : Çelik kiriş enkesit alanı (gerekiyorsa azaltılmış enkesit alanı)
 $f_{yd,a}$: Çelik kiriş hesap akma gerilmesi

a) Kirişe dik oluk yerleşimi durumu:

$$D_b = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d_0 \quad (3.6.a)$$

b) Kirişe paralel oluk yerleşimi durumu:

$$D_b = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d_s \quad (3.6.b)$$

c) Dolu plak kullanılması durumu:

$$D_b = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d \quad (3.6.c)$$

$\Sigma H = 0$ denge koşulundan:

x_{pl} : Plastik tarafsız eksen derinliği

olmak üzere

$Z_a = D_b$ ise:

a) Kirişe dik oluk yerleşimi durumu:

$$x_{pl} = d_0 \quad (3.7.a)$$

b) Kirişe paralel oluk yerleşimi durumu:

$$x_{pl} = d_s \quad (3.7.b)$$

c) Dolu plak kullanılması durumu:

$$x_{pl} = d \quad (3.7.c)$$

$Z_a < D_b$ ise: Tarafsız eksen beton plak içindedir

$Z_a > D_b$ ise: Tarafsız eksen kiriş üst başlığında ya da kiriş gövdesindedir

Bu amaçla ilk olarak kiriş üst başlığının tamamının basınca çalıştığı kabul edilerek,

$$D_f = 2 \cdot t_f \cdot b_f \cdot f_{yd,a} \quad (3.8)$$

hesaplanır. Burada,

D_f : Kiriş üst başlığının tamamının basınca çalışması durumunda karşılayabileceği basınç kuvveti

t_f : çelik kiriş üst başlık kalınlığı

b_f : çelik kiriş üst başlık genişliği

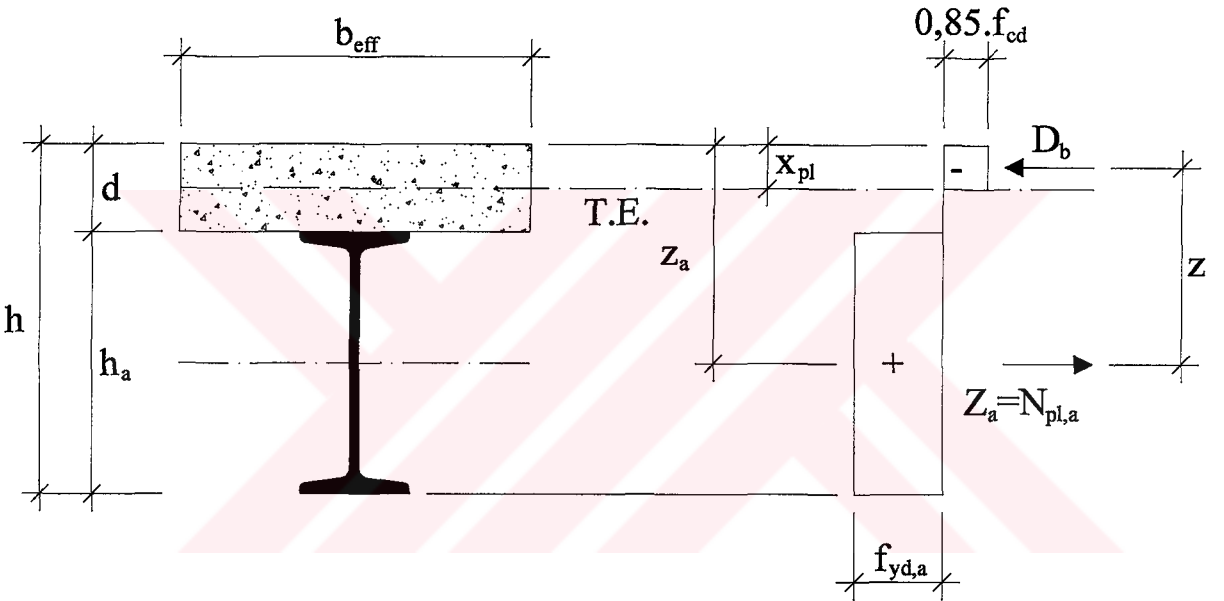
$\Sigma H = 0$ denge koşulundan:

$$Z_a - D_b - D_f < 0 \Rightarrow \text{Tarafsız eksen kiriş üst başlığından geçer.} \quad (3.9)$$

$$Z_a - D_b - D_f \geq 0 \Rightarrow \text{Tarafsız eksen kiriş gövdesinden geçer.} \quad (3.10)$$

3.1.3.2 Tarafsız Eksenin Beton Başlıktan Geçmesi Durumu

Tarafsız eksenin beton başlık içinde kalması istenen bir durumdur. Böylelikle çelik kiriş tamamen çekmeye çalışarak boyutlandırmaya esas olur. Aşırı yüklemelerde göçmeden önce belirgin plastik deformasyonlar oluşur (Arda ve Yardımcı, 2000).



Şekil 3.3 Gerilme dağılımı (Arda, 1985)

$$D_b = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot x_{pl} \quad (3.11)$$

$$Z_a = N_{pl,a} = A_a \cdot f_{yd,a} \quad (3.5)$$

A_a : Çelik profilin enkesit alanı (gerekiyorsa azaltılmış enkesit alanı)

$f_{yd,a}$: Çelik profilin hesap akma gerilmesi

$\Sigma H = 0$ denge koşulundan:

$$0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot x_{pl} = A_a \cdot f_{yd,a} \quad (3.12)$$

$$x_{pl} = \frac{A_a \cdot f_{yd,a}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff}} \quad (3.13)$$

olarak hesaplanır.

Plastik momentin hesaplanması:

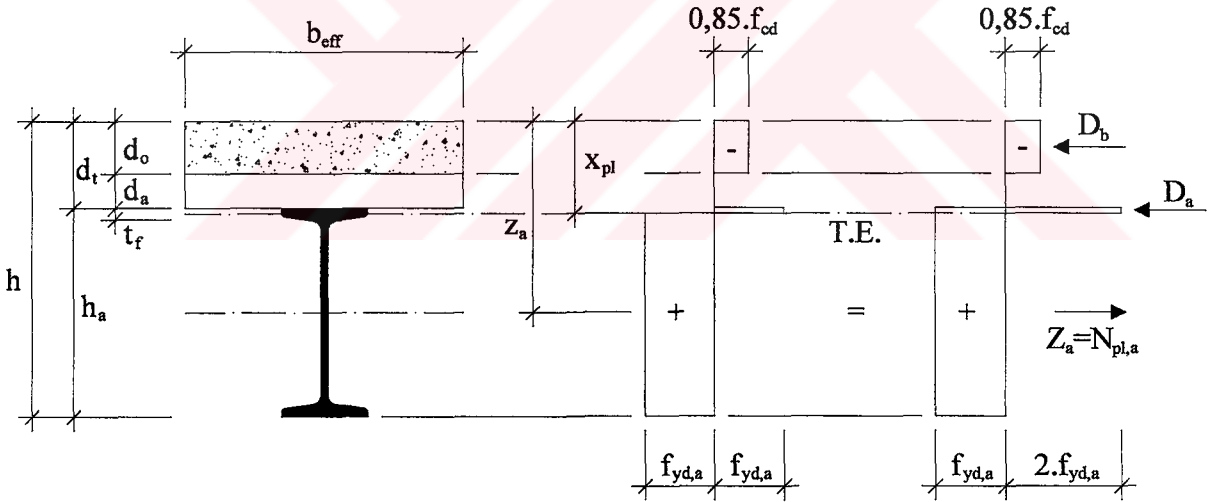
a) Kirişe dik ve paralel oluk yerleşimi durumu için:

$$M_{pl} = (h_a - y_a + d_t - \frac{x_{pl}}{2}) \cdot Z_a \quad (3.14.a)$$

b) Dolu plak kullanılması durumu için:

$$M_{pl} = (h_a - y_a + d - \frac{x_{pl}}{2}) \cdot Z_a \quad (3.14.b)$$

3.1.3.3 Tarafsız Eksenin Çelik Kiriş Üst Başlığında Geçmesi Durumu



Şekil 3.4 Gerilme dağılımı (Arda, 1985)

D_f : Kiriş üst başlığının basınçta çalışan kısmının karşılayabileceği basınç kuvveti olmak üzere,

a) Kiriş dik ve paralel oluk yerleşimi durumu:

$$D_f = 2 \cdot (x_{pl} - d_t) \cdot b_f \cdot f_{yd,a} \quad (3.15.a)$$

b) Dolu plak kullanılması durumu:

$$D_f = 2 \cdot (x_{pl} - d) \cdot b_f \cdot f_{yd,a} \quad (3.15.b)$$

olarak hesaplanır.

$\Sigma H = 0$ denge koşulundan:

$$D_b + D_f = Z_a \quad (3.16)$$

Plastik tarafsız eksenin yeri:

a) Kiriş dik ve paralel oluk yerleşimi durumu:

$$x_{pl} = d_t + \frac{Z_a - D_b}{2 \cdot b_f \cdot f_{yd,a}} \quad (3.17.a)$$

b) Dolu plak kullanılması durumu:

$$x_{pl} = d + \frac{Z_a - D_b}{2 \cdot b_f \cdot f_{yd,a}} \quad (3.17.b)$$

olarak hesaplanır.

Plastik momentin hesaplanması,

a) Kiriş dik oluk yerleşimi durumu için:

$$M_{pl} = (h_a - y_a + d_t - \frac{d_0}{2}) \cdot Z_a - (\frac{x_{pl} - d_t}{2} + d_a + \frac{d_a}{2}) \cdot D_f \quad (3.18.a)$$

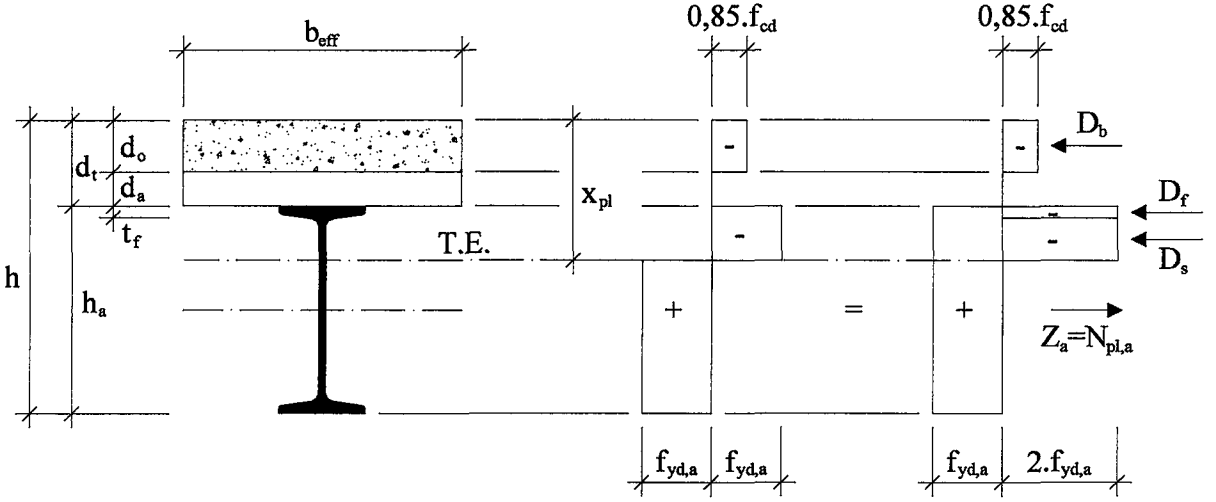
b) Kiriş paralel oluk yerleşimi durumu için :

$$M_{pl} = (h_a - y_a + d_t - y_{co}) \cdot Z_a - (\frac{x_{pl} - d_t}{2} + d_t - y_{co}) \cdot D_f \quad (3.18.b)$$

c) Dolu plak kullanılması durumu için:

$$M_{pl} = (h_a - y_a + \frac{d}{2}) \cdot Z_a - (\frac{x_{pl}}{2}) \cdot D_f \quad (3.18.c)$$

3.1.3.4 Tarafsız Eksenin Çelik Kiriş Gövdesinden Geçmesi Durumu



Şekil 3.5 Gerilme dağılımı (Arda, 1985)

$$D_f = 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot f_{yd,a} \quad (3.19)$$

D_s : Kiriş gövdesinin basınçta çalışan kısmının karşılayabileceği basınç kuvveti olmak üzere,

a) Kirişe dik ve paralel oluk yerleşim durumu için,

$$D_s = 2 \cdot t_g \cdot (x_{pl} - d_t - t_f) \cdot f_{yd,a} \quad (3.20.a)$$

b) Dolu plak kullanılması durumu için,

$$D_s = 2 \cdot t_g \cdot (x_{pl} - d - t_f) \cdot f_{yd,a} \quad (3.20.b)$$

olarak hesaplanır.

t_g : Çelik kiriş gövde kalınlığı (gerekirse azaltılmış gövde kalınlığı)

$\Sigma H = 0$ denge koşulundan :

$$D_b + D_f + D_s = Z_a \quad (3.21)$$

Plastik tarafsız eksenin yeri,

a) Kirişe dik ve paralel oluk yerleşimi durumu:

$$x_{pl} = d_t + t_f + \frac{Z_a - D_b - D_f}{2 \cdot t_g \cdot f_{yd,a}} \quad (3.22.a)$$

b) Dolu plak kullanılması durumu:

$$x_{pl} = d + t_f + \frac{Z_a - D_b - D_f}{2 \cdot t_g \cdot f_{yd,a}} \quad (3.22.b)$$

olarak hesaplanır.

Plastik momentin hesaplanması,

a) Kirişe dik oluk yerleşimi durumu için:

$$M_{pl} = (h_a - y_a + \frac{d_t + d_a}{2}) \cdot Z_a - (\frac{d_t + t_f + d_a}{2}) \cdot D_f + (\frac{x_{pl} + t_f + d_a}{2}) \cdot D_s \quad (3.23.a)$$

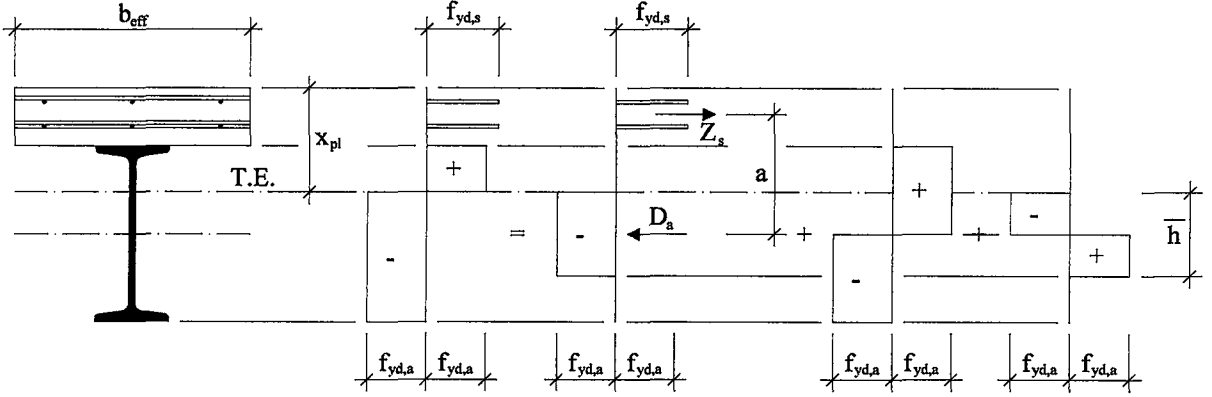
b) Kirişe paralel oluk yerleşimi durumu için:

$$M_{pl} = (h_a - y_a + d_t - y_{co}) \cdot Z_a - (\frac{t_f}{2} + d_t - y_{co}) \cdot D_f - (\frac{x_{pl} + t_f + d_t}{2} - y_{co}) \cdot D_s \quad (3.23.b)$$

c) Dolu plak kullanılması durumu için:

$$M_{pl} = (h_a - y_a + \frac{d}{2}) \cdot Z_a - (\frac{t_f + d}{2}) \cdot D_f - (\frac{x_{pl} + t_f}{2}) \cdot D_s \quad (3.23.c)$$

3.1.4 Negatif Momentler Bölgesinde Hesap



Şekil 3.6 Gerilme dağılımı (Arda, 1985)

$$Z_s = A_s \cdot f_{yd,s} = D_a = t'_g \cdot \bar{h} \cdot f_{yd,a} \quad (3.24)$$

Z_s : Mesnet donatısındaki çekme kuvveti
 $f_{yd,s}$: Mesnet donatısı akma gerilmesi

$$\bar{h} = \frac{A_s \cdot f_{yd,s}}{t'_g \cdot f_{yd,a}} \quad (3.25)$$

Buna göre plastik moment:

$$M_{pl} = Z_s \cdot z_s + M_{pl,a} - \frac{1}{4} \cdot t'_g \cdot \bar{h}^2 \cdot f_{yd,a} \quad (3.26)$$

z_s : Çelik hasıra ait kuvvet kolu
 $M_{pl,a}$: Çelik kiriş plastik moment

Yukarıdaki ifadenin yazılabilmesi için:

$$\frac{\bar{h}}{h_g} \leq 1 \quad (3.27)$$

olmalıdır. Bu koşul sağlanmıyor ise çelik hasır alanı artırılmalıdır.

Çelik Hasıra Ait “ z_s ” Kuvvet Kolu Hesabı:

y' : Azaltılmış gövde kalınlığı dikkate alınarak hesaplanan çelik kiriş ağırlık merkezi
 z' : Paspayı

a) Dik ve paralel oluk yerleşimi için

$$z_s = h_a - y' + d_a + \frac{d_o - z'}{2} \quad (3.28.a)$$

b) Dolu plak kullanılması durumu için

$$z_s = h_a - y' + \frac{d + 2 \cdot z'}{4} \quad (3.28.b)$$

Çelik Kiriş Plastik Momentinin Hesaplanması:

$$M_{pl,a} = W_{pl,a} \cdot f_{yd,a} \quad (3.29)$$

$W_{pl,a}$: Çelik kiriş plastik mukavemet momenti

TS 4561 (1985) madde 2.4.3'e göre elasto-plastik ortamda, elastik ortam için kabul edilen “bir çubuğun dik kesitlerinin eğilmeden sonra da düzlem kaldığı” Bernoulli – Navier varsayımının geçerliliği kabul edilmektedir. Bir kesitteki eğilme momenti, kesitin plastikleşme momentini aşmamalıdır. M_p plastikleşme momentinin hesabı için çift dikdörtgen gerilme yayılımı kabul edilir. Kesit çift simetrlili ise tarafsız eksen ağırlık merkezinden geçer, tek simetrlili bir kesitte, tarafsız eksen, kesiti eş alanlı iki parçaya ayırır. Kesitin plastik mukavemet momenti tarafsız eksenin üst ve altında kalan kesit bölümlerinin bu eksene göre statik mukavemet momentlerinin toplamına eşittir. Çift simetrlili kesitlerde,

$$W_{px} = 2 \cdot S_x \quad (3.30)$$

$$W_{py} = 2 \cdot S_y \quad (3.31)$$

S_x, S_y : Hazır profil tablolarından alınabilecek kesit statik momentleri

3.1.5 Eğilme Momenti ile Kesme Kuvveti Arasında Karşılıklı Etki

TS 4561 (1985) madde 2.4.7 ye göre, kesme kuvveti ve eğilme momentinin birlikte etkimesi halinde, kesme kuvvetinin etkisi, bu kuvvetin doğrultusuna paralel kesit bölümlerinin kalınlıkları azaltılarak göz önüne alınır ve bundan sonra hesaba, azaltılmış kalınlıklarla kesme kuvveti yokmuş gibi devam edilir. Kompozit kirişin, azaltılmış kesite göre hesaplanan plastik momentinin yeterli olup olmadığı kontrol edilir.

3.2 Şekil Değiştirmeler

Sehimleri sınırlamak bakımından AASHTO köprülerde

$$h = h_a + d \geq \frac{\ell}{25} \quad (3.32)$$

$$h_a \geq \frac{\ell}{30} \quad (3.33)$$

minimum yükseklik sınırlamalarını getirmekte, uzun süreli yükler etkisi durumunda şekil değiştirme hesaplarında, kompozit kesite eşdeğer çelik kesit hesaplanırken beton kesitin

$n = \frac{E_a}{E_b}$ ye değil $3n$ ye bölünmesini öngörmektedir.

Binalarda geçerli AISC de aynı durumda n yi $2n$ ye çıkarmaktadır. Sehim değerleri bu koşullar altında:

binalarda : $\ell / 300$

köprülerde : $\ell / 800$

sınırını aşmamalıdır.

Sehim hesabı, ağırlık katsayısı ile çarpılmamış servis yüklerine göre yapılır. Eşdeğer çelik kesit esas alındığından, çeliğin elastisite modülü kullanılır.

Ayrıca statik hesaplarda çubukların atalet momentleri göz önüne alınırken, kompozit kesit eylemsizlik momentinin yalnız pozitif moment yüklü bölgelerde geçerli olduğu, negatif moment yüklü bölgelerde ise çelikle ilgili atalet momentinin kullanılması öngörülmektedir (Arda ve Yardımcı, (2000)).

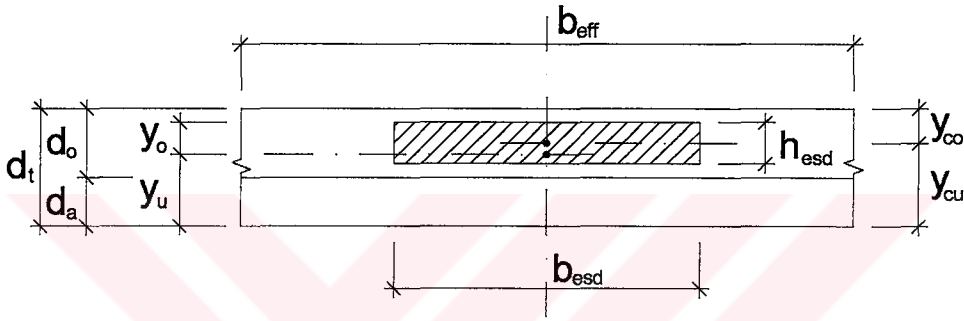
Kompozit döşeme ağırlık merkezi ve atalet momenti hesabı

a) Kirişe paralel oluk yerleşimi durumu için:

“Kompozit döşemeler” bölümünde anlatıldığı gibidir. Tek fark, birim döşeme genişliği b_{dos} yerine, çalışan döşeme genişliği b_{eff} in dikkate alınmasıdır.

b) Kirişe dik oluk yerleşimi durumu için:

Ağırlık merkezinin yeri,



Şekil 3.7 Kirişe dik oluk yerleşimi için ağırlık merkezlerinin yerleri

$$y_{co} = \frac{d_o}{2} \quad (3.34.a)$$

$$y_{cu} = \frac{d_o}{2} + d_a \quad (3.35.a)$$

$$I_{cx} = \frac{b_{eff} \cdot d_o^3}{12} \quad (3.36.a)$$

$$I_{cy} = \frac{d_o \cdot b_{eff}^3}{12} \quad (3.37.a)$$

y_{co} , y_{cu} : Beton kısmın ağırlık merkezinin yeri
 I_{cx} , I_{cy} : Beton kısmın atalet momentleri

$$y_u = \frac{A_{ap} \cdot d_a + A_{esd} \cdot y_{cu}}{A_{ap} + A_{esd}} \quad (3.38.a)$$

$$y_o = y_{cu} + \frac{h_{esd}}{2} - y_u \quad (3.39.a)$$

y_u, y_o : eşdeğer çelik kesit, sac sistemi ağırlık merkezi yeri

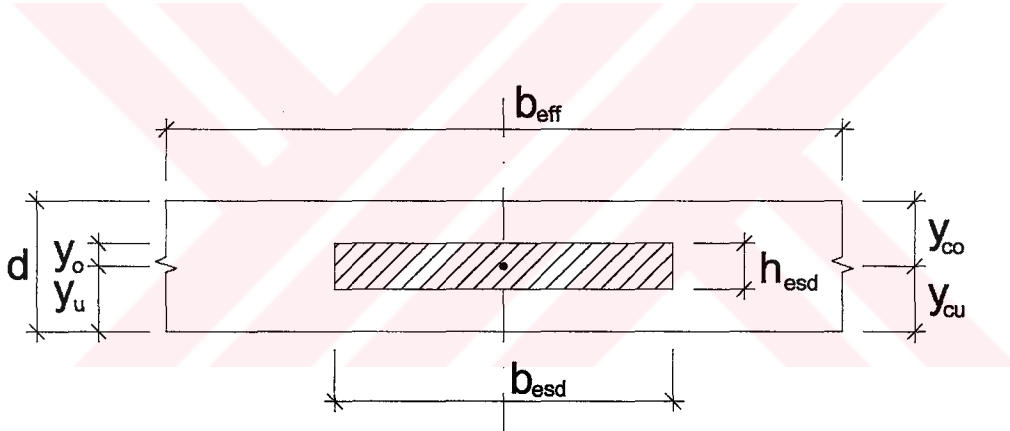
Kompozit döşeme atalet momenti hesabı,

$$I_{x,dos} = \frac{b_{esd} \cdot h_{esd}^3}{12} + A_{esd} \cdot (y_{cu} - y_u)^2 + A_{ap} \cdot (y_u - d_a)^2 \quad (3.40.a)$$

$b_{esd}, h_{esd}, A_{esd}$ değerlerinin hesabı, “Kompozit Döşemeler” bölümünde anlatıldığı gibi, (2.163), (2.165), (2.166) denklemleri yardımı ile yapılabilir.

c) Dolu plak kullanılması durumu için:

Ağırlık merkezinin yeri,



Şekil 3.8 Dolu plak için ağırlık merkezlerinin yerleri

$$y_{co} = y_{cu} = \frac{d}{2} \quad (3.34.b)$$

$$I_{cx} = \frac{b_{eff} \cdot d^3}{12} \quad (3.36.b)$$

$$I_{cy} = \frac{d \cdot b_{eff}^3}{12} \quad (3.37.b)$$

y_{co}, y_{cu} : Beton plak ağırlık merkezi yeri
 I_{cx}, I_{cy} : Beton kısmın atalet momentleri

$$y_u = \frac{d}{2} \quad (3.38.b)$$

$$y_o = \frac{d}{2} + \frac{h_{esd}}{2} \quad (3.39.b)$$

y_u, y_o : eşdeğer çelik kesit ağırlık merkezi yeri

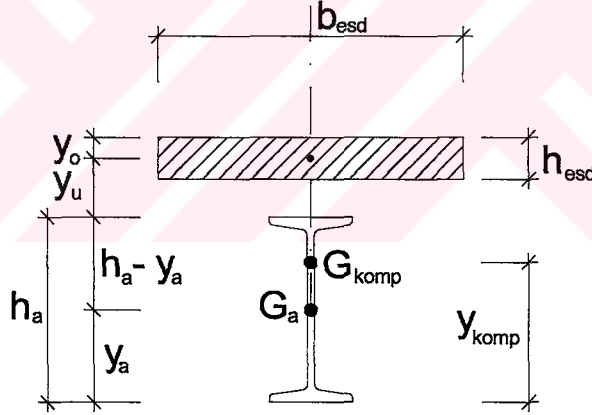
Kompozit döşeme Atalet momenti hesabı,

$$I_{x,dos} = \frac{b_{esd} \cdot h_{esd}^3}{12} \quad (3.40.b)$$

$b_{esd}, h_{esd}, A_{esd}$ değerlerinin hesabı, “Kompozit Döşemeler” bölümünde anlatıldığı gibi, (2.163), (2.165), (2.166) denklemleri yardımı ile yapılabilir.

Kompozit kiriş ağırlık merkezi ve atalet momenti hesabı

Dolu plak, kirişe paralel ve dik oluklu sac yerleşimlerinin hepsi için geçerli olmak üzere,



Şekil 3.9 Kompozit kiriş için ağırlık merkezinin yeri

$$y_{komp} = \frac{A_a \cdot y_a + (A_{ap} + A_{esd}) \cdot (y_u + h_a)}{A_a + A_{ap} + A_{esd}} \quad (3.41)$$

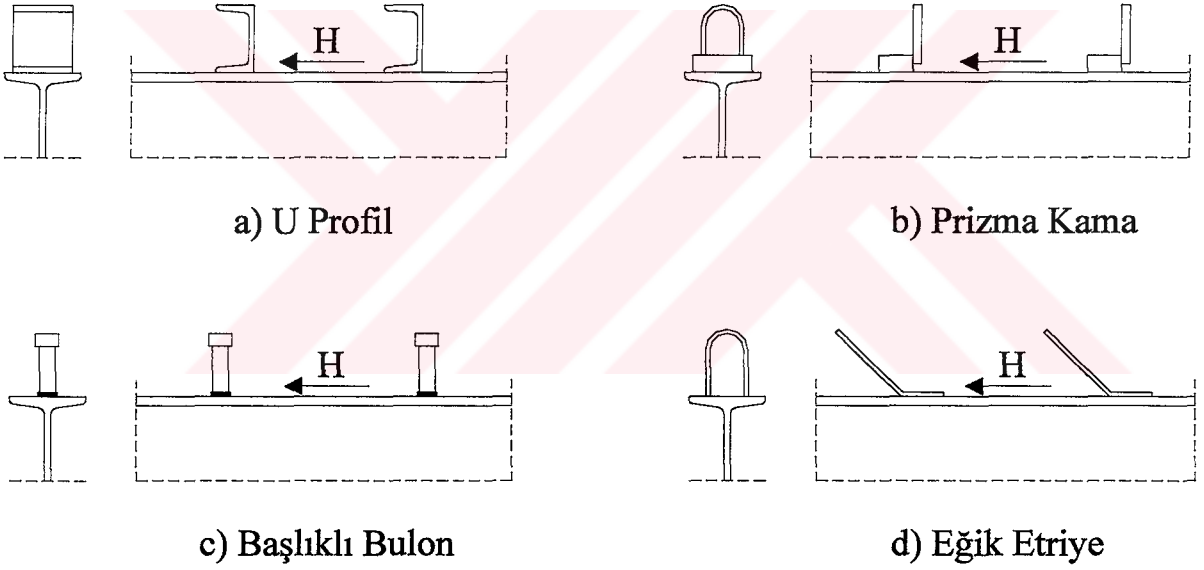
$$I_{x,komp} = I_{x,dos} + (A_{ap} + A_{esd}) \cdot (h_a + y_u - y_{komp})^2 + I_a + A_a (y_{komp} - y_a)^2 \quad (3.42)$$

3.3 Kayma Birleşimleri

Betonarme plak ile çelik kirişlerin birlikte çalışmalarını sağlamak için kayma bağlantıları kullanılır. Bu elemanlar;

- Beton döşeme ve çelik sac arasındaki boyuna kaymayı sınırlayarak, kompozit döşemenin boyuna kayma dayanımını artırır (Yorgun, 2003).
- Beton plak ile çelik kiriş arasında oluşan kayma gerilmelerini karşılar (Arda ve Yardımcı, 2000).
- Şekil değiştirmeler sonucu beton plağın, çelik kirişten ayrılıp kalkmasını önler (Arda ve Yardımcı, 2000).

Kompozit kirişlerde günümüze değin birçok farklı kayma bağlantısı tipi kullanılmıştır.

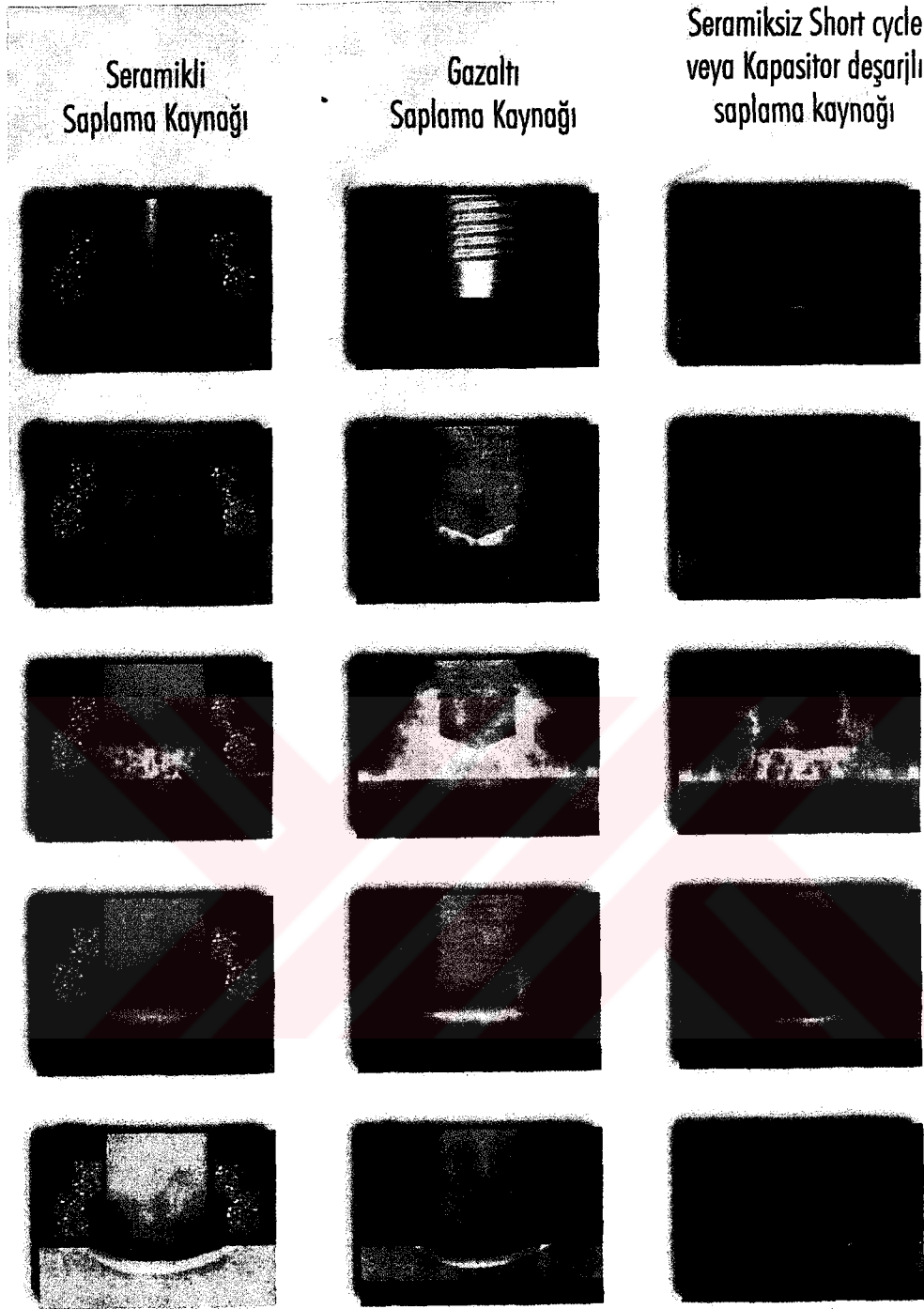


Şekil 3.10 Kayma bağlantısı olarak kullanılan çeşitli tipler (Arda ve Deren)

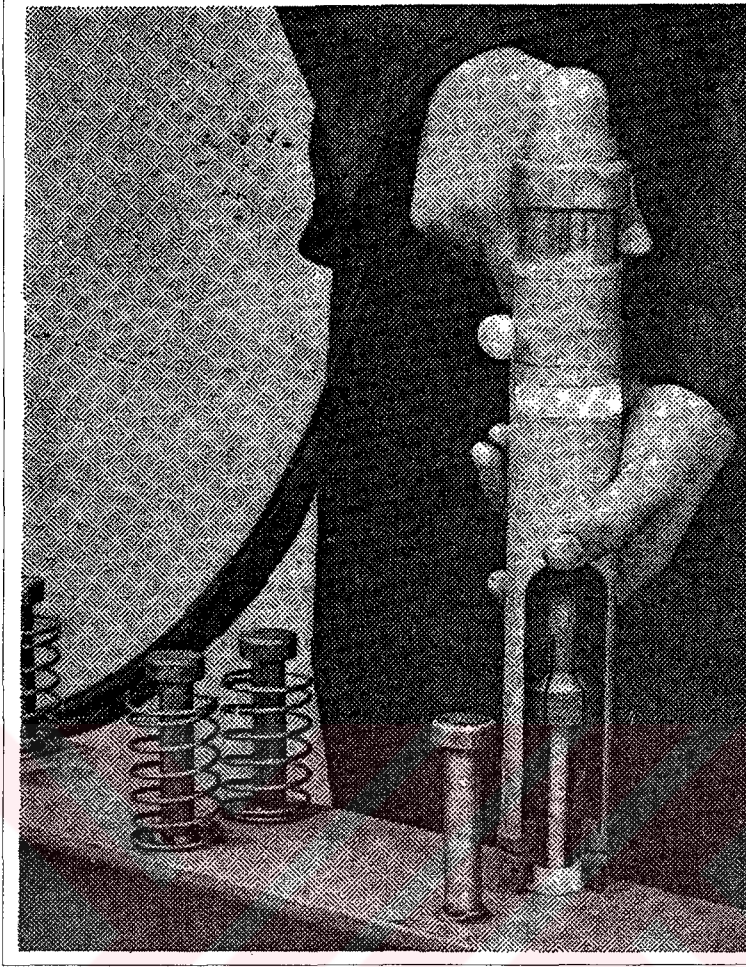
Genel olarak kayma bağlantılarını rijit ve eğilebilir olmak üzere 2 tipe ayırmak mümkündür. Rijit türlerde kayma ve kalkmayı önleme görevi iki farklı elemanca paylaşılır. Eğilebilir türlerde ise her iki görev aynı eleman tarafından yerine getirilir (Ardan ve Deren).

Günümüzde en çok kullanılan bağlantı tipi başlıklı bulonlardır. Bulonlar özel kaynak makineleri ile çelik profilin üst başlığına kaynaklanır. Yüksek teknoloji ürünü kaynak makineleri ile bir bulonun kaynaklama süresi ortalama 1-1,5 sn arasındadır.

Bu işlem sırasında bulon, beton plağa kalıp vazifesi gören katlanmış sac ile birlikte çelik profile kaynaklanmaktadır. Bu sebeple sac kalınlığının çok kalın seçilmemesi tavsiye edilmektedir. Uygulamaya yönelik tecrübelerle dayanılarak, kullanılması gereken sac kalınlığının 0,8-0,9 mm kalınlığında seçilmesi önerilmektedir. Sac kalınlığının artması, kapasitesi daha fazla olan kaynak makinelerinin kullanılmasını gerektirmekte, dolayısı ile daha büyük enerji ihtiyacı doğmaktadır. Ancak her şantiye ortamında bu yüksek enerjinin temin edilmesi mümkün olmamaktadır. Ayrıca, kaynak süresi uzamakta ve buna bağlı olarak yüksek ısı, profil üst başlığında çarpılmalara sebebiyet verebilmektedir.



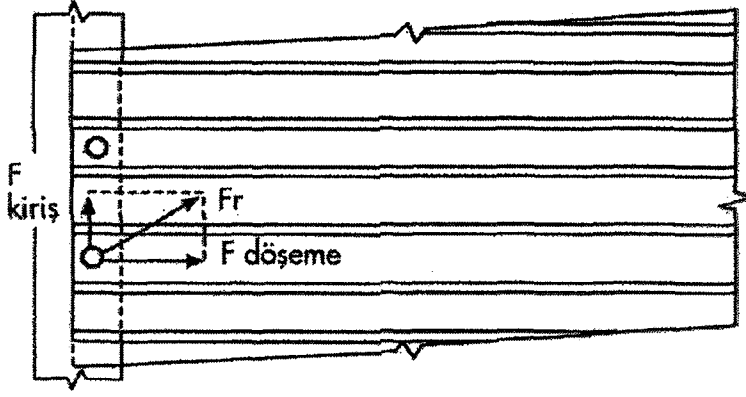
Şekil 3.11 Kompozit sac üzerinden kaynaklama tekniği (CEFIP firma broşürü)



Şekil 3.12 Kayma elemanı olarak kullanılan başlıklı bulonların, çelik kiriş üst başlığına kaynaklanması ve basınç gerilmelerinin daha elverişli yayılmasını sağlamak amacıyla başlıklı bulonların üzerine geçirilen spiral yaylar (Ardan ve Deren).

3.3.1 Kayma Elemanlarının taşıma kapasiteleri

Kompozit kiriş ile kompozit döşemenin birlikte kullanımında kompozit kiriş için kullanılan kayma bağlantıları döşemeden de yük alırlar. Bu durumda kayma bağlantısı, kompozit döşemede kiriş doğrultusuna dik kayma kuvveti $F_{döşeme}$, kiriş doğrultusundaki kayma kuvveti $F_{kiriş}$ hesaplanarak, bu iki kuvvetin bileşkesine göre hesaplanmalıdır (Şekil 3.13) (Yorgun, 2003).



Şekil 3.13 Uç ankrajlarında kuvvetlerin kombinasyonu (Yorgun,2003).

Olukların kirişe dik olmaları durumu için

$$F_{kiriş} = \min \begin{cases} Z_a \\ D_b \end{cases}$$

değerleri Z_a için (3.5) ve D_b için (3.6.a) dan hesaplanabilir.

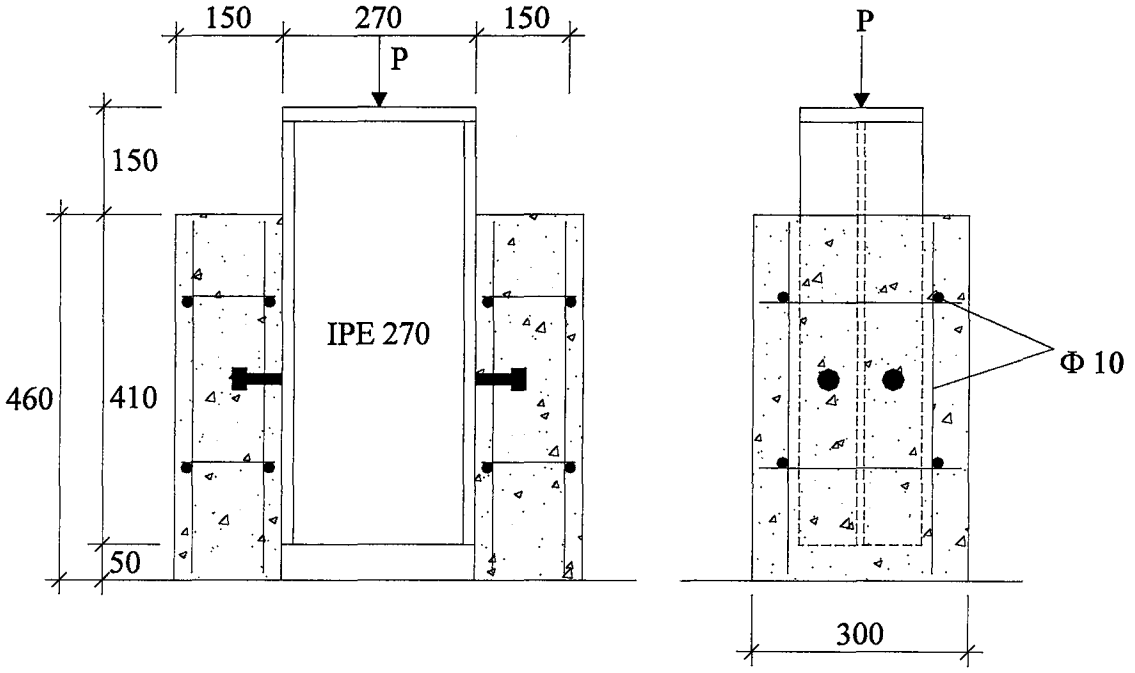
$$F_{doseme} = D_b + D_{ap} \quad (3.43)$$

D_b değeri (2.105)'den ve D_{ap} değeri ise (2.106) dan hesaplanabilir.

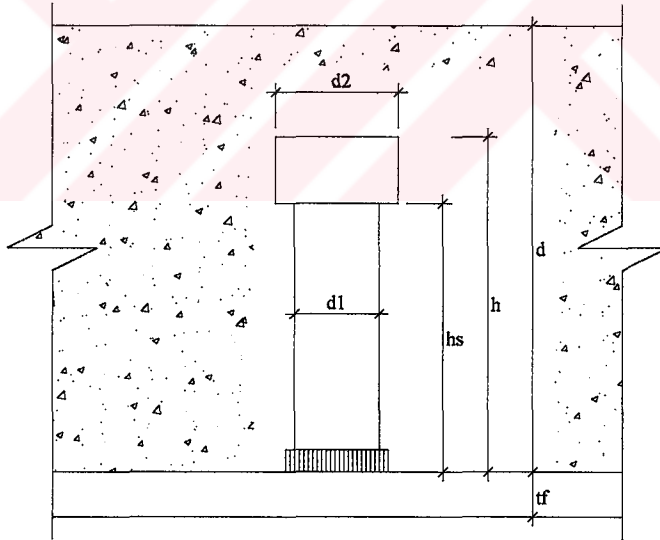
$$F_r = \sqrt{(F_{kiriş})^2 + (F_{doseme})^2} \quad (3.44)$$

Olukların kirişe paralel olması durumunda kayma bağlantısı yalnızca kirişten yük alır ve (3.5) ile (3.6.b) denklemlerinin kullanılması yeterlidir.

Kayma bağlantılarının bireysel taşıma gücü genellikle “itip-çıkarma” deneyi adı verilen yöntemle yapılmaktadır (Şekil 3.14) ve aşağıda gösterilen bağıntılar türetilmiştir (Şekil 3.15) (Arda ve Yardımcı, 2000).



Şekil 3.14 Push-Out (İt-çıkart) deneyi (Arda ve Yardımcı, 2000)



Şekil 3.15 Başlıklı bulonlar için geometrik büyüklükler (Arda, 1985)

$$h_s \geq 50 \text{ mm} \quad (3.45)$$

$$d_1 \leq \begin{cases} 23 \text{ mm} \\ 2 \cdot t_f \end{cases} \quad (3.46)$$

$$d_2 \geq 1,5 \cdot d_1 \text{ olmalıdır.} \quad (3.47)$$

Kamanın kaymaya göre taşıma kapasitesi :

$$D_{s,max} = \min \begin{cases} \alpha \cdot 0,25 \cdot d_1^2 \cdot \sqrt{E_c \cdot \beta_{WN}} \\ 0,55 \cdot d_1^2 \cdot f_{yd,b} \end{cases} \quad (3.48)$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{h}{d_1} = 3 \text{ için } 0,85 \\ \frac{h}{d_1} \geq 4,2 \text{ için } 1,0 \end{cases} \quad (3.49)$$

ara değerler için,

$$\alpha = 0,85 + \left(\frac{h_s}{d_1} - 3 \right) \cdot 0,125 \quad (3.50)$$

lineer enterpolasyonu yapılabilir.

E_c : Betonun elastisite modülü
 β_{WN} : Betonun 28 günlük küp basınç mukavemeti

Dinamik yüklere maruz köprü ve benzeri yapılarda (2.37) bağıntısı ile hesaplanan $D_{s,max}$ taşıma gücü, 2/3 oranında azaltılır. Saplamalar çevresinde, basınç gerilmelerinin daha elverişli yayılmasını sağlayan spiral yaylar kullanılması halinde ise $D_{s,max}$, % 15 arttırılabilir (Arda ve Yardımcı, 2000).

Başlıklı bulonların birbirinden uzaklıklarının aşağıdaki gibi düzenlenmesi tavsiye edilmektedir.

$$\text{Enine doğrultuda, genel olarak } e \geq 4 \cdot d_1 \quad (3.51.a)$$

$$\text{Enine doğrultuda, özel hallerde } e \geq 2,5 \cdot d_1 \quad (3.51.b)$$

$$\text{Boyuna doğrultuda } e \begin{cases} \geq 5 \cdot d_1 \\ (3 \sim 4) \cdot d_1 \leq 600 \text{ mm} \end{cases} \quad (3.51.c)$$

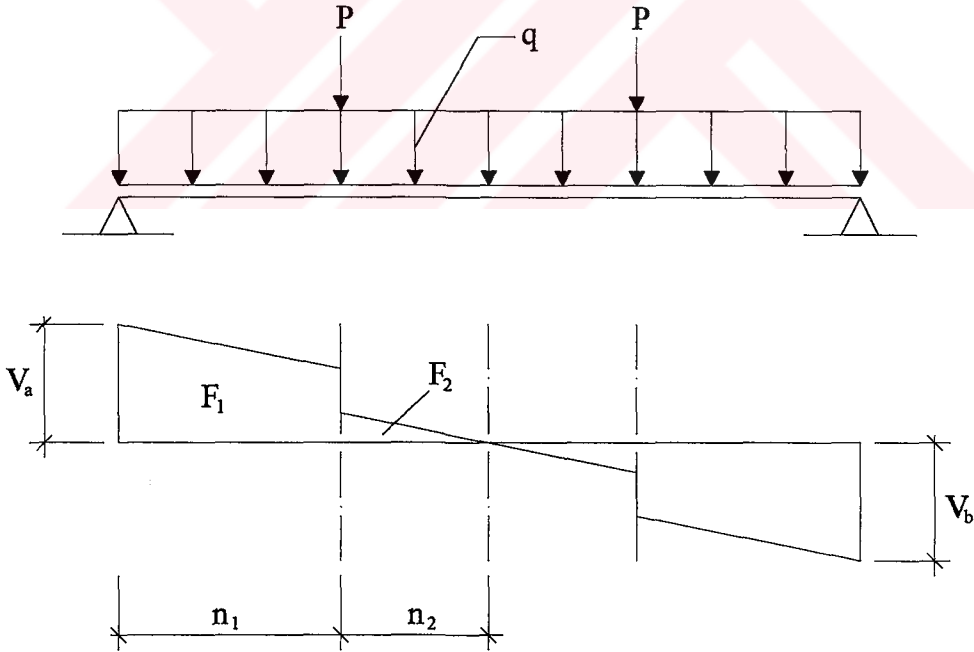
$$\frac{d_l}{t_f} \leq \begin{cases} 2 \sim 2,5 & \text{Genel durum} \\ 1,5 & \text{Çekme bölgesinde dinamik etkiler olması durumu} \\ 4 & \text{Kaynak tekniği bakımından} \end{cases} \quad (3.52)$$

3.3.2 Kama Sayısının Hesabı ve Dağıtılması

$$n_{pl} = \frac{F_r}{D_{s,max}} \quad (3.53)$$

$$n_{ger} = n_{pl} \cdot \frac{M}{M_{pl}} \quad (3.54)$$

Kamalar kiriş boyunca kayma kuvveti gidişine, kesit değişmiyorsa kesme kuvveti gidişine uygun olarak dağıtılır (Şekil 3.16). Kama sayısı belirli kesitler arasında beton başlıkta meydana gelen kayma kuvvetlerini aktaracak sayıda olmalıdır. Bu kesitler, uç ve ara mesnetlerle momentin maksimum ve sıfır olduğu kesitlerdir. Ayrıca enkesitin değiştiği veya büyük normal kuvvetlerin etkideği kesitler de göz önünde tutulmalıdır. Toplam kama sayısı en az $0,5 \cdot n_{pl}$ olmalıdır (Arda, 1985).



Şekil 3.16 Başlıklı bulonların kesme kuvveti diyagramına göre dağıtılması (Arda, 1985)

$$n_1 = n \cdot \frac{F_1}{F_1 + F_2} \tag{3.55}$$

$$n_2 = n \cdot \frac{F_2}{F_1 + F_2} \tag{3.56}$$

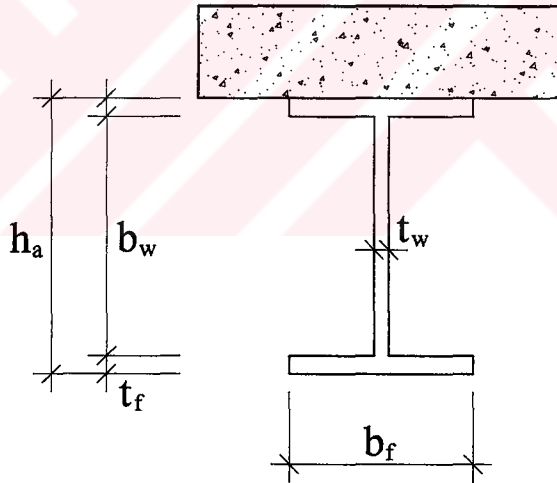


4. KOMPOZİT KİRİŞLERİN STABİLİTE PROBLEMLERİ*

4.1 Yerel Burkulma

Mesnetlerdeki plastik mafsalların uygun dönme kapasiteleri var ise, sürekli kompozit kirişler, sadece basit plastik teoriyle boyutlandırılabilir. Bu boyutlandırma, gövdenin ve başlıkların yerel burkulmasına göre sıkı kontrol edilir. Negatif eğilme altındaki kompozit kirişlerin dönme kapasitesinde, yerel burkulmanın etkisini belirlemek için deneyler tanımlanmıştır. Karşılaştırmalar, çelik tasarımı sınırlı gövde ve başlık narinlik oranları ile yapılır. Mevcut düzenlemelerin bir kaçının kompozit kirişlere uygulanabildiği, fakat diğer düzenlemelerin hem çelik hem de kompozit kirişler için emniyetli olmadığı bulunmuştur.

Yerel burkulmanın çelik I kirişlerin dönme kapasitesindeki kötü etkisi iyi bilinir. Plastik teori ile tasarımda, limitler, bir çökme mekanizmasına katılmak için gereken elemanların gövdelerinin ve başlıklarının narinlik oranlarına göre bulunur. Kompozit kiriş ve çelik kirişlerin yerel burkulma karakteristikleri benzer oldukları halde, daha sonra geliştirilen kuralların kompozit sürekli kirişlere uygulanabildiği belli değildir.



Şekil 4.1 Kompozit kirişin enkesiti (Opan,1999)

Şekil 4.1 deki T keşit tipi için, tarafsız eksen alt başlığa doğru yön değiştirmekte ve negatif eğilmedeki kirişler basınç deformasyonlarının önemli bir şekilde etkisi altına girmektedirler. İlave olarak, gövde genellikle bir çelik kirişe nazaran daha yüksek kesme yüklerini taşır.

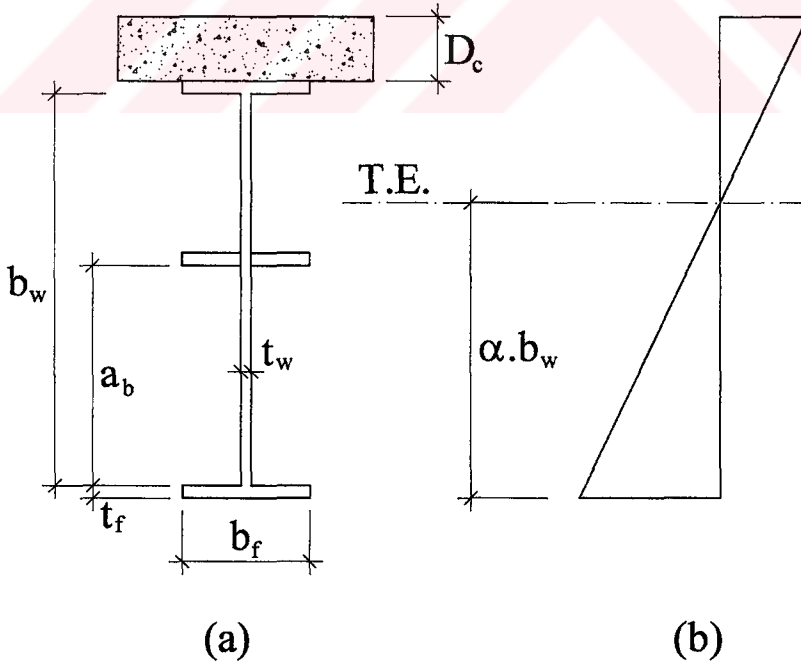
* Bu bölüm, bir bütün olarak (Opan,1999) adlı kaynağın 11 ve 12. bölümlerinden alınmıştır.

Yapılan araştırmalarda, yüksekliği az olan elik kirişlerde de yerel burkulma oluşabildiği görülmüştür.

Bu nedenle bu araştırmalarda, yerel burkulmada daha çok bilgi sağlamaya ve onun kompozit sürekli kirişlerin negatif moment bölgelerinde, dönme kapasitesindeki etkiye işaret edilmiştir. Hem berkitmesiz hem de berkitmeli kesitlerde testler anlatılmakta ve karşılaştırmalar mevcut narinlik oranları ile birlikte yapılmaktadır. Sonuçlar, kompozit kirişlerin tasarımımda bu oranların kullanılmasına göre verilmekte ve öneriler gövde berkitmeleri için yapılmaktadır.

4.1.1 Berkitmesiz Gövdenin Elastik Yerel Burkulması (Buruşması)

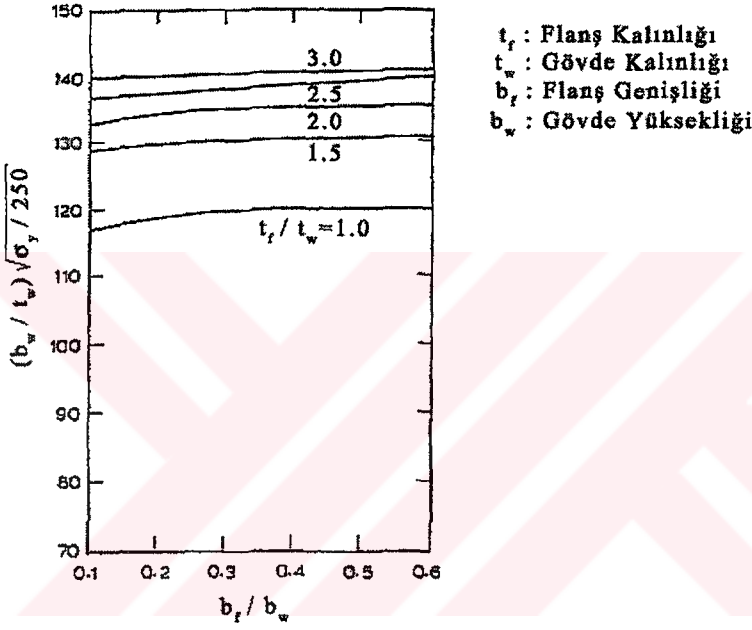
Eğilme momentine maruz kalan kompozit kiriş kesiti şekil 4.2.a da gösterildiği gibidir. şekil 4.2.b de gösterildiği gibi doğrusal olarak değişen deformasyon dağılışına maruz kaldığı kabul edilir. Pratik durumlarda, plak donatısını içeren dönüştürülmüş kesit analizi, tarafsız eksenin alt başlığa makul bir şekilde yakın olduğunu ve yerel burkulmanın, gövde narin olduğu zaman akma meydana gelmeden önce oluşabildiğini gösterir. Böyle bir kesit için tarafsız eksenin $\alpha = 0.6, 0.7, 0.8, 0.9$ ve 1.0 alındığı yerdeki alt başlığın tzerinde bir $\alpha \cdot b_w$ yüksekliğinde olduğu kabul edilir.



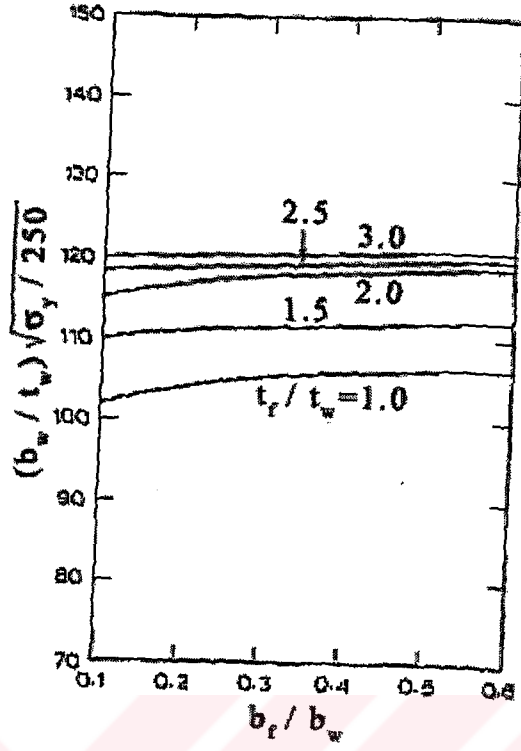
şekil 4.2 Kompozit kesit a)Kesit, b)Deformasyonlar (Opan,1999)

Gerilme dağılışı doğrusal olduğu için, yüklemenin özel bir durumu için α parametresi beton ve herhangi donatı çeliği için çatlamayı içine alan standart modüler dönme teorisinden belirlenebilir.

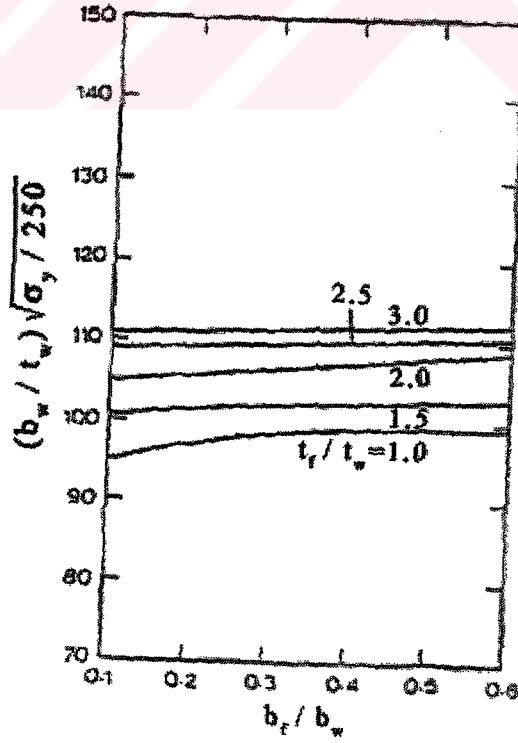
Basit eğilmede, akma ve yerel burkulmanın aynı zamanda oluşması için $((b_w / t_w) \sqrt{\sigma_y / 250})$ değişiklik yapılan narinlik değerleri, tarafsız eksen parametresi ve başlığın gövde genişliğine oranının (b_w / t_w) farklı değerleri, Şekil 4.3 de gösterilmektedir. Değişiklik yapılan narinlik için ifadedeki σ_y , MPa olarak çeliğin akma gerilmesidir.



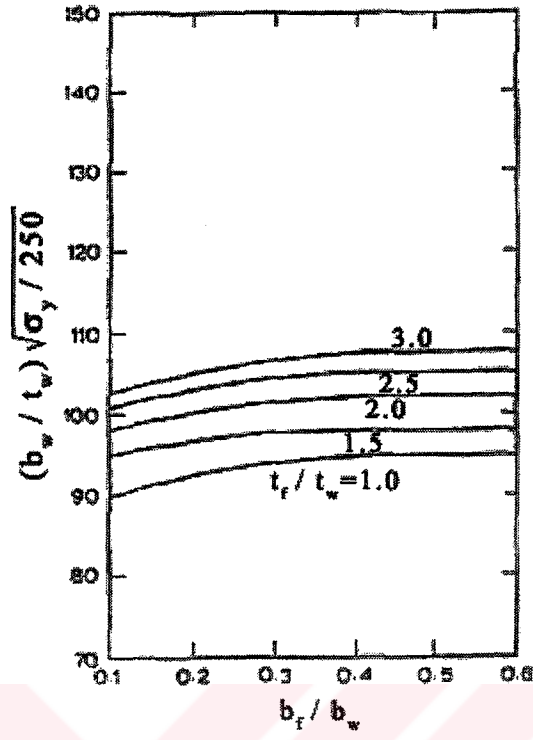
Şekil 4.3 ($\alpha = 0.6$) Burkulmadan önce akmaya göre narinlik (Opan,1999)



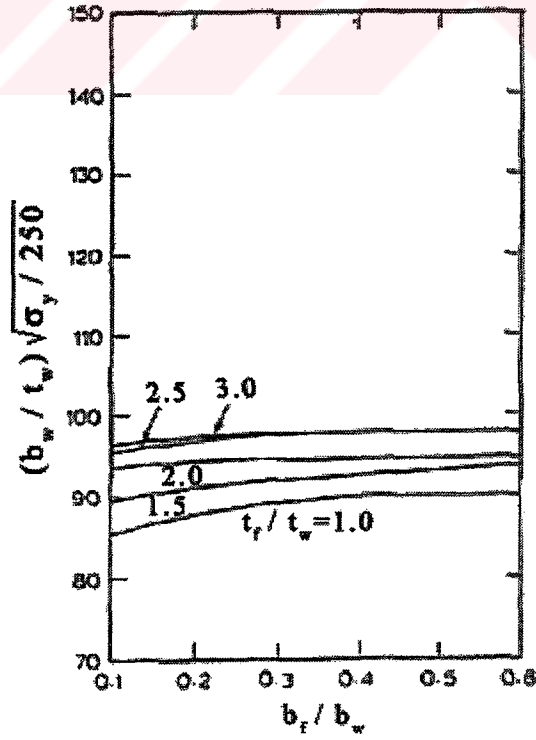
Şekil 4.4 ($\alpha = 0.7$) Burkulmadan önce akmaya göre narinlik (Opan,1999)



Şekil 4.5 ($\alpha = 0.8$) Burkulmadan önce akmaya göre narinlik (Opan,1999)



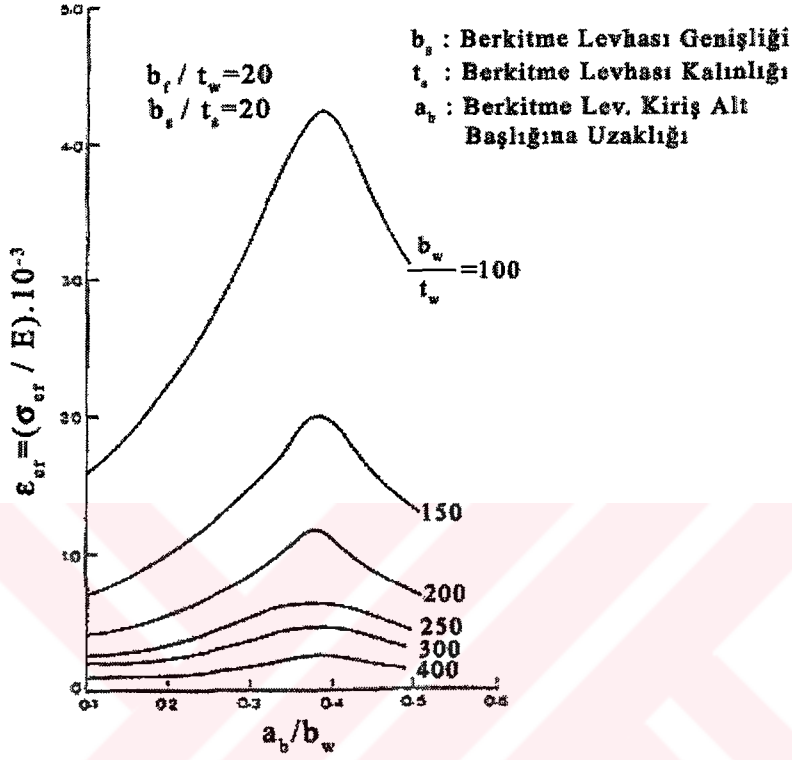
Şekil 4.6 ($\alpha = 0.9$) Burkulmadan önce akmaya göre narinlik (Opan,1999)



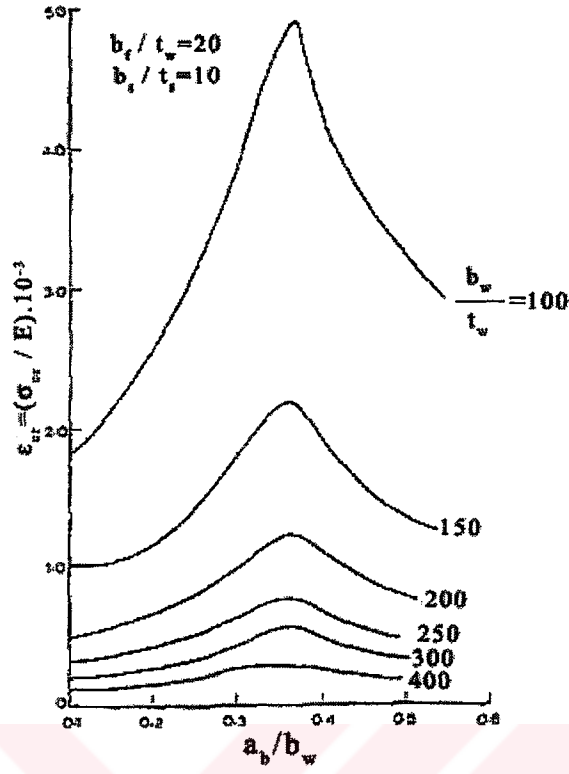
Şekil 4.7 ($\alpha = 1.0$) Burkulmadan önce akmaya göre narinlik (Opan,1999)

4.1.2 Berkitmeli Gövdenin Elastik Yerel Burkulması (Buruşması)

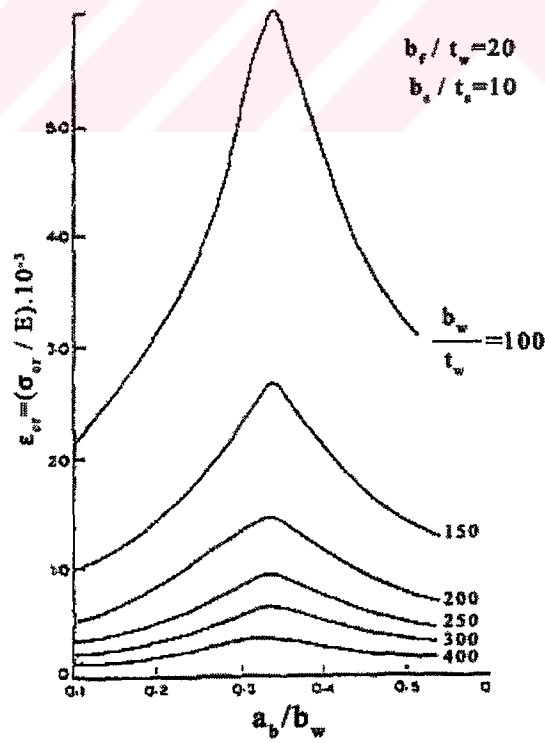
Çelik levha elemanlarında hızlı ve verimli bir çalışma ve ekonomi artışı yapmak için narin gövde levhası, boyuna berkitmelerle rijitlenebilir. Boyuna berkitmelerin asıl fonksiyonu, eğilmede gövdenin yerel burkulma kapasitesini artırmaktır.



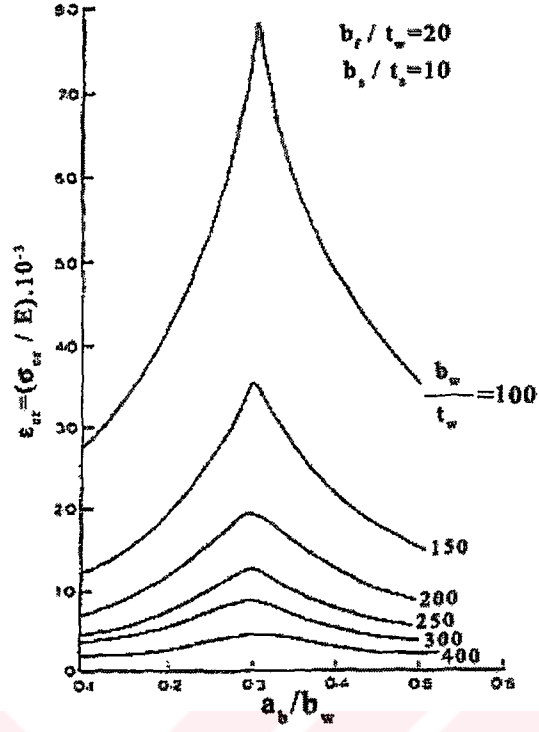
Şekil 4.8 ($\alpha = 1.0$) Elastik kritik gövde gerilmesi (Opan,1999)



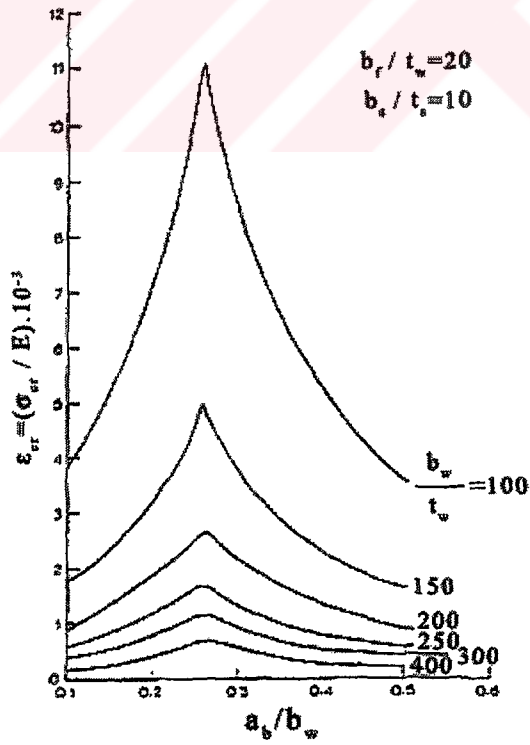
Şekil 4.9 ($\alpha = 0.9$) Elastik kritik gövde gerilmesi (Opan,1999)



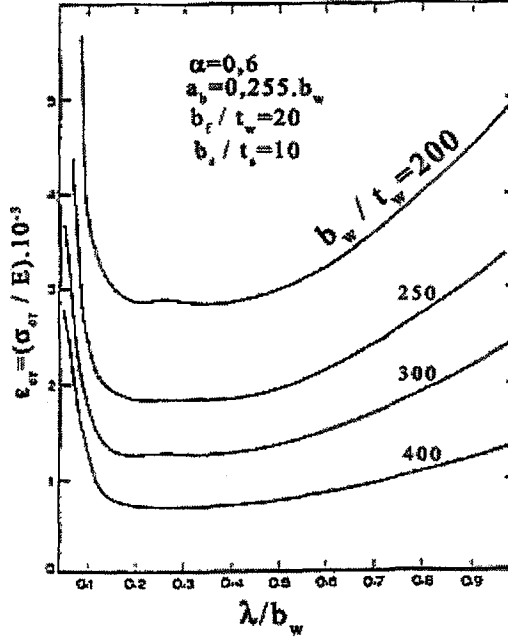
Şekil 4.10 ($\alpha = 0.8$) Elastik kritik gövde gerilmesi (Opan,1999)



Şekil 4.11 ($\alpha = 0.7$) Elastik kritik gövde gerilmesi (Opan,1999)



Şekil 4.12 ($\alpha = 0.6$) Elastik kritik gövde gerilmesi (Opan,1999)



Şekil 4.13 Burkulma gerilmesi (Opan,1999)

α parametrelerinin farklı değerleri için, elastik kritik levha elemanlarının gerilmeleri Şekil 4.8 de gösterildiği gibidir. Bu gerilmeler, a_b / b_w değişken boyutlu berkitmelerin yükseklikleri için elastik kompleks sonlu şerit metodu kullanılarak belirlenmiştir.

Burkulma gerilmelerini maksimum yapmak için berkitmelerin optimum durumu;

$$\alpha = 0.6 \text{ için } a_b = 0.255 \cdot b_w \quad (4.1.a)$$

$$\alpha = 0.7 \text{ için } a_b = 0.360 \cdot b_w \quad (4.1.b)$$

$$\alpha = 0.8 \text{ için } a_b = 0.375 \cdot b_w \quad (4.1.c)$$

olarak bulunmuştur.

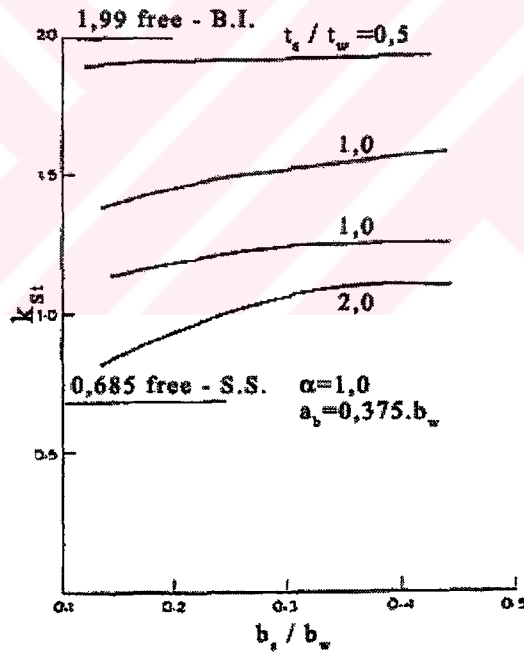
Boyuna bir şekilde berkitmeli kompozit kirişin analizinde bir kaç önemli nokta vardır. İlk olarak, b_f / t_f başlıkların narinliği ve b_s / t_s boyuna gövde berkitmelerinin narinliği, gövde burkulmasının ilk oluşumu için seçilmiştir. İkinci olarak tarafsız eksenin yukarıya hareket etmesi halinde, berkitmeler için optimum durum oluşur. Sonuç olarak, boyuna berkitmelerin yeri, gövde yerel burkulmasının gövdenin en yukarısında ve en aşağısında oluşmasına göre belirlemiştir. Optimum berkitme yeri, yerel burkulmanın gövdenin üstünde ve altında aynı zamanda olduğu yer olarak bulunmuştur. Bu, boyuna burkulmanın yarım dalga boyu λ ya karşı rijitlikli gövde yerel burkulma gerilmesini gösteren Şekil 4.13 de ispat edilir.

$\alpha = 0.6$ ($a_b = 0.225.b_w$) olduğunda berkitmelerin optimum pozisyonlarının durumu için, minimum kritik gerilme, berkitmeli gövdenin alt ve üst kısımlarının burkulmasına karşılık gelen iki yarım dalga boyunda meydana gelir.

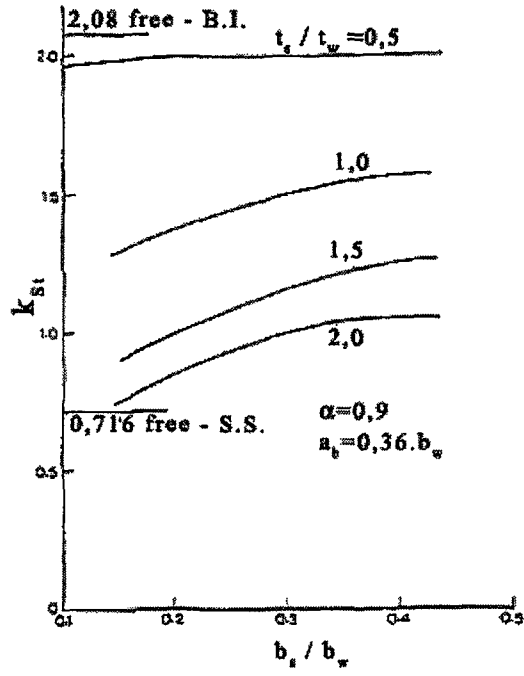
4.1.3 Boyuna Berkitmelerin Burkulması

Boyuna berkitmelerin σ_{ols} , yerel burkulma gerilmesini belirlemek için, kompleks sonlu şerit metodu, aşağıdaki formüle uyularak kullanılmıştır.

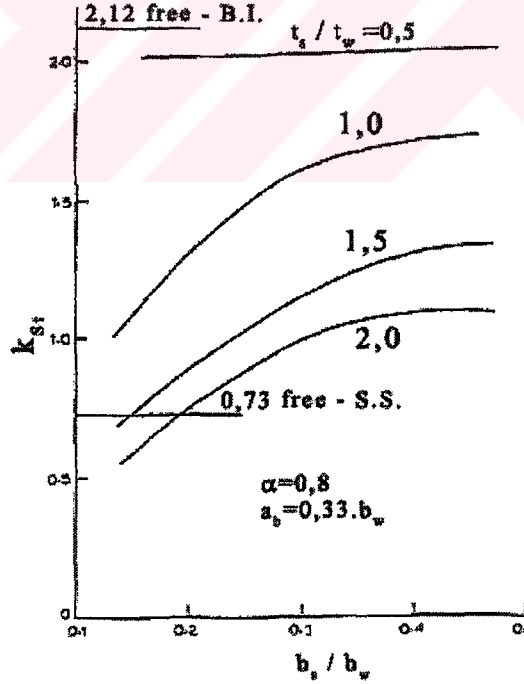
$$\sigma_{ols} = k_{st} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t_s}{b_s} \right)^2 \quad (4.2)$$



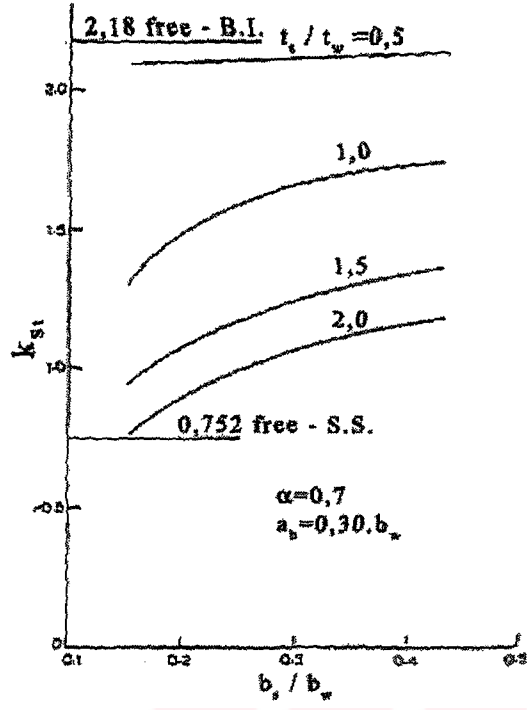
Şekil 4.14 ($\alpha = 1.0$) Berkitmelerin yerel burkulma katsayısı (Opan,1999)



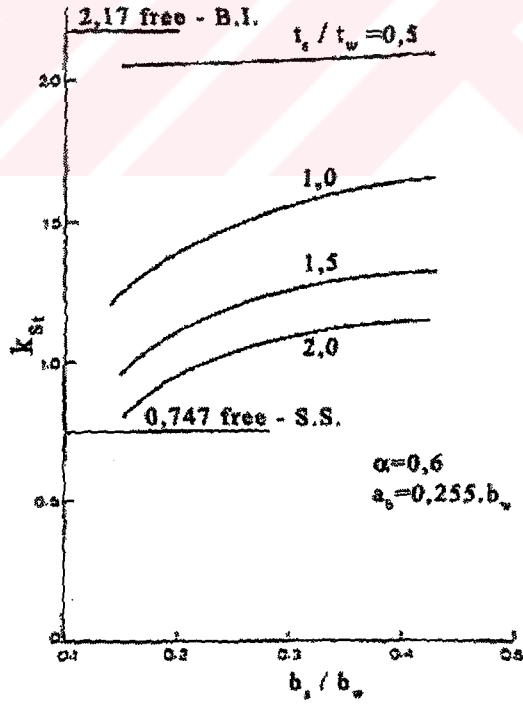
Şekil 4.15 ($\alpha = 0.9$) Berkitmelerin yerel burkulma katsayısı (Opan,1999)



Şekil 4.16 ($\alpha = 0.8$) Berkitmelerin yerel burkulma katsayısı (Opan,1999)



Şekil 4.17 ($\alpha = 0.7$) Berkitmelerin yerel burkulma katsayısı (Opan,1999)



Şekil 4.18 ($\alpha = 0.6$) Berkitmelerin yerel burkulma katsayısı (Opan,1999)

Burada t_s ve b_s sırasıyla boyuna berkitmelerin her bir çiftinin genişliği ve kalınlıklarıdır. ν Poisson oranı, bu çalışmada 0.3 olarak alınmıştır ve k_{st} , berkitme burkulma katsayısıdır. Gerçekte, gövdeye birleştirilen levha berkitme elemanının sınır şartları, ankastre-serbest ve basit mesnetli-serbest değerleri arasındadır. Şekiller 4.14-18 farklı kesit geometrileri ve tarafsız eksen parametresi a için k_{st} nin değişimini göstermektedir.

4.1.4 Kesme ve Eğilmenin İlişkisi

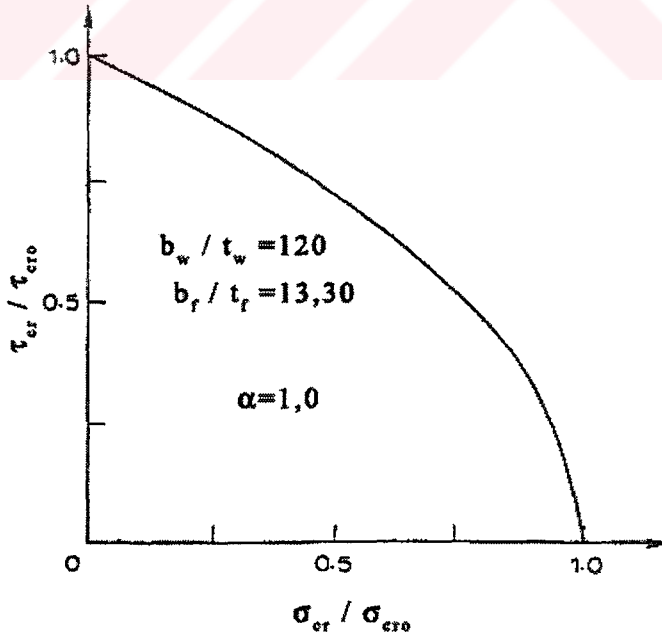
$$\left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_{cro}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{cro}}\right)^2 = 1 \quad (4.3)$$

Kesme ve eğilme arasındaki burkulma ilişkisini belirlemek için, ilk olarak, eğilmenin yokluğunda τ_{cro} , kritik kesme gerilmesini hesaplamak ve kesmenin yokluğunda σ_{cro} , kritik eğilme gerilmesini hesaplamak gereklidir. Bu, daha sonra plak ile tutulduğu için üst başlığın serbestlik derecesini önlemek ile kompleks sonlu şerit metoduyla yapılmıştır.

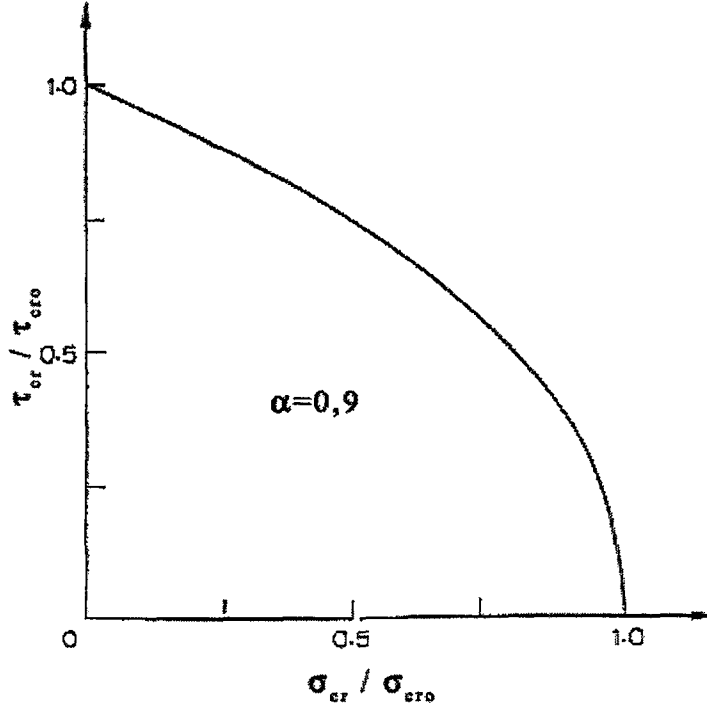
$$b_w / t_w = 120 \quad (4.4)$$

$$t_f / t_s = 1.5 \quad (4.5)$$

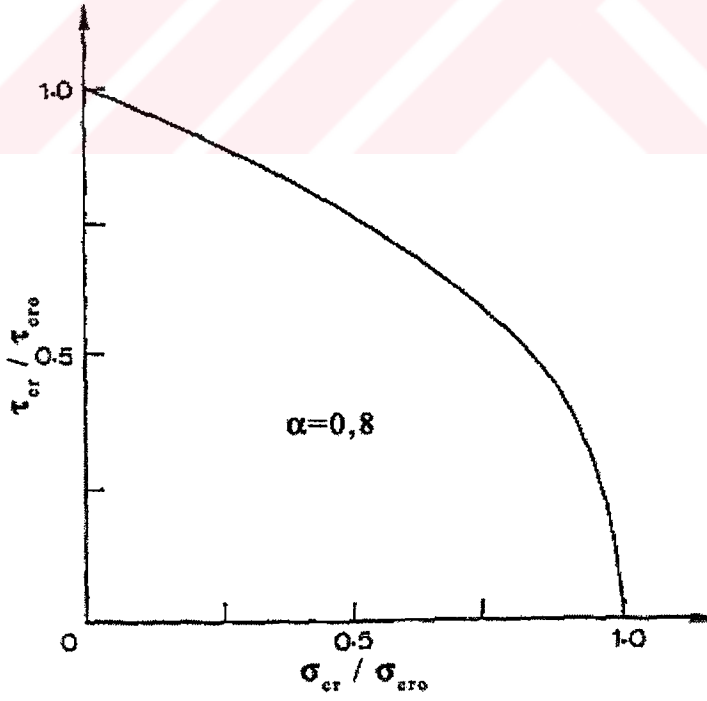
olarak seçilmiştir.



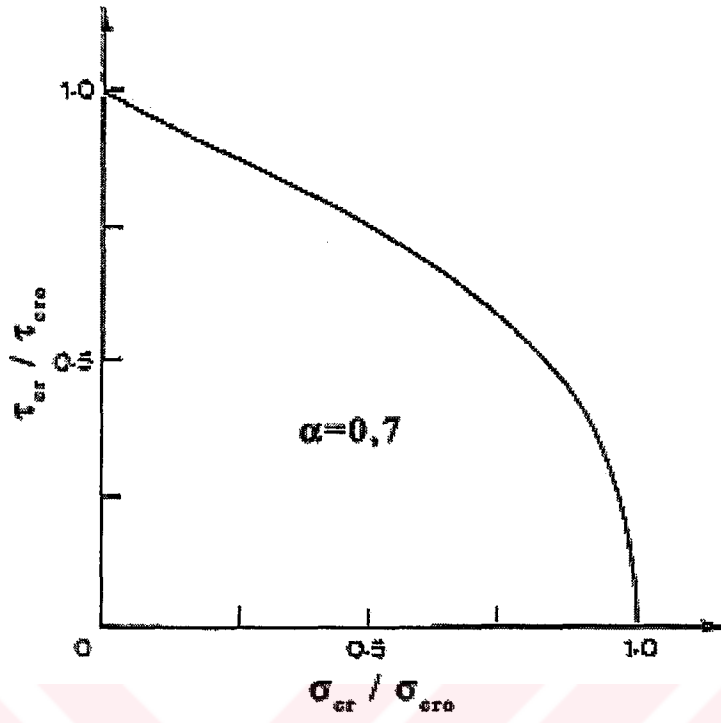
Şekil 4.19 ($\alpha = 1.0$) Eğilme-kesme ilişkisi (Opan,1999)



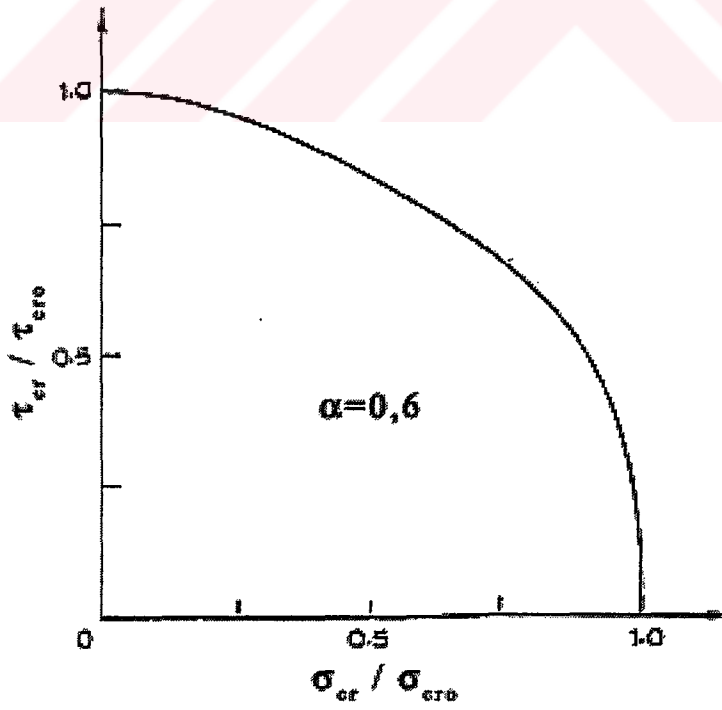
Şekil 4.20 ($\alpha = 0.9$) Eğilme-kesme ilişkisi (Opan,1999)



Şekil 4.21 ($\alpha = 0.8$) Eğilme-kesme ilişkisi (Opan,1999)

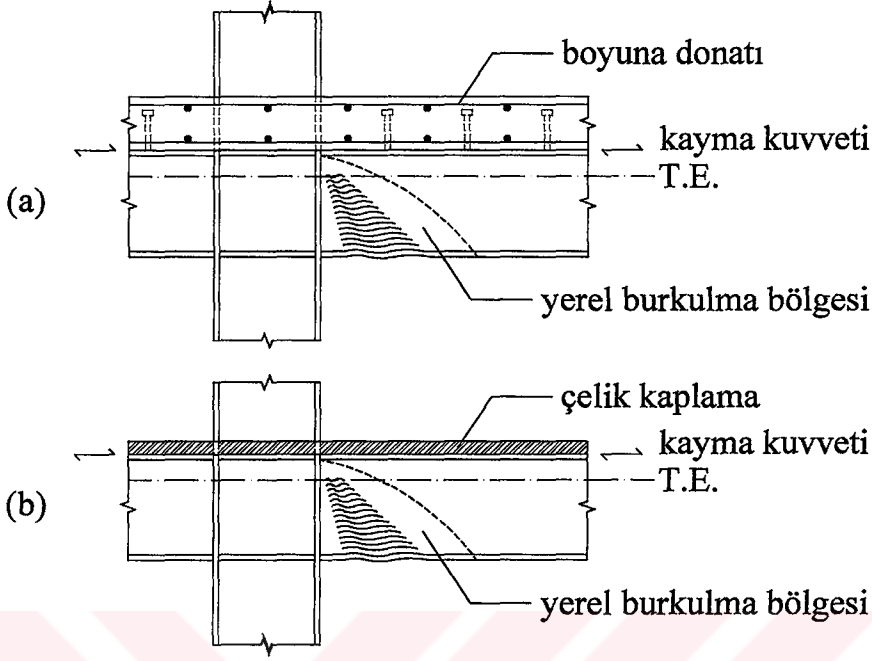


Şekil 4.22 ($\alpha = 0.7$) Eğilme-kesme ilişkisi (Opan,1999)



Şekil 4.23 ($\alpha = 0.6$) Eğilme-kesme ilişkisi (Opan,1999)

4.1.5 Deneylerin Yapılışı



Şekil 4.24 a) Kayma kuvvetinin kesme bağlantıları ile aktarılması b) Kayma kuvvetinin kaynak vasıtası ile aktarılması (Opan,1999)

Genellikle yerel burkulma ile etkilenen küçük bölgelerde, momentin eğimi doğrusal olarak ve kesme kuvveti sabit olarak göz önüne alınabilir. Bu nedenle, numuneler yalnızca merkezde ve uçlarda uygulanan nokta yükleri ile çift bir konsol şeklinde test edilmiştir.

Şekil 4.24.a da gösterildiği gibi, betonun görevi, donatıdaki yatay kuvveti kesme bağlantılarına aktarmaktır. Kesme bağlantıları da bu kuvveti kiriş üst başlığına aktarır. Bu durum, deneylerin birçoğunda, aralıklı kaynaklarla çelik kirişe bağlanan haddelenmiş bir çelik kaplama ile plağa yerleştirilerek basitleştirilmiştir (Şekil 4.24.b).

Yapılardaki kolonlar genellikle kat plaklarının içinden geçerler ve bu nedenle yüksek burkulma rijitliğine sahiptirler. Bundan dolayı numunelerin merkez kısımlarının burkulması, çelik bağ çubukları ile yükleme çerçevesine birleştirilen uçlar, yatay bir kesit elemanı alt başlığı kaynaklanarak engellenmiştir.

Bütün elemanlarda da yanal burkulma engellenmiştir. Çelik kiriş, betonarme plak ile yanal olarak tutulduğu için, yanal burkulma pratikte oluşmaz.

Deneyler sonunda gövde narinliği (b_w / t_w) ve başlık narinliği (b_f / t_f) belirlenmiştir.

Başlık narinliği (b_f / t_f)

Kanada tasarımının önerisi:

$$b_f / t_f = 0.628 / \sqrt{\varepsilon_0} \quad (4.6)$$

ε_0 : Akma uzaması

Bu araştırmada tasarım için bulunan başlık narinliği (b_f / t_f), formülü aşağıdaki gibidir.

$$M_b = \frac{1}{2} \cdot M_p \cdot \left(1 + \frac{f_u}{f_o}\right), \quad h = 100 - 33 \cdot \frac{f_u}{f_o} \quad (4.7)$$

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{0.70}{\sqrt{(\varepsilon_0) \cdot \left(3.18 - \frac{f_u}{f_o}\right)}} \quad (4.8)$$

4.1.6 Berkitmesiz Kesitler

Deneyler, negatif moment bölgelerindeki yerel burkulmanın önemini doğrular. Dönmede kontrol yapılmadığı zaman, kesit, geçerli kurallardan daha sınırlayıcı olan (4.8) ve (4.9) denklemlerini doğruluyorsa, bu elemanın normal yapı uygulamasındaki plastik tasarım için yeterli dönme kapasitesine sahip olduğu kabul edilebilir. Bu kuralların kompozit kirişlere uygulanamazlığı, kompozit ve kompozit olmayan çelik yapı arasındaki farklılıklardan dolayı tek bir şekilde değildir. Bu nedenle, çelik kirişlere kuralların uygulanabilirliğini yeniden değerlendirmek gerekir.

4.1.7 Berkitmeli Kesitli Kirişlerin Plastik Tasarımı

1) Sürekli kompozit kirişlerde kullanılan haddelenmiş I kesitler için

$$b_f / t_f \leq 0.70 / \sqrt{\varepsilon_0 \left(3.18 - \frac{f_u}{f_o}\right)} \quad (4.9)$$

$$b_w / t_w \leq (2.44 / \sqrt{\varepsilon_0}) \cdot (1 - 1.4 \cdot \phi), \quad 0 \leq \phi \leq 0.28 \quad (4.10)$$

$$b_w / t_w \leq 1.48 / \sqrt{\varepsilon_0}, \quad 0.28 < \phi \quad (4.11)$$

Burada ε_0 akma uzaması ve $\phi = A_r \cdot f_r / A_y \cdot f_y$, f_u / f_o oranı, çelik sınıfları için önerilen minimum f_u hesaplanmalıdır.

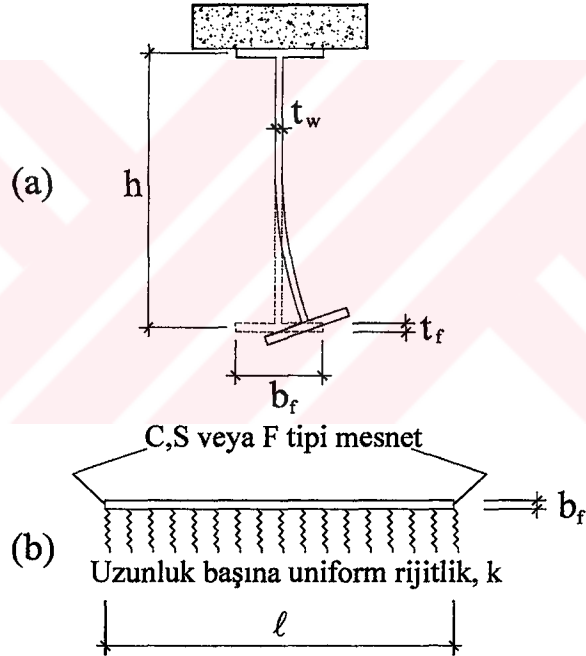
- 2) Başlık narinlik oranı değeri, denklem (4.8) ile verilmiş olandan daha az ve denklem (4.10) ile verilmiş olandan daha büyükse, kesit, gerekli dönme kapasitesi sağlanarak kullanılabilir.

4.2 Çarpılma Burkulması

Araştırma, Şekil 4.25.a da gösterildiği gibi, çelik kirişin alt başlığının, mesnetler dışında serbest olduğu, üst başlığının da betonarme plağa rijit bir şekilde bağlı olduğunun kabul edildiği yerdeki kompozit kirişler üzerinedir. Burada,

$$k = \frac{E_s \cdot t_w^3}{4 \cdot (1 - \nu^2) \cdot h^3} \quad (4.12)$$

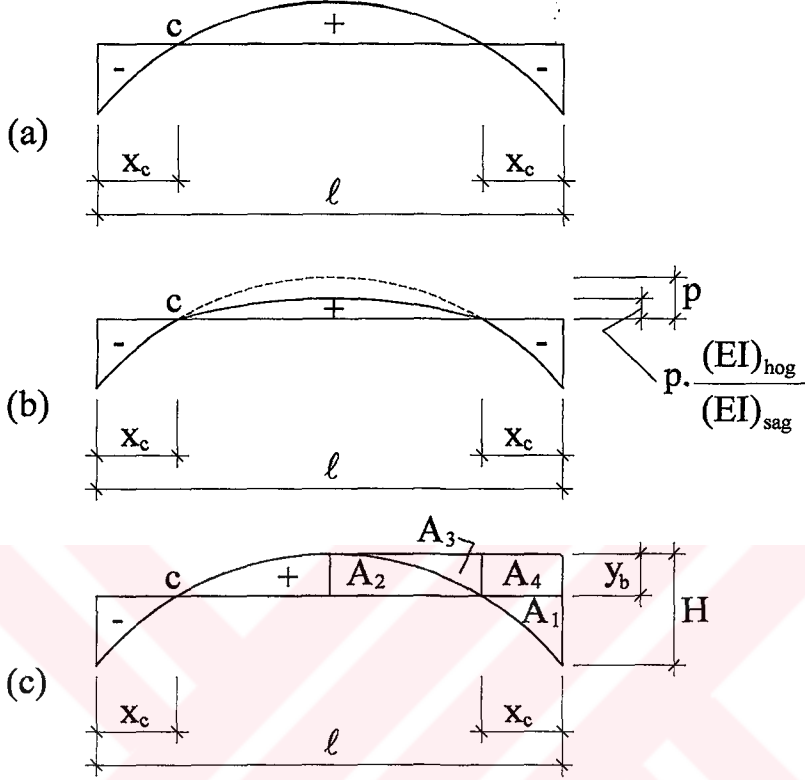
t_w ve h Şekil 4.25.a da gösterildiği gibidir E_s ve ν , sırasıyla, çelik için Young modülü ve poisson oranıdır.



Şekil 4.25 Kiriş ve rijit plak a) Kiriş ve rijit plağın enkesiti, b) Elastik bir şekilde mesnetlenen kolon olarak modellenen başlığın planı (C, S ve F, sırasıyla, ucu ankastre, basit mesnetli veya serbest) (Opan,1999)

Şekil 4.26.b, moment diyagramının eğilme rijitliğine bölünerek bulunan eğrilik diyagramını gösterirken, Şekil 4.26.a, düzgün yayılı yük taşıyan sabit uçlu bir kiriş için parabolik eğilme momenti diyagramını gösterir. Eğrilik diyagramı da paraboliktir. Sabit uçları olan bir kiriş için Şekil 4.26.c de gösterilen A_1 negatif alanı, A_2 pozitif alanına eşit olmalıdır. Çünkü eğim uçlarda ve kirişin merkezinde sıfırdır. Uçtan a kadar uzaklıkta olan C noktasında sürekli.

Bununla beraber, dönmeyi engelleyen ilave elastik mesnet rijitliği k^* ile basit mesnetli olanlar tarafından değiştirilse de, eğrinin ucundaki eğim sıfır değildir ve bu yüzden, $EM/k^* A_1$ 'e ilave edilmelidir. Buradan, Şekil 4.26.c kullanılarak, (4.13) ifadesi yazılabilir.



Şekil 4.26 Eğilme momenti ve eğrilik diyagramı: (a) Eğilme momenti diyagramı, (b) Eğrilik diyagramı, (c) A1-A4 alanlarını gösteren eğilme momenti diyagramı (Opan,1999)

Burada A1 ve A2 aşağıda verilmektedir.

Burada, hogging, pozitif işaretli eğilme momenti eğrisini, sagging de negatif işaretli eğilme momenti eğrisini göstermektedir.

$$\frac{A_1}{(EI)_{hog}} + \frac{(H-b)}{k^*} = \frac{A_2}{(EI)_{sag}} \quad (4.13)$$

Burada

$$A_1 - \frac{1}{3} \cdot H \cdot \frac{1}{2} = A_3 - A_4 \quad (4.14)$$

$$A_3 = \left(\frac{L}{2} - x_c\right) \cdot \frac{y_b}{3} \quad (4.15)$$

$$A_4 = x_c \cdot y_b \quad (4.16)$$

$$A_2 = \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{L}{2} - x_c \right) \cdot y_b \quad (4.17)$$

$(EI)_{hog}$ ile (4.13) çarpılarak aşağıdaki ifade elde edilmiştir.

$$A_1 + (EI)_{hog} \frac{(H - y_b)}{k^*} = \frac{A_2}{\alpha} \quad (4.18)$$

Burada $\alpha = \frac{(EI)_{sag}}{(EI)_{hog}}$ dir ki, beton plağın eşdeğer çeliğe dönüştürülmesinden sonra ikinci atalet

momentlerinin oranına da eşittir. Yani $\alpha = \frac{I_{sag}}{I_{hog}}$ 'dir.

$$\delta = \frac{k^* \cdot I}{(EI)_{hog}} \quad (4.19)$$

Sonra (4.18) denkleminde (4.15), (4.16), (4.17) ve (4.19) yerine koyulup b ye bölerek yeniden düzenlenirse aşağıdaki denklem oluşmaktadır.

$$\frac{H}{y_b} \cdot L \cdot \left(\frac{1}{6} - \frac{1}{\delta} \right) - L \cdot \left(\frac{1}{6} - \frac{1}{\delta} + \frac{1}{3 \cdot \alpha} \right) - \frac{2}{3} \cdot x_c \cdot \left(1 - \frac{1}{\alpha} \right) = 0 \quad (4.20)$$

Parabolün özelliğinden Şekil 4.26.c, aşağıdaki ifadeyi vermektedir.

$$\frac{H}{y_b} = \frac{L^2}{(L - 2 \cdot x_c)^2} \quad (4.21)$$

Bununla beraber (4.20) de (4.21) yerine konulup $(L - 2a)^2$ ile çarpılırsa (4.22) elde edilir.

$$-\frac{L^3}{3 \cdot \alpha} + 2 \cdot \left(\frac{2}{\delta} + \frac{1}{\alpha} \right) \cdot x_c \cdot L^2 + 2 \cdot \left(1 - \frac{2}{\delta} - \frac{2}{\alpha} \right) \cdot x_c^2 \cdot L + \frac{8}{3} \cdot \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right) \cdot x_c^3 = 0 \quad (4.22)$$

(4.22) ifadesi $\frac{3 \cdot \alpha}{L^2}$ ile çarpılarak aşağıdaki ifadeler elde edilir.

$$-1 + 6 \cdot \left(\frac{2 \cdot \alpha}{\delta} + 1 \right) \cdot x + 6 \cdot \left(\alpha - \frac{2 \cdot \alpha}{\delta} - 2 \right) \cdot x^2 + 8 \cdot (1 - \alpha) \cdot x^3 = 0 \quad (4.23)$$

Burada, $x = x_c / L$ dir.

İki kontrol söz konusudur. İlk olarak ankastre mesnetler için $k \rightarrow \infty$ ve buradan $\delta \rightarrow \infty$ verilmiştir. Böylece (4.24) denklemi oluşmaktadır.

$$-1 + 6 \cdot x + 6 \cdot (\alpha - 2) \cdot x^2 + 8 \cdot (1 - \alpha) \cdot x^3 = 0 \quad (4.24)$$

İkinci olarak basit mesnetler için $k^* \rightarrow 0$ ve buradan $\delta = 0$ bulunur. Böylece (4.23) ifadesinden, (4.25) elde edilir.

$$12 \cdot \alpha - 12 \cdot \alpha \cdot x^2 = 0 \quad (4.25)$$

Denklem (4.23) herhangi bir yöntem ile çözülebilen x 'e bağlı kübik bir polinomdur. δ 'nın herhangi bir seçilmiş değeri için, α ($\alpha = (EI)_{\text{sag}} / (EI)_{\text{hog}}$) 'ya karşı x_c / L nin eğrileri elde edilmiştir ve buradan Şekil 4.26.c nin hogging ve sagging eğrilerinin denklemleri elde edilmiştir. Sagging eğrisi, bir katsayı ile çarpılarak, eleman boyunca aksenal kuvvetin değişimini gösteren eğriler oluşturulmuştur.

$$\lambda_{el} = \frac{P_{cr}}{\left(\frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_L}{L^2} \right)} \quad (4.26)$$

Bu denklem William ve Janah tarafından (1987) önerilmiştir. Burada,

P_{cr} : Kritik burkulma yükü

$E_s \cdot I_L = E_s \cdot \frac{t_f \cdot b_f^3}{12}$ komşu düzleminde eğilme için daha düşük başlığın eğilme rijitliğidir.

Buradan

$$\beta \cdot L = L \left(\frac{k}{E_s \cdot I_L} \right)^{1/4} = \left[\frac{3 \cdot t_w^3}{(1 - \nu^2) \cdot h^3 \cdot t_f \cdot b_f^3} \right]^{1/4} \cdot L \quad (4.27)$$

bulunmuştur.

William (1990) kritik eğilme gerilmesi için aşağıdaki denklemi önermiştir.

$$\sigma_{el} = \lambda_{el} \cdot \sigma_E \cdot A_F \quad (4.28)$$

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_L}{A_1 \cdot L^2}, \quad A_F = \frac{A_L}{A_L^*} \quad (4.29), (4.30)$$

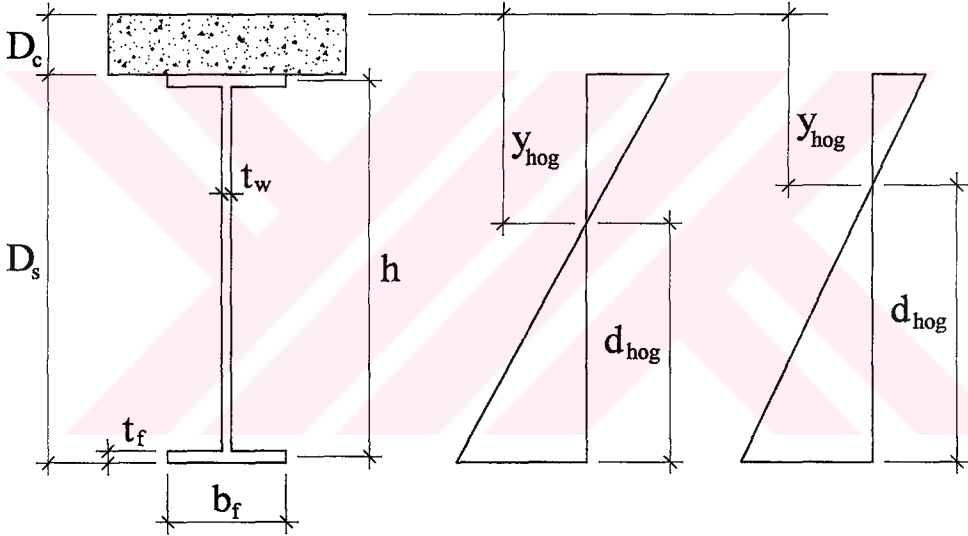
$$A_L = t_f \cdot b_f, A_L^* = A_L + \frac{0.15 \cdot h \cdot t_w}{(1 - \nu)} \quad (4.31), (4.32)$$

Burada A_L alanı, gövde alanının % [15(1- ν)]'i kabul edilerek elde edilir. Örneğin basınç altındaki alanın % 15 i, gövdenin yer değiştirmesi ve gerilme dağılışı için müsaade edilene göre σ_{el} hesaplandığında, alt başlık alanına eklenmektedir.

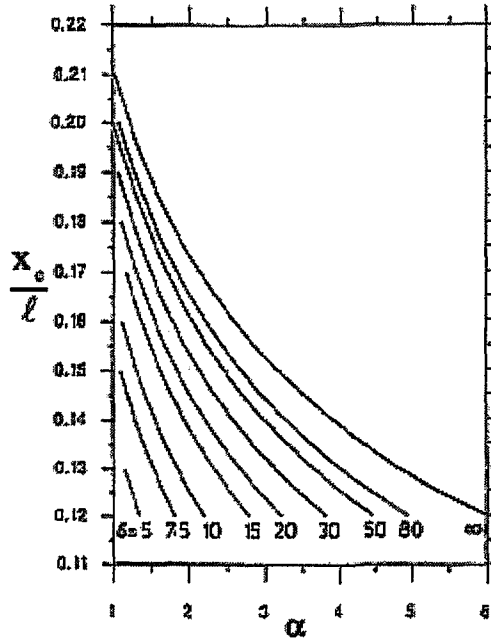
Burada γ , aksenal gerilmeler arasındaki veya alt ve üst başlıklardaki deformasyonlar arasındaki negatif orandır.

$$\gamma = \frac{D_c - y_{hog}}{d_{hog}} \quad (4.33)$$

Burada d_{hog} gelecek kesitte belirlenir ve $d_{hog} = (D_s + D_c - y_{hog})$ dir.



Şekil 4.27 Hogging ve sagging gerilme dağılımı gösterilen kompozit kirişin kesiti (Opan,1999)



Şekil 4.28 Gösterilen δ nin değerleri için α ya karşı a / L eğrileri (Opan,1999)

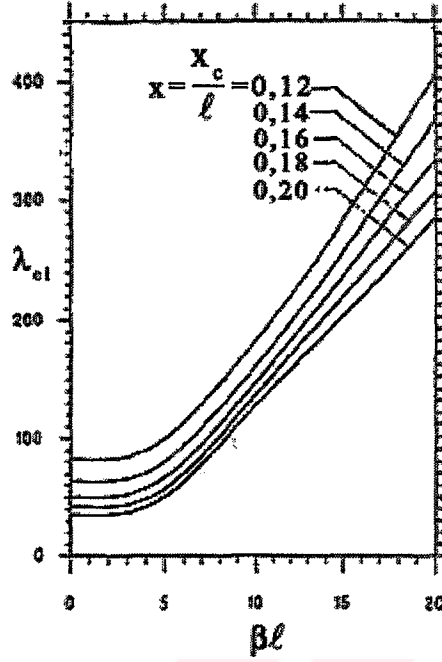
Tasarımcı, düzgün yayılı yükün kritik değeri w_{el} ile beraber σ_{el} ye karşılık gelen mesnetteki M_{el} kritik kiriş momentini bulmayı arzu edebilir; bunlar aşağıdaki (4.34) ve (4.35) denklemlerinde verilmiştir. Burada, eğilme momentini ve eğilme gerilmesini açıklayan standart formül, aşağıda verilir.

$$M_{el} = \sigma_{el} \cdot \left(\frac{I_{hog}}{d_{hog}} \right) \quad (4.34)$$

ve $H = \omega_{el} \cdot L^2 / 8$ ve $H - y_b = M_{el}$ Şekil 4.26.c ye parabolün geometrisinin uygulanışı ile

$$\omega_{el} = \frac{2 \cdot M_{el}}{\frac{x_c}{L} \cdot \left(1 - \frac{x_c}{L} \right) \cdot L^2} \quad (4.35)$$

ifadesi elde edilmiştir.

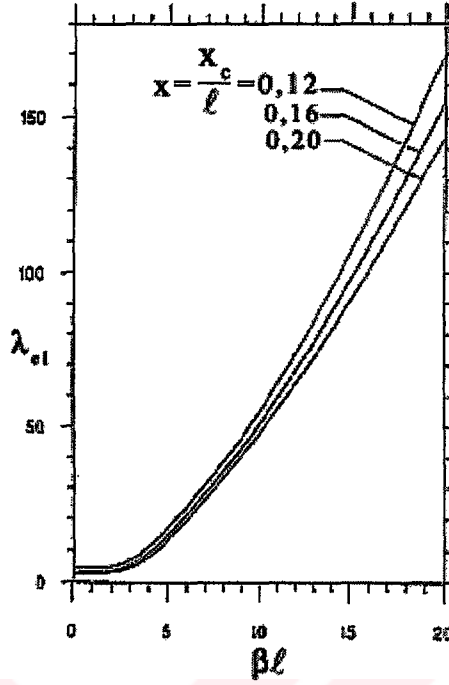


Şekil 4.29 $d_{sag} / d_{hog} = 1$ ve $\delta \rightarrow \infty$ olduğunda C-C durumu için burulma eğrileri (Opan,1999)

$n = E_s / E_c$ kullanılarak beton plak alanı eşdeğer bir çelik alanına dönüştürülür. Şekil 4.27, aşağıda verilen dönüştürülmüş kesitin tarafsız eksenden plağın üstüne uzaklığı olan y_{sag} in olduğu yerde d_{hog} , d_{sag} , y_{sag} ve d_{hog} değerleri olan kompozit kirişin kesitinin boyutlarını göstermektedir.

$$y_{sag} = \frac{\frac{A_c \cdot D_c}{2 \cdot n} + A_r \cdot d_r + \left(D_c + \frac{D_s}{2} \right) \cdot A_s}{\frac{A_c}{h} + A_r + A_s} \quad (4.36)$$

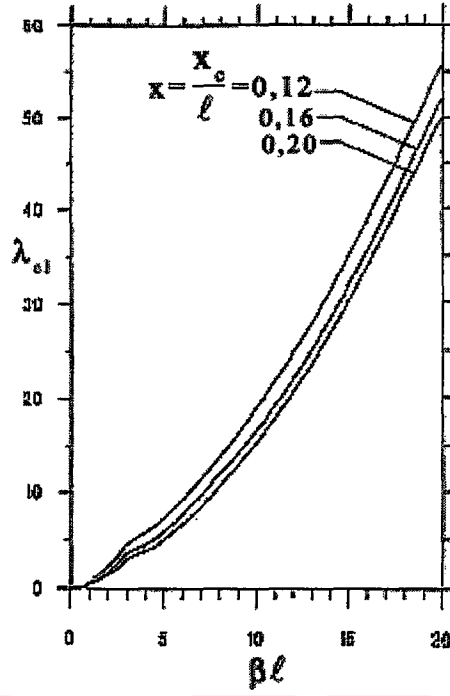
Burada $A_c = B_c \cdot D_c$, betonun alanı, $A_s = 2 \cdot b_f \cdot t_f + (h - t_f)$ veya çizelgelerden çelik kirişin alanı ve A_r donatının alanıdır.



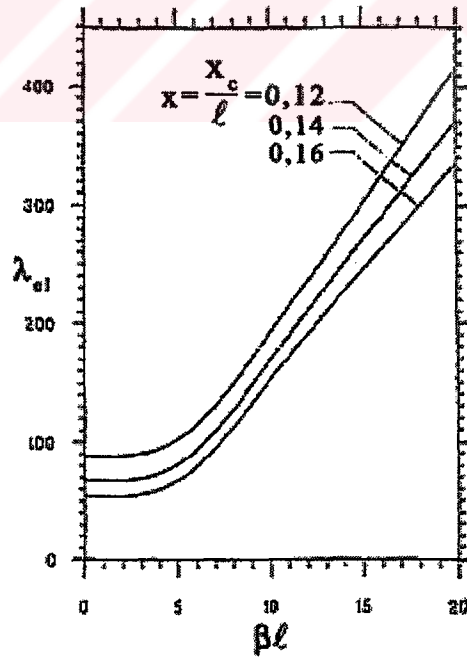
Şekil 4.30 $d_{sag} / d_{hog} = 1$ ve $\delta \rightarrow \infty$ olduğunda S-S durumu için burkulma eğrileri (Opan,1999)

$$I_{sag} = \left[I_s + A_s \cdot \left(D_c + \frac{D_s}{2} - y_{sag} \right)^2 + \frac{A_c}{n} \cdot \left(y_{sag} - \frac{D_c}{2} \right)^2 + \frac{A_c \cdot D_c^2}{12 \cdot n} + A_r \cdot (y_{sag} - d_r)^2 \right] \quad (4.37)$$

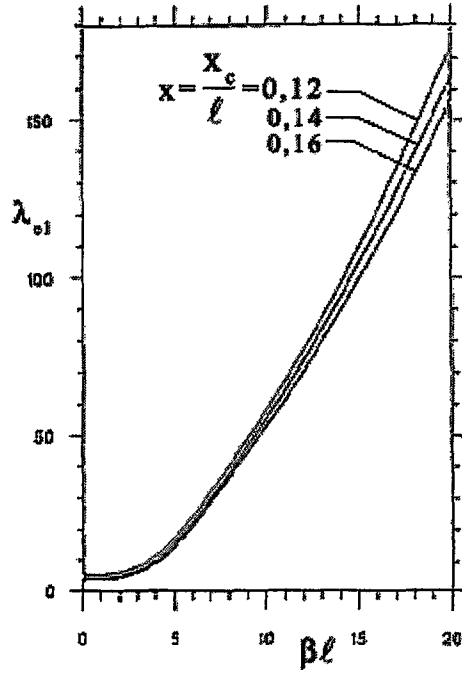
Burada I_s kuvvetli eksenindeki çelik kirişin ikinci atalet momentidir. Hogging için y_{hog} ve I_{hog} denklem (4.37)'de y_{hog} ile y_{sag} değiştirilir ve denklemler (4.36) den ve (4.37) den A_c yi gerektiren terimleri koyularak elde edilir.



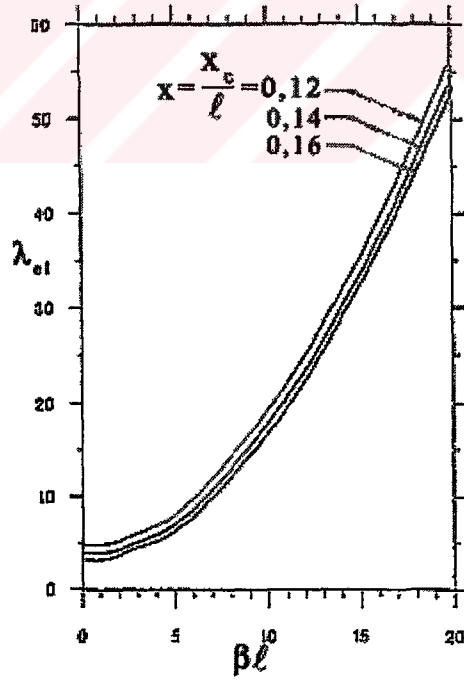
Şekil 4.31 $d_{sag} / d_{hog} = 1$ ve $\delta \rightarrow \infty$ olduğunda F-F durumu için burkulma eğrileri (Opan,1999)



Şekil 4.32 $d_{sag} / d_{hog} = 1$ ve $\delta = 10$ olduğunda C-C durumu için burkulma eğrileri (Opan,1999)



Şekil 4.33 $d_{\text{sag}} / d_{\text{hog}} = 1$ ve $\delta = 10$ olduğunda S-S durumu için burkulma eğrileri (Opan,1999)



Şekil 4.34 $d_{\text{sag}} / d_{\text{hog}} = 1$ ve $\delta = 10$ olduğunda F-F durumu için burkulma eğrileri (Opan,1999)

4.2.1 σ_{el} , M_{el} ve ω_{el} nin Hesaplanması İçin İşlemler

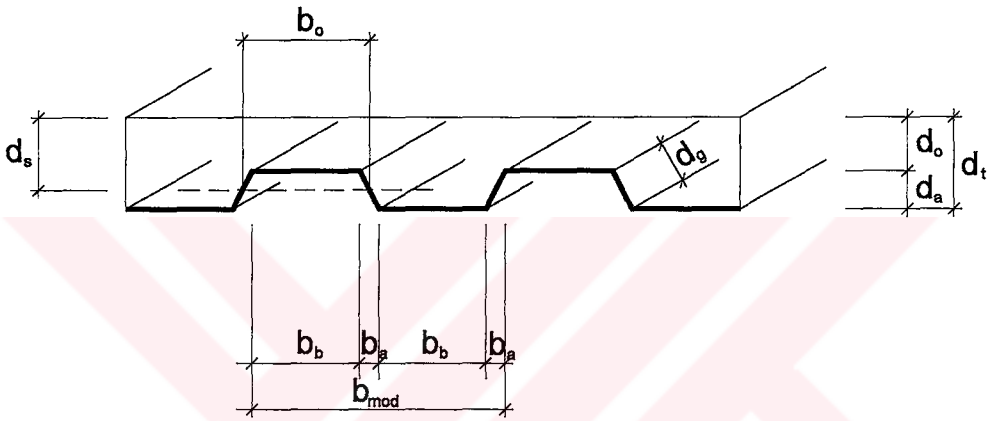
- 1) Kesit özelliklerinden A_c ve A_s nin hesaplanması
- 2) $A_c = 0$ ile denklem (4.36) dan y_{hog} ve denklem (4.36) dan y_{sag} hesaplanması
- 3) y_{hog} ile değiştirilen y_{sag} ve $A_c = 0$ ile denklem (4.37) den I_{hog} ve denklem (4.37) den I_{sag} ın hesaplanması
- 4) α nın hesaplanması (I_{sag} / I_{hog})
- 5) Denklem (4.19) dan δ nın hesaplanması
- 6) δ kullanıldığında gerekli ise enterpolasyon ile Şekil 4.28 den a / L nin hesaplanması
- 7) Denklem (4.33) dan γ ve $d_{hog} = (D_s + D_c - y_{hog})$, denklem (4.27) den $\beta \cdot I$ nın hesaplanması
- 8) Denklem (4.29) dan σ_E , denklem (4.30) dan A_F , denklem (4.31) den A_L ve denklem (4.32) den A_L^* ların hesaplanması
- 9) Gerekli ise enterpolasyon ile Şekiller 4.29-34 ün uygun birisinden λ_{el} nin elde edilmesi
- 10) Denklem (4.28) den σ_{el} nin hesaplanması
- 11) Denklem (4.34) den M_{el} nin hesaplanması
- 12) Denklem (4.35) dan ω_{el} nin hesaplanması.

Bu adımlar, gelecek kesitte gösterildiği gibi, ilk olarak denklemler (4.36) ve (4.37) de A_r elde edilerek, ikinci olarak, $A_F = 1.0$ alınarak gösterilmesi (buradan $I_{hog}=I_s$, $y_{hog} = D_c + D_s / 2$, $d_{hog} = D_s / 2$) yaklaşık sonuçlara hariç hız vermek için basitleştirilebilir.

5. SAYISAL ÖRNEKLER

5.1 Örnek 1

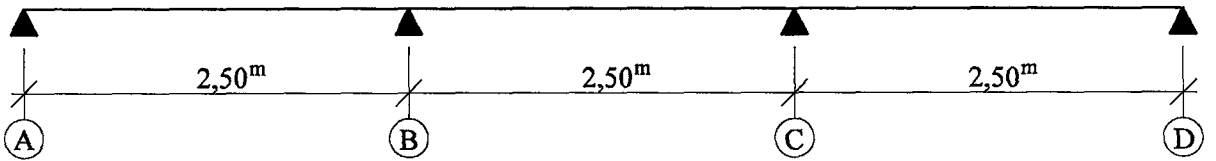
Katlanmış sac enkesit bilgileri ve statik sistemi verilen kompozit döşemenin, inşaat sırasında her açıklıkta 1 adet geçici mesnet kullanılarak yapılması düşünülmektedir. C20 kalitesinde beton, akma dayanımı 220 N/mm^2 olan çelik sac ve St IV b kalitesinde Q188/188 çelik hasır kullanılacaktır. Döşeme bittikten sonra karo mozaik ile kaplanacak ve 2 kN/m^2 lik hareketli yük taşıyacaktır. Paspayı 1,5 cm dir. $m = 85$, $k = 0,07$ olduğu kabul edilecektir.



Şekil 5.1 Katlanmış çelik saca ait geometrik büyüklükler

$$b_b = 140 \text{ mm}, b_a = 25 \text{ mm}, d_o = 75 \text{ mm}, d_a = 50 \text{ mm}, d_t = 125 \text{ mm}$$

$$t = 1 \text{ mm}, r = 5 \text{ mm}$$



Şekil 5.2 Statik sistem

5.1.1 Malzeme Özelliklerinin Hesaplanması

Beton: C20

$$f_{ck}=20 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_{m,c}} = \frac{20}{1,5} = 13,33 \text{ N/mm}^2$$

Çelik sac:

$$f_{yk,ap} = 220 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd,ap} = \frac{f_{yk,ap}}{\gamma_{m,ap}} = \frac{220}{1,15} = 191,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_{yd,ap} = \frac{f_{yd,ap}}{E_s} = \frac{191,3}{210000} = 0,00091$$

Çelik hasır: St IV b

$$f_{yk,s}=500 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd,s} = \frac{f_{yk,s}}{\gamma_{m,s}} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_{yd,s} = \frac{f_{yd,s}}{E_s} = \frac{434,78}{210000} = 0,0021$$

5.1.2 Katlanmış Saca Ait Geometrik Özelliklerin Kontrolü

Katlanmış saca ait modül bilgilerinin hesaplanması:

$$b_s = b_b + b_a = 140 + 25 = 165 \text{ mm}$$

$$d_s = d_o + \frac{d_a}{2} = 75 + \frac{50}{2} = 100 \text{ mm}$$

$$d_g = \sqrt{b_a^2 + d_a^2} = \sqrt{25^2 + 50^2} = 45,9 \text{ mm}$$

$$b_{mod} = 2 \cdot b_b + 2 \cdot b_a = 2 \cdot 140 + 2 \cdot 25 = 330 \text{ mm}$$

$$\left. \begin{array}{l} b_s = 165 \text{ mm} > 50 \text{ mm} \\ d_o = 75 \text{ mm} > 50 \text{ mm} \\ d_t = 125 \text{ mm} > 100 \text{ mm} \\ d_a = 50 \text{ mm} < 80 \text{ mm} \\ t = 1 \text{ mm} > 0,75 \text{ mm} \\ r = 5 \text{ mm} < 8 \text{ mm} \end{array} \right\} \text{ (uygundur)} \quad (2.1.a)$$

5.1.3 Yüklerin Belirlenmesi

Birim genişlik için katlanmış sac alanının hesaplanması:

$$A_{ap} = 2 \cdot (b_b + d_g) \cdot \frac{b_{dos}}{b_{mod}} \cdot t = 2 \cdot (140 + 45,9) \cdot \frac{1000}{330} \cdot 1 = 1127 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Birim genişlik için katlanmış sac ağırlığının hesaplanması:

$$g_{ap} = A_{ap} \cdot \gamma_s = 1127 \left(\frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \right) \cdot 10^{-6} \cdot 78,5 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) = 0,0885 \text{ kg} / \text{m}^2$$

Beton örtü ağırlığının hesaplanması:

$$g_b = d_s \cdot \gamma_b = 100 \text{ (mm)} \cdot 10^{-3} \cdot 25 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) = 2,5 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Kaplama ağırlığının hesaplanması:

$$\text{Karo mozaik: } 22 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,02 \text{ m} = 0,44 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Kaplama harcı: } 22 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,02 \text{ m} = 0,44 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Tesviye harcı: } 22 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,05 \text{ m} = 1,10 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Toplam kaplama ağırlığı} \quad g_{kap} = 1,98 \text{ kN/m}^2$$

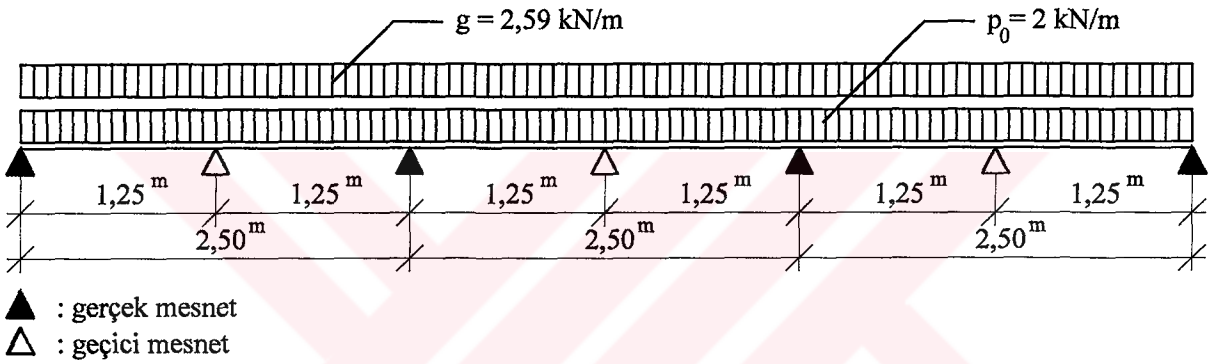
5.1.4 İnşaat Sürecinde Hesap

Yükler:

$$g = g_{ap} + g_b = 0,0885 + 2,5 = 2,59 \text{ kN/m}^2$$

$$p = p_0 = 200 \text{ kg/m}^2$$

Montaj hareketli yükü (p_0), geçici mesnetler arası mesafe 3 m den küçük olduğundan 2 kN/m^2 'lik düzgün yayılı yük olarak alınacaktır.



Şekil 5.3 İnşaat sürecinde mesnetlenme ve yükleme durumu

Katlanmış sac atalet momentinin hesaplanması:

$$I_{ap} = \frac{b_{dos}}{b_{mod}} \cdot 2 \cdot t \cdot \left[b_b \cdot \left(\frac{d_a}{2} \right)^2 + d_g \cdot \frac{d_a^2}{12} \right] \quad (2.26)$$

$$I_{ap} = \frac{1000}{330} \cdot 2 \cdot 1 \cdot \left[140 \cdot \left(\frac{50}{2} \right)^2 + 45,9 \cdot \frac{50^2}{12} \right] = 58,83 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

Sehim hesabı:

Sehim hesabı, sabit kesitli mütemadi kirişte, eşit düzgün yayılı yük halindeki sehimleri veren katsayılar tablosu yardımı ile hesaplanacaktır (Öztürk, 2002, Tablo Ek 8).

$$f = k \cdot \frac{(g + p_o) \cdot (L')^4}{I_{ap}}$$

E_b : 21.000 kN/cm², $(g+p_o)$: kN/m, L' : m, I_{ap} : cm⁴ birimleri kullanılarak, f : cm cinsinden hesaplanır.

6 açıklık için $k=0,305$

$$f = 0,305 \cdot \frac{4,59 \cdot 1,25^4}{58,83} = 0,058 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = \frac{L'}{150} = \frac{125}{150} = 0,833 \text{ cm}$$

$f < f_{\max}$ (uygundur)

$f < 10$ mm olduğundan betonun göllenme etkisinin dikkate alınmasına gerek yoktur.

Kesit tesirlerinin hesabı:

Kesit tesirleri, sabit kesitli ve eşit açıklıklı mütemadi kirişte, eşit düzgün yayılı yük halindeki eğilme momentlerini ve mesnet reaksiyonlarının hesabında kullanılan katsayılar tablosu yardımı ile hesaplanacaktır (Öztürk, 2002, Tablo Ek 7).

Kesme kuvvetlerinin hesabında kullanılan katsayılar, aynı tablodan faydalanılarak, tarafımızdan türetilmiştir.

Maksimum açıklık momenti, kenar açıklıkta oluşmaktadır.

$$M_{\max,ac} = (g + p_o) \cdot (L')^2 \cdot k$$

$$M_{\max,ac} = 4,59 \cdot 1,25^2 \cdot 0,077 = 0,55 \text{ kNm}$$

Maksimum mesnet momenti, 1. gecici mesnet üzerinde oluşmaktadır.

$$M_{\max,mes} = 4,59 \cdot 1,25^2 \cdot 0,1058 = 0,76 \text{ kNm}$$

Maksimum kesme kuvveti, 1. gecici mesnet üzerinde oluşmaktadır.

$$V_{\max} = (g + p_o) \cdot L' \cdot k$$

$$V_{\max} = 4,59 \cdot 1,25 \cdot 0,6058 = 3,48 \text{ kN}$$

TS 11372 (1994)'e göre, ince cidarlı elemanlarda yapılması gereken kontroller

Sınır gerilmelerin belirlenmesi:

$$\sigma_{em} = 0,60 \cdot \sigma_a \quad (2.12)$$

$$\sigma_{em} = 0,60 \cdot 220 = 132 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_e = 0,80 \cdot f_{yk,ap} \quad (2.15)$$

$$\sigma_e = 0,80 \cdot 220 = 176 \text{ N/mm}^2$$

İnce cidarlı hesap yapılabilme koşulları:

$$b_o = b - 2 \cdot r \quad (2.11)$$

$$b_o = 140 - 2 \cdot 5 = 130 \text{ mm}$$

$$\frac{b_o}{t} \leq 500 \quad (2.16)$$

$$\frac{130}{1} = 130 < 500 \text{ (uygundur)}$$

$$\frac{b}{t} > 45 \cdot \sqrt{\frac{235}{\sigma_e}} \quad (2.14)$$

$$\frac{140}{1} = 140 > 45 \cdot \sqrt{\frac{235}{176}} = 52 \text{ (uygundur)}$$

Etkin genişlik hesabı:

$$\frac{b_o}{t} = 130$$

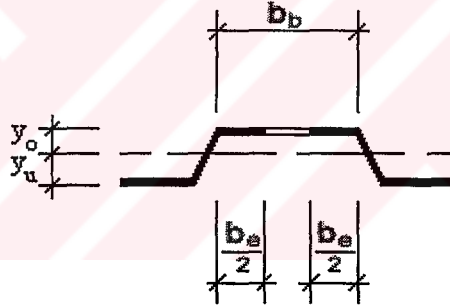
$$0,95 \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma_{em}}} = 0,95 \cdot \sqrt{\frac{210000}{132}} = 37,89$$

$$500 \geq \frac{b_o}{t} > 0,95 \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma_{em}}} \text{ ise,}$$

$$b_e = 0,95 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma_{em}}} \quad (2.18)$$

$$b_e = 0,95 \cdot 1 \cdot \sqrt{\frac{210000}{132}} = 38 \text{ mm}$$

Etkin genişliğe göre, ağırlık merkezinin yer değiştirme miktarının hesabı:



Şekil 5.4 Etkin genişliğe göre sac ağırlık merkezi

$$y' = \frac{(b_b - b_e) \cdot t \cdot \frac{b_{dos}}{b_{mod}} \cdot \frac{d_a}{2}}{A_{ap} - (b_b - b_e) \cdot t \cdot \frac{b_{dos}}{b_{mod}}} = \frac{(140 - 38) \cdot 1 \cdot \frac{1000}{330} \cdot \frac{50}{2}}{1127 - (140 - 38) \cdot 1 \cdot \frac{1000}{330}} = 9,4 \text{ mm} \quad (2.27)$$

Ağırlık merkezi, aşağıya doğru kaymıştır.

$$y_o = \frac{d_a}{2} + y' = \frac{50}{2} + 9,4 = 34,4 \text{ mm} \quad (2.28)$$

$$y_u = \frac{d_a}{2} - y' = \frac{50}{2} - 9,4 = 15,6 \text{ mm} \quad (2.29)$$

Etkin sac atalet momentinin hesabı:

$$I_e = I_{ap} - \frac{b_{dos}}{b_{mod}} \cdot (b_b - b_e) \cdot t \cdot \left(\frac{d_a}{2}\right)^2 - \left[A_{ap} - \frac{b_{dos}}{b_{mod}} \cdot (b_b - b_e) \cdot t \right] \cdot y'^2 \quad (2.30)$$

$$I_e = 58,83 \cdot 10^4 - \frac{1000}{330} \cdot (140 - 38) \cdot 1 \cdot \left(\frac{50}{2}\right)^2 - \left[1127 - \frac{1000}{330} \cdot (140 - 38) \cdot 0,1 \right] \cdot 9,4^2$$

$$I_e = 32,28 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

Açıklıkta gerilme tahkiki

$$W_{e,min} = \frac{I_e}{y_o} = \frac{32,28 \cdot 10^4}{34,4} = 9383,72 \text{ mm}^3 \quad (2.31)$$

$$\sigma_{max} = \frac{M_{sd}}{W_{e,min}} \leq \sigma_{em} = 0,6 \cdot f_{yk,ap} \quad (2.32)$$

$$\sigma_{max,ac} = \frac{0,55 \cdot 10^6}{9383,72} = 58,61 \text{ N/mm}^2 < 132 \text{ N/mm}^2 \text{ (uygundur)}$$

Mesnette gerilme tahkiki

$$\sigma_{max,mes} = \frac{0,76 \cdot 10^6}{9383,72} = 81 \text{ N/mm}^2 < 132 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{max} = \frac{V_{sd}}{2 \cdot d_g \cdot t \cdot \frac{b_{dos}}{b_{mod}}} \leq \tau_{em} = \frac{0,6 \cdot f_{yk,ap}}{\sqrt{3}} \quad (2.33)$$

$$\tau_{max} = \frac{3,48 \cdot 10^3}{2 \cdot 45,9 \cdot 1 \cdot \frac{1000}{330}} = 12,51 \text{ N/mm}^2 < 76,21 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_{max}^2 + 3 \cdot \tau_{max}^2} \leq 0,75 \cdot f_{yk,ap} \quad (2.34)$$

$$\sigma_v = \sqrt{81^2 + 3 \cdot 12,51^2} = 83,84 \text{ N/mm}^2 < 165 \text{ N/mm}^2$$

5.1.5 Kompozit Çalışma Sürecinde Hesap

Yükler:

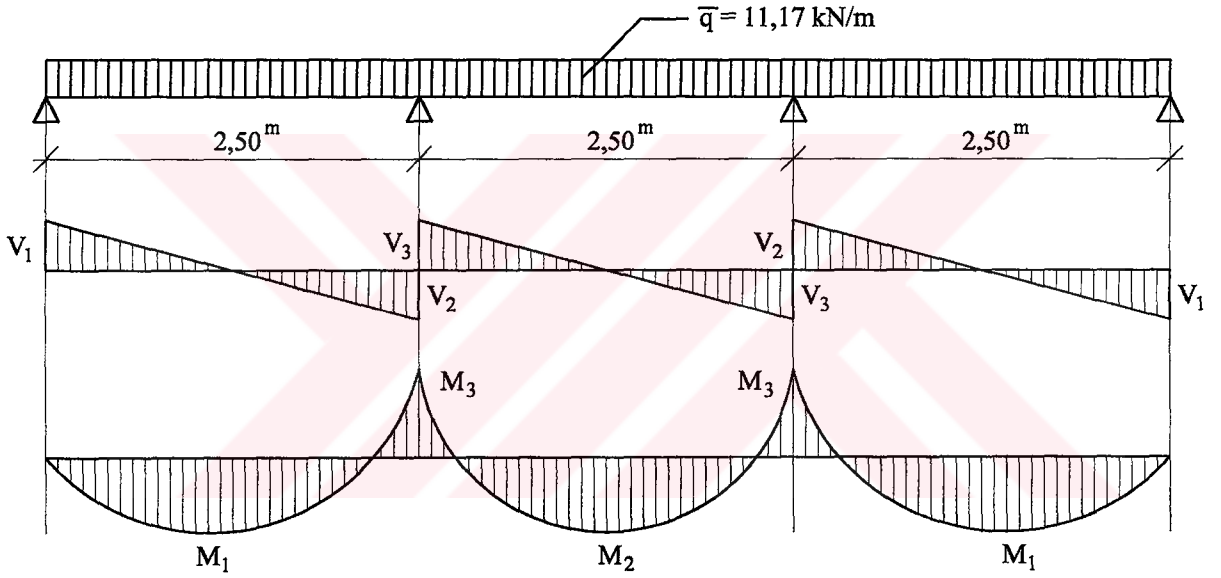
$$g = g_{ap} + g_b + g_{kap} = 0,0885 + 2,5 + 1,98 = 4,57 \text{ kN/m}^2$$

$$p = 2 \text{ kN/m}^2$$

$$q = g + p = 4,57 + 2 = 6,57 \text{ kg/m}^2$$

TS 45461 madde 1.5.2 ye göre ağırlıklı yük:

$$\bar{q} = 1,7 \cdot q = 1,7 \cdot 6,57 = 11,17 \text{ kN/m}^2$$



Şekil 5.5 Kompozit çalışma sürecinde mesnetlenme ve yükleme durumu, kesit tesirlerinin yerleri

Ağırlıklı yüke göre kesit tesirlerinin hesaplanması:

$$V_i = \bar{q} \cdot L \cdot k_i$$

$$V_1 = 11,17 \cdot 2,5 \cdot 0,40 = 11,17 \text{ kN}$$

$$V_2 = 11,17 \cdot 2,5 \cdot 0,60 = 16,76 \text{ kN}$$

$$V_3 = 11,17 \cdot 2,5 \cdot 0,50 = 13,96 \text{ kN}$$

$$M_i = \bar{q} \cdot L^2 \cdot k_i$$

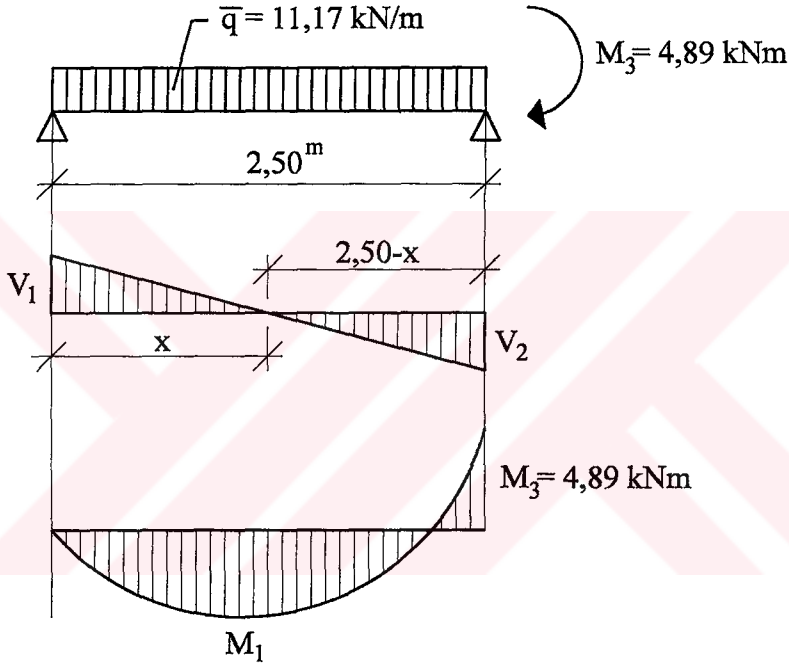
$$M_1 = 11,17 \cdot 2,5^2 \cdot 0,08 = 5,59 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 11,17 \cdot 2,5^2 \cdot 0,025 = 1,75 \text{ kNm}$$

$$M_3 = 11,17 \cdot 2,5^2 \cdot 0,1 = 6,98 \text{ kNm}$$

M_3 mesnet momentinin %30 azaltılmasından dolayı yeni kesit tesirlerinin hesaplanması:

$$M_3 = 0,70 \cdot 6,98 = 4,89 \text{ kNm}$$



Şekil 5.6 Azaltılmış mesnet momentine göre yeni kesit tesirleri için hesap modeli

1. Açıklık için:

$$\sum M_B = 0$$

$$V_1 \cdot 2,50 + 4,89 - \frac{11,17 \cdot 2,50^2}{2} = 0$$

$$V_1 = 12 \text{ kN}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$V_2 \cdot 2,50 - 4,89 - \frac{11,17 \cdot 2,50^2}{2} = 0$$

$$V_2 = 15,92 \text{ kN}$$

Maksimum momentin yeri, Tales'ten:

$$\frac{12}{15,92} = \frac{x}{(2,50 - x)} \Rightarrow x = 1,075 \text{ m}$$

$$M_1 = \frac{12 \cdot 1,075}{2} = 6,45 \text{ kNm}$$

2. Açıklık için:

Sistem ve yükler simetrik olduğundan M_2 açıklık momentini M_3 mesnet momentinin azalma miktarı kadar artar, V_3 kesme kuvvetinin değeri değişmez.

$$M_2 = 1,75 + (6,98 - 4,89) = 3,84 \text{ kNm}$$

Hesaba esas kesit tesirleri:

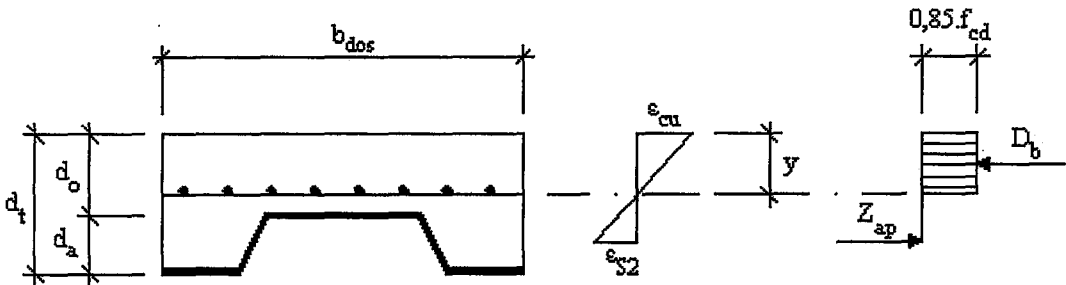
$$V_1 = 12 \text{ kN} \quad M_1 = 6,45 \text{ kNm}$$

$$V_2 = 15,92 \text{ kN} \quad M_2 = 3,84 \text{ kNm}$$

$$V_3 = 13,96 \text{ kN} \quad M_3 = 4,89 \text{ kNm}$$

Pozitif momentler bölgesinde eğilme hesabı:

Tarafsız eksenin, çelik hasır hizasında olması ön kabulü ile başlangıç hesapları:



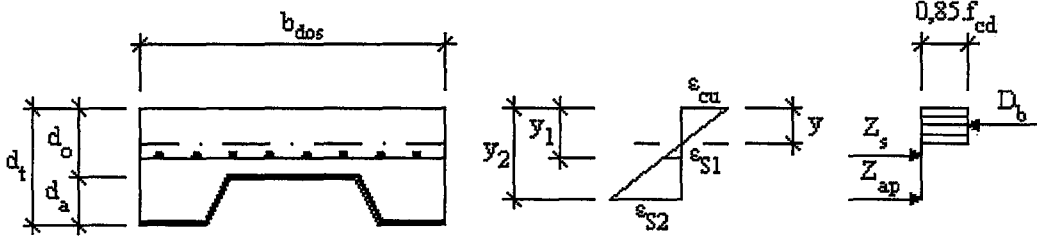
Şekil 5.7 Şekil değiştirme ve gerilme dağılımı

$$y = d_0 - z' - \phi' - \frac{\phi}{2} = 75 - 15 - 6 - \frac{6}{2} = 51 \text{ mm} \quad (2.40)$$

$$D_b = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y = 0,85 \cdot 13,33 \cdot 1000 \cdot 51 = 577855,5 \text{ N}$$

$$Z_{ap} = A_{ap} \cdot f_{yd,ap} = 1127 \cdot 191,3 = 215595,1 \text{ N}$$

$D_b > Z_{ap}$ olduğundan, tarafsız eksen beton plak içinde ve çelik hasır üzerindedir.



Şekil 5.8 Şekil değiştirme ve gerilme dağılımı

$$y_1 = d_0 - z' - \phi' - \frac{\phi}{2} = 51 \text{ mm} \quad (2.43)$$

$$y_2 = d_t - \frac{d_a}{2} = 125 - \frac{50}{2} = 100 \text{ mm} \quad (2.44)$$

İterasyon aralığı:

$$0 < y < 51 \text{ mm}$$

Birkaç denemeden sonra,

$y = 26,24 \text{ mm}$ için:

ϵ_{s1} değerlerinin hesaplanması:

$$\frac{\epsilon_{cu}}{(\epsilon_{s1} + \epsilon_{cu})} = \frac{y}{y_1} \Rightarrow \epsilon_{s1} = \frac{\epsilon_{cu} \cdot (y_1 - y)}{y} \quad (2.45)$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{\epsilon_{cu} \cdot (y_1 - y)}{y} = \frac{0,003 \cdot (51 - 26,24)}{26,24} = 0,0028$$

$$\epsilon_{s1} = 0,0028 > \epsilon_{yd,s} = 0,0021 \text{ (çelik hasır akıyor)}$$

$$\sigma_{s1} = f_{yd,s} = 434,78 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (y_2 - y)}{y} = \frac{0,003 \cdot (100 - 26,24)}{26,24} = 0,0084$$

$$\varepsilon_{s1} = 0,0084 > \varepsilon_{yd,ap} = 0,00091 \text{ (çelik sac akıyor)}$$

$$\sigma_{s2} = f_{yd,ap} = 191,3 \text{ N/mm}^2$$

Elemanlara gelen çekme ve basınç kuvvetlerinin hesaplanması:

$$Z_s = A_s \cdot \sigma_{s1} = 188 \cdot 434,78 = 81738364 \text{ N} \quad (2.48)$$

$$Z_{ap} = A_{ap} \cdot f_{yd,ap} = 1127 \cdot 191,3 = 215595,1 \text{ N} \quad (2.49)$$

$$D_b = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{dos} \cdot y = 0,85 \cdot 13,33 \cdot 1000 \cdot 26,24 = 297312,3 \text{ N} \quad (2.50)$$

$$\sum H = 0 \text{ dan}$$

$$D_b = Z_{ap} + Z_s \quad (2.51)$$

Pozitif moment taşıma kapasitesinin hesaplanması:

$$z_1 = y_1 - \frac{y}{2} = 51 - \frac{26,24}{2} = 37,9 \text{ mm} \quad (2.53)$$

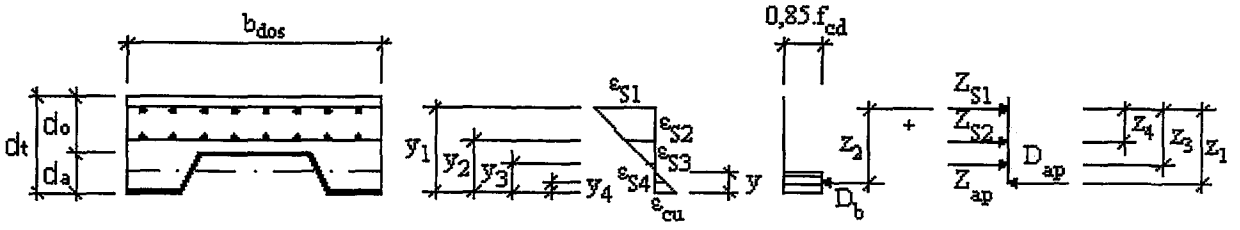
$$z_2 = y_2 - \frac{y}{2} = 100 - \frac{26,24}{2} = 86,9 \text{ mm} \quad (2.54)$$

$$M_{pl} = Z_s \cdot z_1 + Z_{ap} \cdot z_2 \quad (2.52)$$

$$M_{pl} = 81738,64 \cdot 37,9 + 215595,1 \cdot 86,9$$

$$M_{pl} = 21,83 \text{ kNm} > M_1 = 6,45 \text{ kNm}$$

Negatif momentler bölgesinde eğilme hesabı:



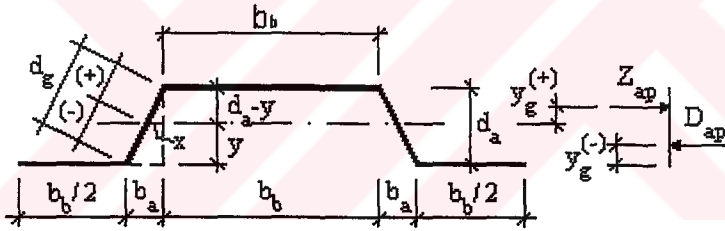
Şekil 5.9 Şekil değiştirme ve gerilme dağılımı

İterasyon aralığı,

$$0 < y < 50 \text{ mm}$$

Birkaç denemeden sonra,

$y = 31,74 \text{ mm}$ için:



Şekil 5.10 Tarafsız eksenin çelik sac içindeki yerine ait geometrik büyüklükler

$$\frac{x}{b_a} = \frac{(d_a - y)}{y} \Rightarrow x = \frac{b_a \cdot (d_a - y)}{y} \quad (2.89)$$

$$x = \frac{25 \cdot (50 - 31,74)}{31,74} = 14,38 \text{ mm}$$

$$d_g^{(+)} = \sqrt{x^2 + (d_a - y)^2} \quad (2.90)$$

$$d_g^{(+)} = \sqrt{14,38^2 + (50 - 31,74)^2} = 23,24 \text{ mm}$$

$$d_g^{(-)} = d_g - d_g^{(+)} = 45,9 - 23,24 = 22,66 \text{ mm} \quad (2.91)$$

$$A_{ap}^{(-)} = (2 \cdot d_g^{(-)} + b_b) \cdot t \cdot \frac{b_{dos}}{b_{mod}} \quad (2.66)$$

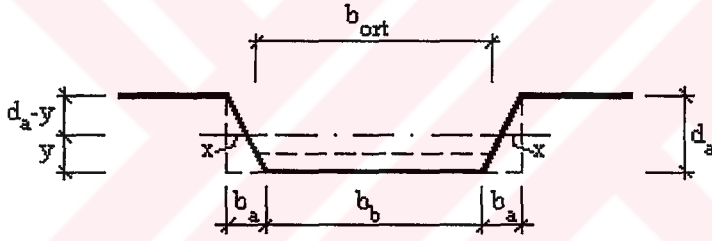
$$A_{ap}^{(-)} = (2 \cdot 22,66 + 140) \cdot 1 \cdot \frac{1000}{330} = 561,6 \text{ mm}^2$$

$$A_{ap}^{(+)} = (2 \cdot d_g^{(+)} + b_b) \cdot t \cdot \frac{b_{dos}}{b_{mod}} \quad (2.67)$$

$$A_{ap}^{(+)} = (2 \cdot 23,24 + 140) \cdot 1 \cdot \frac{1000}{330} = 565,2 \text{ mm}^2$$

$$y_g^{(-)} = \frac{d_g^{(-)} \cdot y}{b_b + 2 \cdot d_g^{(-)}} = \frac{22,66 \cdot 31,74}{140 + 2 \cdot 22,66} = 3,88 \text{ mm} \quad (2.92)$$

$$y_g^{(+)} = \frac{(d_a - y) \cdot (b_b + d_g^{(+)})}{b_b + 2 \cdot d_g^{(+)}} = \frac{(50 - 31,74) \cdot (140 + 23,24)}{140 + 2 \cdot 23,24} = 15,98 \text{ mm} \quad (2.93)$$



Şekil 5.11 Tarafsız eksenin sac içinde kalması durumunda beton kısma ait geometrik büyüklükler

$$b_{ort} = b_b + b_a - x = 140 + 25 - 14,38 = 150,62 \text{ mm} \quad (2.94)$$

$$y_1 = d_t - z' - \phi' - \frac{\phi}{2} = 125 - 15 - 6 - \frac{6}{2} = 101 \text{ mm} \quad (2.85)$$

$$y_2 = d_a + z' + \phi' + \frac{\phi}{2} = 50 + 15 + 6 + \frac{6}{2} = 74 \text{ mm} \quad (2.86)$$

$$y_3 = y + y_g^{(+)} = 31,74 + 15,98 = 47,72 \text{ mm} \quad (2.87)$$

$$y_4 = y_g^{(-)} = 3,88 \text{ mm} \quad (2.88)$$

ϵ_{si} değerlerinin hesaplanması:

$$\frac{\epsilon_{si}}{(\epsilon_{si} + \epsilon_{cu})} = \frac{(y_i - y)}{y_i} \Rightarrow \epsilon_{si} = \frac{\epsilon_{cu} \cdot (y_i - y)}{y} \quad (2.45)$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{\epsilon_{cu} \cdot (y_1 - y)}{y} = \frac{0,003 \cdot (101 - 31,74)}{31,74} = 0,0065$$

$$\epsilon_{s1} = 0,0065 > \epsilon_{yd,s} = 0,0021 \text{ (üst çelik hasır akıyor)}$$

$$\sigma_{s1} = f_{yd,s} = 434,78 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{\epsilon_{cu} \cdot (y_2 - y)}{y} = \frac{0,003 \cdot (74 - 31,74)}{31,74} = 0,0039$$

$$\epsilon_{s1} = 0,0039 > \epsilon_{yd,s} = 0,0021 \text{ (alt çelik hasır akıyor)}$$

$$\sigma_{s2} = f_{yd,s} = 434,78 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_{s3} = \frac{\epsilon_{cu} \cdot (y_3 - y)}{y} = \frac{0,003 \cdot (47,72 - 31,74)}{31,74} = 0,0015$$

$$\epsilon_{s3} = 0,0015 > \epsilon_{yd,ap} = 0,00091 \text{ (çelik sacın çekmeye çalışan kısmı akıyor)}$$

$$\sigma_{s3} = f_{yd,ap} = 191,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\epsilon_{s4}}{\epsilon_{cu}} = \frac{(y - y_4)}{y} \Rightarrow \epsilon_{s4} = \frac{\epsilon_{cu} \cdot (y - y_4)}{y} \quad (2.95)$$

$$\epsilon_{s4} = \frac{\epsilon_{cu} \cdot (y - y_4)}{y} = \frac{0,003 \cdot (31,74 - 3,88)}{31,74} = 0,0026$$

$$\epsilon_{s4} = 0,0026 > \epsilon_{yd,ap} = 0,00091 \text{ (çelik sacın basınca çalışan kısmı akıyor)}$$

$$\sigma_{s4} = f_{yd,ap} = 191,3 \text{ N/mm}^2$$

Elemanlara gelen çekme ve basınç kuvvetlerinin hesaplanması:

$$Z_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = 188 \cdot 434,78 = 81738,64 \text{ N} \quad (2.102)$$

$$Z_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} = 188 \cdot 434,78 = 81738,64 \text{ N} \quad (2.103)$$

$$Z_{ap} = A_{ap}^{(+)} \cdot \sigma_{s3} = 565,2 \cdot 191,3 = 108122,8 \text{ N} \quad (2.104)$$

$$D_b = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{ort} \cdot y \cdot \frac{b_{dos}}{b_{mod}} \quad (2.105)$$

$$D_b = 0,85 \cdot 13,33 \cdot 150,62 \cdot 31,74 \cdot \frac{1000}{330} = 164143,9 \text{ N}$$

$$D_{ap} = A_{ap}^{(-)} \cdot \sigma_{s4} = 561,6 \cdot 191,3 = 107434,1 \text{ N} \quad (2.106)$$

$$\sum H = 0 \text{ dan}$$

$$D_b + D_{ap} = Z_{s1} + Z_{s2} + Z_{ap} \quad (2.107)$$

Negatif moment taşıma kapasitesinin hesaplanması:

$$z_1 = y_1 - y_4 = 101 - 3,88 = 97,12 \text{ mm} \quad (2.109)$$

$$z_2 = y_1 - \frac{y}{2} = 101 - \frac{31,74}{2} = 85,1 \text{ mm} \quad (2.110)$$

$$z_3 = y_1 - y_3 = 101 - 47,72 = 53,28 \text{ mm} \quad (2.111)$$

$$z_4 = y_1 - y_2 = 101 - 74 = 27 \text{ mm} \quad (2.112)$$

$$M_{pl} = D_{ap} \cdot z_1 + D_b \cdot z_2 - Z_{ap} \cdot z_3 - Z_{s2} \cdot z_4 \quad (2.108)$$

$$M_{pl} = 107434,1 \cdot 97,12 + 164143,9 \cdot 85,1 - 108122,8 \cdot 53,28 - 81738,64 \cdot 27$$

$$M_{pl} = 16,43 \text{ kNm} > M_3 = 4,89 \text{ kNm (uygundur)}$$

Kesme dayanımı kontrolü:

d : negatif eğilme bölgesinde donatının ağırlık merkezinin döşeme altına uzaklığı olmak üzere

$$d = d_t - z' - \frac{\phi}{2} = 125 - 15 - \frac{6}{2} = 107 \text{ mm} = 0,107 \text{ m}$$

$$k_1 = (1,6 - d) \geq 1 \quad (2.115)$$

$$k_1 = 1,6 - 0,107 = 1,493$$

b_c : birim genişlikte, içi beton dolu olukların ortalama genişliği olmak üzere

$$b_c = \left(\frac{2 \cdot b_b + 2 \cdot b_a}{2} \right) \cdot \frac{b_{\text{dos}}}{b_{\text{mod}}} = \left(\frac{280 + 2 \cdot 25}{2} \right) \cdot \frac{1000}{330} = 500 \text{ mm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_c \cdot d} = \frac{188}{500 \cdot 107} = 0,0035 < 0,02 \quad (2.117)$$

$$k_2 = 1,2 + 40 \cdot \rho = 1,2 + 40 \cdot 0,0035 = 1,34 \quad (2.116)$$

C20 betonu için, $\tau_{\text{Rd}} = 0,26 \text{ N/mm}^2 = 2,6 \text{ kg/cm}^2$ (Çizelge 2.2)

$$\tau_c = \tau_{\text{Rd}} \cdot k_1 \cdot k_2 = 0,26 \cdot 1,493 \cdot 1,34 = 0,52 \text{ N/mm}^2 \quad (2.114)$$

Tasarım kesme dayanımı:

$$V_{\text{V,Rd}} = b_{\text{s,ap}} \cdot d_s \cdot \tau_c \quad (2.113)$$

$$V_{\text{V,Rd}} = \left(\frac{140 + 190}{2} \right) \cdot 100 \cdot 0,52 \cdot \frac{1000}{330} = 26000 \text{ N} > V_2 = 15920 \text{ N}$$

Boyuna kayma dayanımı kontrolü:

$$V_{\text{l,Rd}} = b_{\text{dos}} \cdot d_s \cdot \left[\left(\frac{m \cdot A_{\text{ap}}}{b_{\text{dos}} \cdot L_s} \right) + k \right] / \gamma_{\text{vs}} \quad (2.121)$$

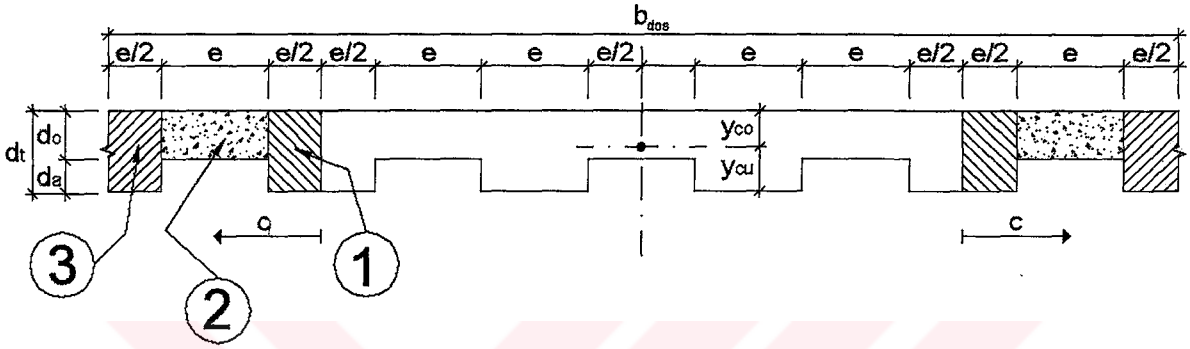
$$V_{\text{l,Rd}} = 1000 \cdot 100 \cdot \left[\left(\frac{85 \cdot 1127}{1000 \cdot \frac{2500}{4}} \right) + 0,07 \right] / 1,25 = 17861,76 \text{ N/m} > 15920 \text{ N/m}$$

Kompozit döşeme atalet momenti hesabı:

$$E_b = 28500 \text{ N/mm}^2$$

$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_b} = \frac{210000}{28500} = 7,368$$



Şekil 5.12 İdealleştirilmiş döşeme kesitinde hesap bölgeleri

$$m_s = \frac{b_{dos}}{b_{mod}} = \frac{1000}{330} = 3,03 \Rightarrow m_s = 3 \text{ (tam modül sayısı)} \quad (2.149)$$

$$c = \frac{b_{dos} - \left(\frac{b_{dos}}{b_{mod}} \right) \cdot b_{mod}}{2} = \frac{1000 - 3 \cdot 330}{2} = 5 \text{ mm} \quad (2.147)$$

$$e = b_b + b_a = 140 + 25 = 165 \text{ mm} \quad (2.148)$$

$$c = 5 < \frac{e}{2} = \frac{165}{2} = 82,5 \text{ mm} \Rightarrow 1. \text{ Bölgede hesap yapılacak}$$

$$y_{cu} = \frac{b_{dos} \cdot d_t \cdot \frac{d_t}{2} - e \cdot d_a \cdot m_s \cdot \frac{d_a}{2}}{b_{dos} \cdot d_t - e \cdot d_a \cdot m_s} \quad (2.150)$$

$$y_{cu} = \frac{1000 \cdot \frac{125^2}{2} - 165 \cdot 50 \cdot 3 \cdot \frac{50}{2}}{1000 \cdot 125 - 165 \cdot 50 \cdot 3} = 71,76 \text{ mm}$$

$$y_{co} = d_t - y_{cu} = 125 - 71,76 = 53,24 \text{ mm} \quad (2.151)$$

$$I_{cx} = \frac{b_{dos} \cdot d_t^3}{12} + (b_{dos} \cdot d_t) \cdot \left(y_{cu} - \frac{d_t}{2} \right)^2 - \left[\frac{e \cdot d_a^3}{12} + e \cdot d_a \cdot \left(y_{cu} - \frac{d_a}{2} \right)^2 \right] \cdot m_s \quad (2.152)$$

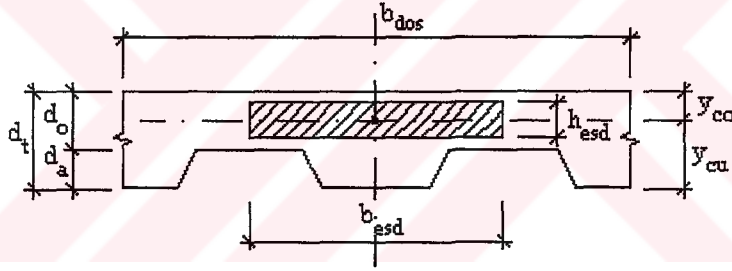
$$I_{cx} = \frac{1000 \cdot 125^3}{12} + (1000 \cdot 125) \cdot \left(71,76 - \frac{125}{2} \right)^2 - \left[\frac{165 \cdot 50^3}{12} + 165 \cdot 50 \cdot \left(71,76 - \frac{50}{2} \right)^2 \right] \cdot 3$$

$$I_{cx} = 11420,68 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_{cy} = \frac{d_t \cdot b_{dos}^3}{12} - \frac{d_a \cdot e^3}{12} \cdot m_s - 2 \cdot d_a \cdot e^3 \cdot \sum_{k=3,5,7,\dots}^{ms} (k-1)^2 \quad (2.154)$$

$$I_{cy} = \frac{125 \cdot 1000^3}{12} - \frac{50 \cdot 165^3}{12} \cdot 3 - 2 \cdot 50 \cdot 165^3 \cdot 2^2$$

$$I_{cy} = 856366,51 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

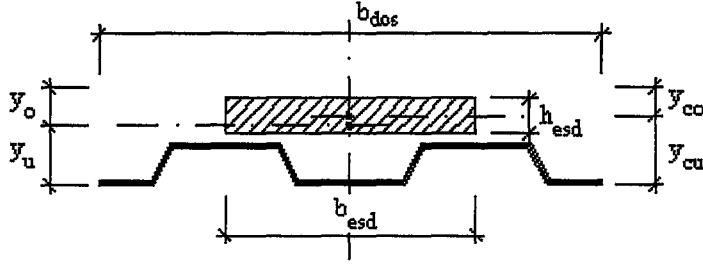


Şekil 5.13 Eşdeğer kesite ait geometrik büyüklükler

$$h_{esd} = \sqrt[8]{\frac{36 \cdot I_{cx}^3}{n^2 \cdot I_{cy}}} = \sqrt[8]{\frac{36 \cdot (11420,68 \cdot 10^4)^3}{7,368^2 \cdot 856366,51 \cdot 10^4}} = 57,25 \text{ mm} \quad (2.165)$$

$$b_{esd} = \frac{6 \cdot I_{cx}}{n \cdot h_{esd}^3} = \frac{6 \cdot 11420,68 \cdot 10^4}{7,368 \cdot 57,25^3} = 495,6 \text{ mm} \quad (2.163)$$

$$A_{esd} = b_{esd} \cdot h_{esd} = 495,6 \cdot 57,25 = 28373 \text{ mm}^2 \quad (2.166)$$



Şekil 5.14 Eşdeğer kesit + sac sistemine ait ağırlık merkezinin yeri

$$y_u = \frac{A_{ap} \cdot \frac{d_a}{2} + A_{esd} \cdot y_{cu}}{A_{ap} + A_{esd}} = \frac{1127 \cdot \frac{50}{2} + 28373 \cdot 71,76}{1127 + 28373} = 70 \text{ mm} \quad (2.167)$$

$$y_o = y_{cu} + \frac{h_{esd}}{2} - y_u = 71,76 + \frac{57,25}{2} - 70 = 30,4 \text{ mm} \quad (2.168)$$

$$I_{x,dos} = \frac{b_{esd} \cdot h_{esd}^3}{12} + A_{esd} \cdot (y_{cu} - y_u)^2 + I_{ap} + A_{ap} \cdot \left(y_u - \frac{d_a}{2}\right)^2 \quad (2.169)$$

$$I_{x,dos} = \frac{495,6 \cdot 57,25^3}{12} + 28373 \cdot (71,76 - 70)^2 + 58,83 \cdot 10^4 + 1127 \cdot \left(70 - \frac{50}{2}\right)^2$$

$$I_{x,dos} = 1070,79 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

Sehim hesabı:

$$f = k \cdot \frac{q \cdot L}{I_{x,dos}}$$

3 açıklık için $k = 0,322$

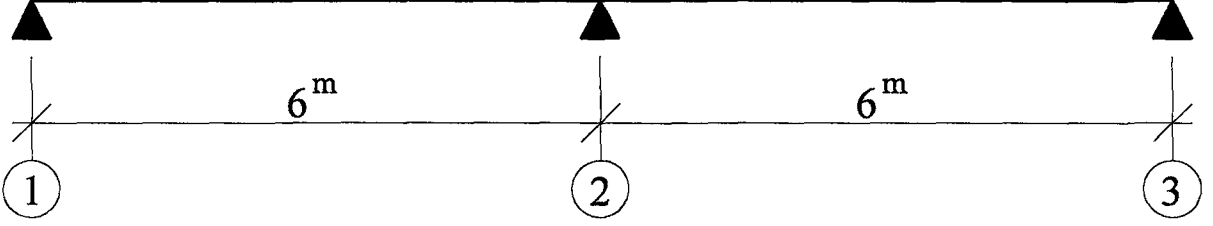
$$f = 0,322 \cdot \frac{6,57 \cdot 2,5^4}{1070,79} = 0,08 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = \frac{L}{300} = \frac{250}{300} = 0,833 \text{ cm}$$

$f < f_{\max}$ (uygundur)

5.2 Örnek 2

Örnek 1 de çözümü yapılan kompozit döşeme B aksı üzerinde, açıklıkları 6 m olan 2 açıklıklı çelik kirişe oturmaktadır. Kompozit kiriş ile ilgili gerekli kontrolleri yapınız.



Şekil 5.15 Statik sistem

5.2.1 Malzeme Özelliklerinin Hesaplanması

Beton, çelik sac ve çelik hasıra ait malzeme özellikleri örnek 1 de hesaplandığı gibidir.

I 220 Çelik profil:

Kesit yüksekliği, $h_a = 220$ mm

Başlık genişliği, $b_f = 98$ mm

Başlık kalınlığı, $t_f = 8,1$ mm

Gövde kalınlığı, $t_g = 12,2$ mm

Kesit alanı, $A_a = 3950$ mm²

Birim ağırlığı, $g_{kir} = 311$ N/m

Atalet mometi, $I_{x,a} = 3060.10^4$ mm⁴

Mukavemet momenti, $W_{x,a} = 278.10^3$ mm³

½ I 220 Statik momenti, $S_x = 162.10^3$ mm³

$$f_{yk,a} = 240 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd,a} = \frac{f_{yk,a}}{\gamma_{m,a}} = \frac{240}{1,15} = 208,7 \text{ N/mm}^2$$

Kayma Elemanları:

M19/100 Başlıklı Bulon

Malzeme : S235 J2G3 + C450

$$f_{yk,b} = 350 \text{ N/mm}^2$$

5.2.2 Çalışan Tabla Genişliğinin Hesaplanması

$$b_{\text{eff}} \leq \begin{cases} \ell_x = 2500 \text{ mm} \\ \ell / 4 = 6000 / 4 = 1500 \text{ mm} \\ 16 \cdot d + b_f = 16 \cdot 75 + 98 = 1298 \text{ mm} \end{cases} \quad (3.1.a)$$

$b_{\text{eff}} = 1300 \text{ mm}$ alınacaktır.

5.2.3 Yüklerin Belirlenmesi

Döşeme zati ağırlığı (g_{dos}) : $4,57 \text{ kN/m}^2$

Hareketli yük (p) : 2 kN/m^2

$$g_{\text{dos}} + p = 6,57 \text{ kN/m}^2$$

Birim uzunluğa gelen yük:

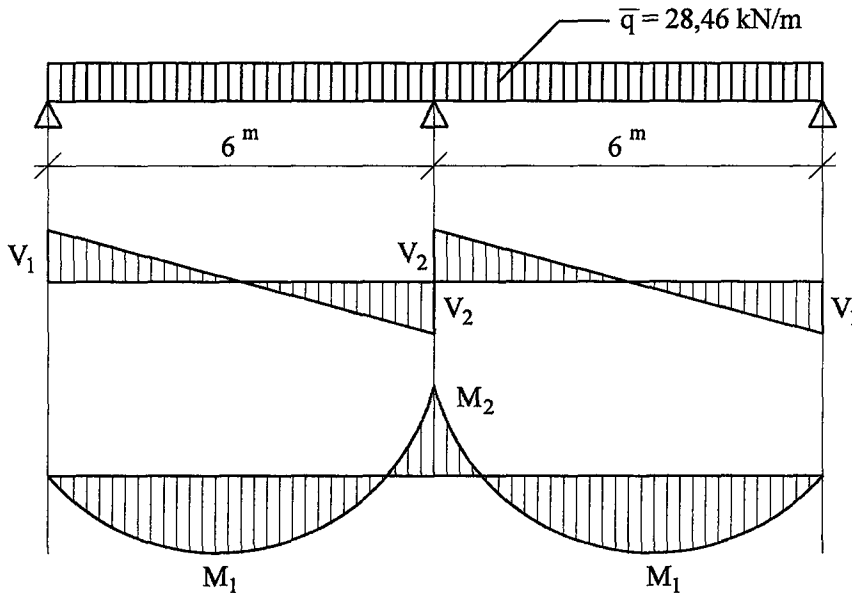
$$q = (g_{\text{dos}} + p) \cdot \ell_x + g_{\text{kir}}$$

$$q = 6,57 \cdot 2,5 + 0,311 = 16,74 \text{ kN/m}$$

TS 45461 madde 1.5.2 ye göre ağırlıklı yük:

$$\bar{q} = 1,7 \cdot q = 1,7 \cdot 16,74 = 28,46 \text{ kN/m}$$

5.2.4 Ağırlıklı Yüke Göre Kesit Tesirlerinin Hesaplanması



Şekil 5.16 yükleme durumu ve kesit tesirlerinin yerleri

$$V_i = \bar{q} \cdot L \cdot k_i$$

$$V_1 = 28,46 \cdot 6 \cdot 0,375 = 64,035 \text{ kN}$$

$$V_2 = 28,46 \cdot 6 \cdot 0,625 = 106,725 \text{ kN}$$

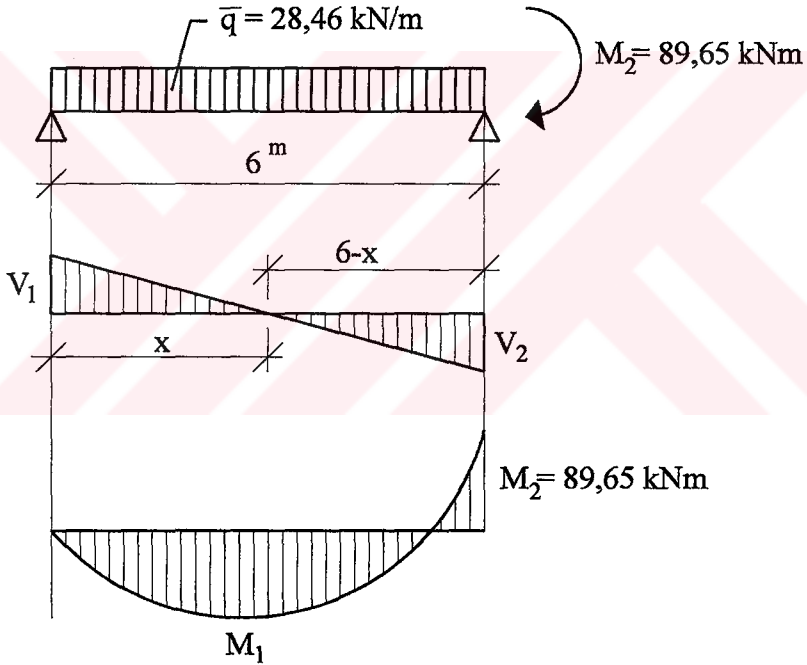
$$M_i = \bar{q} \cdot L^2 \cdot k_i$$

$$M_1 = 28,46 \cdot 6^2 \cdot 0,0703 = 72,03 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 28,46 \cdot 6^2 \cdot 0,125 = 128,07 \text{ kNm}$$

M_2 mesnet momentinin %30 azaltılmasından dolayı yeni kesit tesirlerinin hesaplanması:

$$M_2 = 0,70 \cdot 128,07 = 89,65 \text{ kNm}$$



Şekil 5.17 Azaltılmış mesnet momentine göre yeni kesit tesirleri için hesap modeli

$$\sum M_i = 0$$

$$V_1 \cdot 6 + 89,65 - \frac{28,46 \cdot 6^2}{2} = 0$$

$$V_1 = 70,44 \text{ kN}$$

$$\sum M_2 = 0$$

$$V_2 \cdot 6 - 89,65 - \frac{28,46 \cdot 6^2}{2} = 0$$

$$V_2 = 100,32 \text{ kN}$$

Maksimum momentin yeri, Tales ten:

$$\frac{70,44}{100,32} = \frac{x}{(6-x)} \Rightarrow x = 2,475 \text{ m}$$

$$M_1 = \frac{70,44 \cdot 2,475}{2} = 87,17 \text{ kNm}$$

5.2.5 Kesme Kuvveti – Eğilme Momenti Etkileşimi

$$Q_{pl} = 0,52 \cdot t_g \cdot h_g \cdot f_{yd,a} \quad (3.2)$$

$$h_g = h_a - 2 \cdot t_f = 220 - 2 \cdot 12,2 = 195,6 \text{ mm}$$

$$Q_{pl} = 0,52 \cdot 8,1 \cdot 195,6 \cdot 208,7 = 171941 \text{ N} > 100320 \text{ N (uygundur)}$$

$$100320 > 0,30 \cdot Q_{pl} = 51582,3 \text{ N}$$

Azaltılmış kesite göre hesap yapılacaktır.

Azaltılmış kesit hesabı:

$$t'_g = t_g \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{Q_{agr}}{Q_{pl}} \right)^2} = 8,1 \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{100320}{171941} \right)^2} = 6,6 \text{ mm} \quad (3.3)$$

$$A_{a,red} = A_a - (t_g - t'_g) \cdot (h_a - 2 \cdot t_f) \quad (3.4)$$

$$A_{a,red} = 3950 - (8,1 - 6,6) \cdot (220 - 2 \cdot 12,2) = 3657 \text{ mm}^2$$

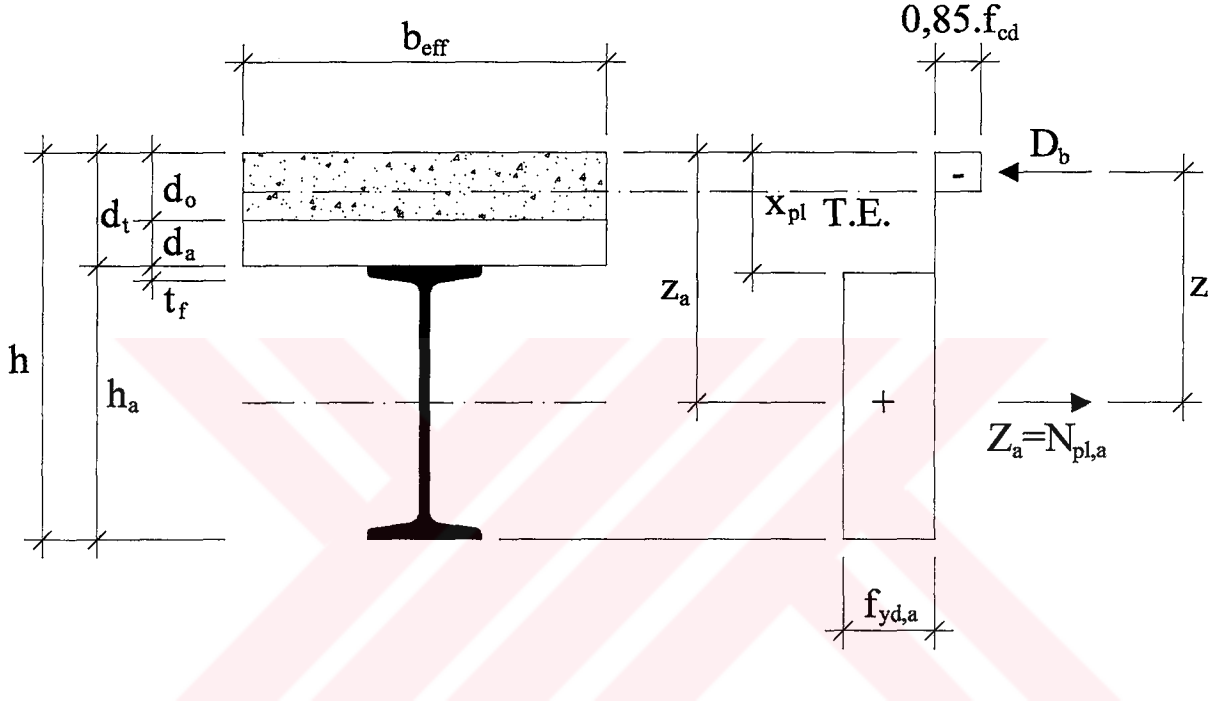
5.2.6 Pozitif Momentler Bölgesinde Eğilme Hesabı

Tarafsız eksenin yerinin belirlenmesinde başlangıç hesapları:

$$Z_a = N_{pl,a} = A_a \cdot f_{yd,a} = 3657 \cdot 208,7 = 763215,9 \text{ N} \quad (3.5)$$

$$D_b = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d_0 = 0,85 \cdot 13,33 \cdot 1300 \cdot 75 = 1104723,8 \text{ N} \quad (3.6.a)$$

$Z_a < D_b$ olduğundan tarafsız eksen beton plak içindedir



Şekil 5.18 Gerilme dağılımı

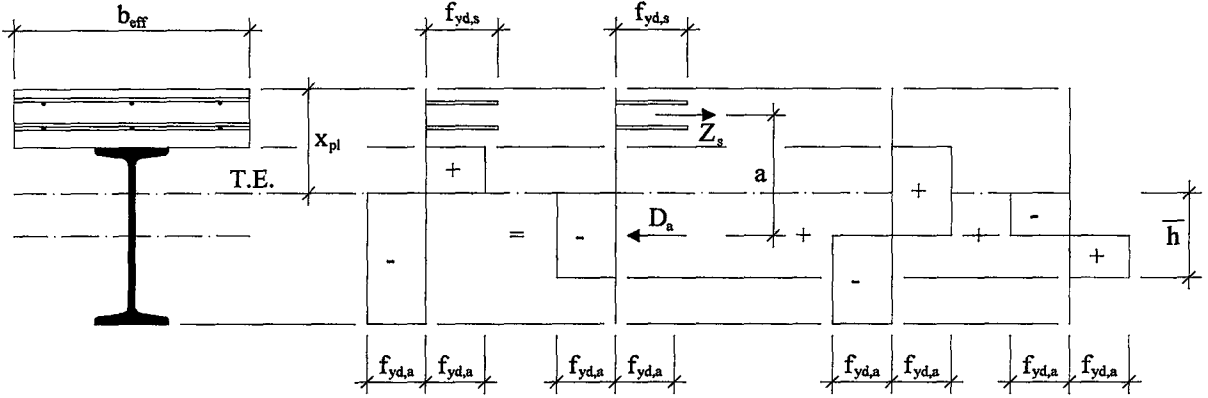
$$x_{pl} = \frac{A_a \cdot f_{yd,a}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff}} = \frac{763215,9}{0,85 \cdot 13,33 \cdot 1300} = 51,8 \text{ mm} \quad (3.13)$$

$$M_{pl} = (h_a - y_a + d_t - \frac{x_{pl}}{2}) \cdot Z_a \quad (3.14.a)$$

$$M_{pl} = (220 - 110 + 125 - \frac{51,8}{2}) \cdot 763215,9 = 159588445 \text{ Nmm}$$

$$M_{pl} = 159,59 \text{ kNm} > M_1 = 87,17 \text{ kNm (uygundur)}$$

5.2.7 Negatif Momentler Bölgesinde Eğilme Hesabı



Şekil 5.19 Şekil değiştirme ve gerilme dağılımı

$$\bar{h} = \frac{A_s \cdot f_{yd,s}}{t'_g \cdot f_{yd,a}} = \frac{188 \cdot 1,3 \cdot 434,78}{6,6 \cdot 208,7} = 154,3 \text{ mm} \quad (3.25)$$

$$\frac{\bar{h}}{h_g} = \frac{154,3}{195,6} = 0,79 < 1 \quad (3.27)$$

Çelik kiriş plastik momentinin hesabı:

$$W_{pl} = 2 \cdot S_x = 2 \cdot 162 \cdot 10^3 = 324 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \quad (3.30)$$

$$M_{pl,a} = W_{pl,a} \cdot f_{yd,a} = 324 \cdot 10^3 \cdot 208,7 = 67618800 \text{ Nmm} = 67,62 \text{ kNm} \quad (3.29)$$

Çelik hasıra ait kuvvet kolu hesabı:

$$z_s = h_a - y' + d_a + \frac{d_o - z'}{2} \quad (3.28.a)$$

Simetrik kesit kullanıldığından $y' = y_a$ alınacaktır.

$$z_s = 220 - 110 + 50 + \frac{75 - 15}{2} = 190 \text{ mm}$$

Çelik hasıra gelen kuvvetin hesabı:

$$Z_s = A_s \cdot f_{yd,s} = 188 \cdot 2 \cdot 1,30 \cdot 434,78 = 212520 \text{ N} \quad (3.24)$$

Negatif moment taşıma kapasitesinin hesabı:

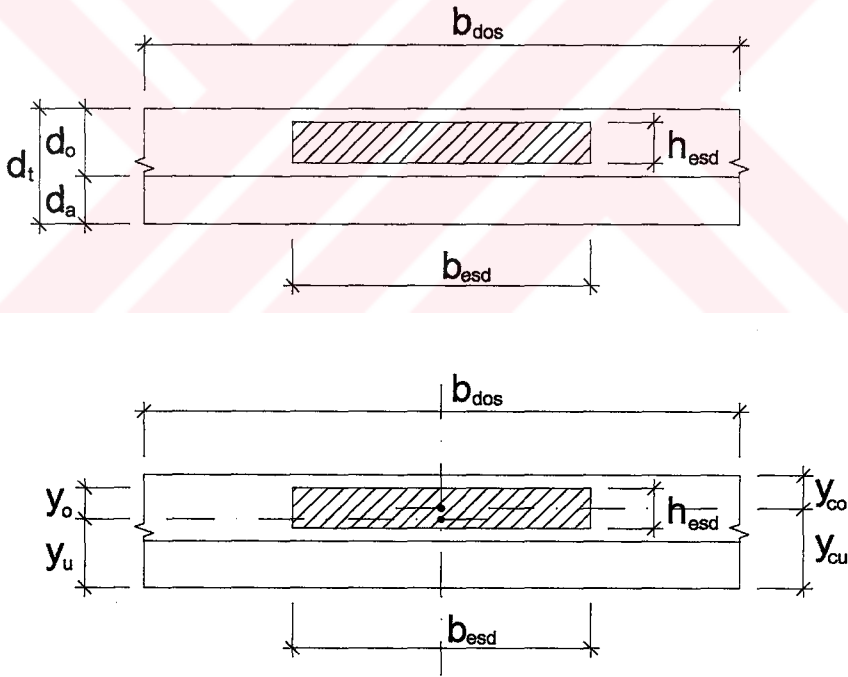
$$M_{pl} = Z_s \cdot z_s + M_{pl,a} - \frac{1}{4} \cdot t'_g \cdot \bar{h}^2 \cdot f_{yd,a} \quad (3.26)$$

$$M_{pl} = 212520 \cdot 190 + 67618800 - \frac{1}{4} \cdot 6,6 \cdot 154,3^2 \cdot 208,7 = 99799027 \text{ Nmm}$$

$$M_{pl} = 99,80 \text{ kNm} > M_1 = 89,65 \text{ kNm (uygundur)}$$

5.2.8 Kompozit Döşeme Ağırlık Merkezinin ve Atalet Momentinin Hesaplanması

Kirişe dik oluklu yerleşim için beton kısma ait ağırlık merkezi ve atalet momentlerinin hesaplanması



Şekil 5.20 Kirişe dik oluklu yerleşimi için ağırlık merkezlerinin yerleri

$$y_{co} = \frac{d_o}{2} = \frac{75}{2} = 37,5 \text{ mm} \quad (3.34.a)$$

$$y_{cu} = \frac{d_o}{2} + d_a = \frac{75}{2} + 50 = 87,5 \text{ mm} \quad (3.35.a)$$

$$I_{cx} = \frac{b_{eff} \cdot d_o^3}{12} = \frac{1300 \cdot 75^3}{12} = 4570,3 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \quad (3.36.a)$$

$$I_{cy} = \frac{d_o \cdot b_{eff}^3}{12} = \frac{75 \cdot 1300^3}{12} = 1373125 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \quad (3.37.a)$$

Betona eşdeğer çelik kesitin hesaplanması

$$h_{esd} = \sqrt[3]{\frac{36 \cdot I_{cx}^3}{n^2 \cdot I_{cy}}} = \sqrt[3]{\frac{36 \cdot (4570,3 \cdot 10^4)^3}{7,368^2 \cdot 1373125 \cdot 10^4}} = 38,3 \text{ mm} \quad (2.165)$$

$$b_{esd} = \frac{6 \cdot I_{cx}}{n \cdot h_{esd}^3} = \frac{6 \cdot 4570,3 \cdot 10^4}{7,368 \cdot 38,3^3} = 662,4 \text{ mm} \quad (2.163)$$

$$A_{esd} = b_{esd} \cdot h_{esd} = 662,4 \cdot 38,3 = 25370 \text{ mm}^2 \quad (2.166)$$

Eşdeğer çelik kesit + sac sisteminin ağırlık merkezinin hesaplanması

$$y_u = \frac{A_{ap} \cdot d_a + A_{esd} \cdot y_{cu}}{A_{ap} + A_{esd}} = \frac{1127 \cdot 1,30 \cdot 50 + 25370 \cdot 87,5}{1465 + 25370} = 85,5 \text{ mm} \quad (3.38.a)$$

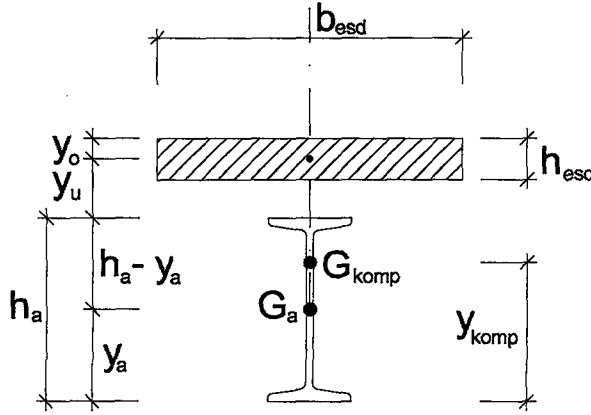
$$y_o = y_{cu} + \frac{h_{esd}}{2} - y_u = 87,5 + \frac{38,3}{2} - 85,5 = 21,2 \text{ mm} \quad (3.39.a)$$

Kompozit döşeme atalet momentinin hesaplanması

$$I_{x,dos} = \frac{b_{esd} \cdot h_{esd}^3}{12} + A_{esd} \cdot (y_{cu} - y_u)^2 + A_{ap} \cdot (y_u - d_a)^2 \quad (3.40.a)$$

$$I_{x,dos} = \frac{662,4 \cdot 38,3^3}{12} + 25370 \cdot (87,5 - 85,5)^2 + 1465 \cdot (85,5 - 50)^2 = 505 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

5.2.9 Kompozit Kirişin Ağırlık Merkezinin Ve Atalet Momentinin Hesaplanması



Şekil 5.21 Kompozit kiriş için ağırlık merkezinin yeri

$$y_{komp} = \frac{A_a \cdot y_a + (A_{ap} + A_{esd}) \cdot (y_u + h_a)}{A_a + A_{ap} + A_{esd}} \quad (3.41)$$

$$y_{komp} = \frac{3657 \cdot 110 + (1465 + 25370) \cdot (85,5 + 220)}{3657 + 1465 + 25370} = 282,1 \text{ mm}$$

$$I_{x,komp} = I_{x,dos} + (A_{ap} + A_{esd}) \cdot (h_a + y_u - y_{komp})^2 + I_a + A_a (y_{komp} - y_a)^2 \quad (3.42)$$

$$I_{x,komp} = 505 \cdot 10^4 + (1465 + 25370) \cdot (220 + 85,5 - 282,1)^2 + 3060 \cdot 10^4 + 3657 \cdot (282,1 - 110)^2$$

$$I_{x,komp} = 15866 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

Sehim hesabı:

$$f = k \cdot \frac{q \cdot L}{I_{x,komp}}$$

2 açıklık için $k = 0,248$

$$f = 0,248 \cdot \frac{16,74 \cdot 6^4}{15866} = 0,34 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = \frac{L}{300} = \frac{600}{300} = 2 \text{ cm}$$

$f < f_{\max}$ (uygundur)

5.2.10 Kayma Elemanlarının Hesabı

Hesaba esas kuvvetin belirlenmesi:

$$F_{kiris} = \min \begin{cases} Z_a = 763216 \text{ N} & (3.5) \\ D_b = 1104724 \text{ N} & (3.6.a) \end{cases}$$

$$F_{kiris} = 763216 \text{ N}$$

$$F_{doseme} = D_b + D_{ap} = 164144 + 107434 \quad (3.43)$$

$$F_{doseme} = 271578 \text{ N}$$

$$F_r = \sqrt{(F_{kiris})^2 + (F_{doseme})^2} \quad (3.44)$$

$$F_r = \sqrt{763216^2 + 271578^2} = 810095 \text{ N}$$

Seçilen kayma elemanının geometrik özelliklerinin kontrolü:

$$h_s = 100 \text{ mm} > 50 \text{ mm} \quad (3.45)$$

$$d_1 = 19 \text{ mm} < \begin{cases} 23 \text{ mm} \\ 2 \cdot 14,1 = 28,2 \text{ mm} \end{cases} \quad (3.46)$$

$$d_2 = 31,7 \text{ mm} > 1,5 \cdot d_1 = 1,5 \cdot 19 = 28,5 \text{ mm} \quad (3.47)$$

(kayma elemanı olarak seçilen bulonların geometrik özellikleri uygundur.)

Seçilen kayma elemanının kaymaya göre taşıma kapasitesinin hesaplanması:

$$\frac{h}{d_1} = \frac{100}{19} = 5,26 > 4,2 \Rightarrow \alpha = 1 \quad (3.49)$$

$$D_{s,max} = \min \begin{cases} \alpha \cdot 0,25 \cdot d_1^2 \cdot \sqrt{E_c \cdot \beta_{WN}} \\ 0,55 \cdot d_1^2 \cdot f_{yd,b} \end{cases} \quad (3.48)$$

$$D_{s1} = 0,25 \cdot 19^2 \cdot \sqrt{28500 \cdot 25} = 76180 \text{ N}$$

$$D_{s2} = 0,55 \cdot 19^2 \cdot 350 = 69493 \text{ N}$$

$$D_{s,max} = 69493 \text{ N}$$

Kompozit kirişin yarısı için bulon sayısı ve aralıklarının hesaplanması:

$$n_{pl} = \frac{F_r}{\max D_s} = \frac{810095}{69493} = 12 \text{ a det} \quad (3.53)$$

$$n_{ger} = n_{pl} \cdot \frac{M}{M_{pl}} = 12 \cdot \frac{87,17}{159,59} = 7 \text{ a det} \quad (3.54)$$

Konstrüktif olarak her oluğa bir adet bulon konabilir, bu sebeple bulon sayısı:

$$n_{ger} = \frac{L/2}{b_{mod}} = \frac{300}{33} = 9 \text{ a det olmalıdır.}$$

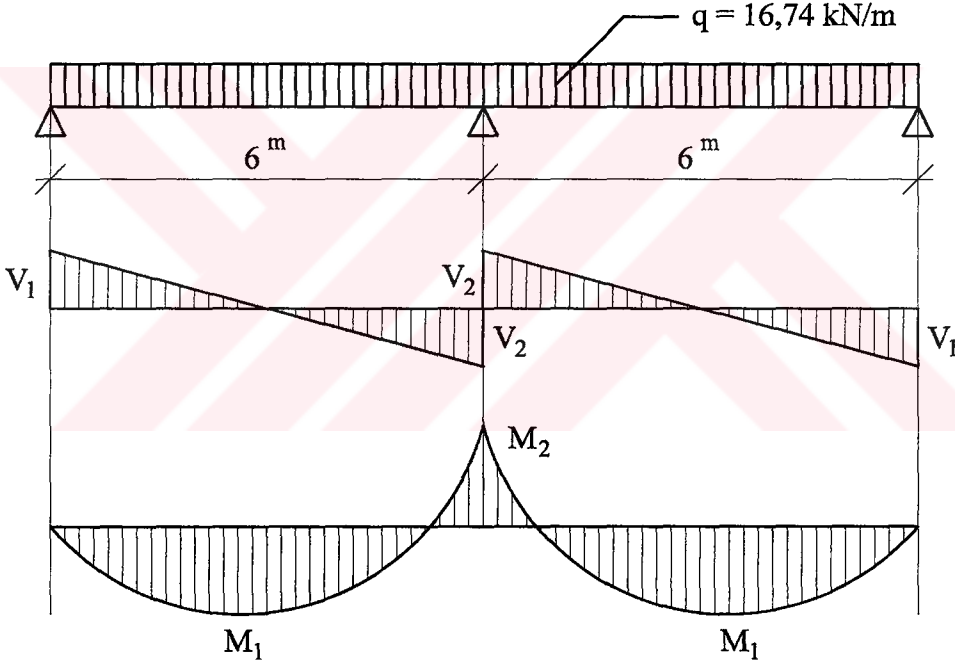
$$e = 330 \text{ mm} \begin{cases} \geq 5 \cdot d_1 = 95 \text{ mm} \\ (3 \sim 4) \cdot d_t = 500 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \end{cases} \quad (3.51.c)$$

5.3 Örnek 3

Örnek 1 de çözümü yapılan kompozit döşemenin, örnek 2 deki çelik kiriş ile kompozit olarak çalıştırılmaması durumunda, çelik kiriş bu yükü taşıyabilir mi? Eğer taşıyamıyor ise hangi kiriş taşıyabilir? Kompozit kiriş ile ekonomi yönünden karşılaştırınız.

5.3.1 Yükler ve kesit tesirleri

Kompozit çalışma olmadığından, çelik kiriş üzerindeki kompozit döşemeyi tek başına taşımalıdır. Bu kısımda elastik hesap kuralları geçerlidir. Bu sebeple, kesit tesirlerinin hesabında, örnek 2 de açılımı verilen, ağırlıklı yük katsayısı ile artırılmamış yük değeri kullanılacaktır. Döşemenin çelik kirişin taşıma kapasitesine bir etkisi olmayacağından, beton kısımda oluşacak çatlaklar dikkate alınmayacaktır. Bu bakımdan, mesnet momenti azaltması yapılmasına gerek yoktur. Elastik moment diyagramı kullanılacaktır.



Şekil 5.22 Yükleme durumu ve kesit tesirlerinin yerleri

$$V_i = q \cdot L \cdot k_i$$

$$V_1 = 16,74 \cdot 6 \cdot 0,375 = 37,67 \text{ kN}$$

$$V_2 = 16,74 \cdot 6 \cdot 0,625 = 62,78 \text{ kN}$$

$$M_i = q \cdot L^2 \cdot k_i$$

$$M_1 = 16,74 \cdot 6^2 \cdot 0,0703 = 42,37 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 16,74 \cdot 6^2 \cdot 0,125 = 75,33 \text{ kNm}$$

5.3.2 Gerilme Tahkikleri

I 220 kirişi için açıklıkta gerilme tahkiki:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{4237}{278} = 15,24 \text{ kN/cm}^2 > \sigma_{\text{em}} = 14,40 \text{ kN/cm}^2 \text{ (uygun değildir)}$$

Mesnet bölgesindeki gerilmelerin de, emniyet gerilmesinin üzerinde olacağı açıktır. Bir üst kesit için hesaplar yapılmalıdır.

I 240 kirişi için açıklıkta gerilme ve sehim tahkiki:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{4237}{354} = 11,97 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{\text{em}} = 14,40 \text{ kg/cm}^2 \text{ (uygundur)}$$

$$f = k \cdot \frac{q \cdot L}{I_x}$$

2 açıklık için $k = 0,248$

$$f = 0,248 \cdot \frac{16,74 \cdot 6^4}{4250} = 1,27 \text{ cm (Kompozit kirişe oranla yaklaşık 4 kat fazla sehim yapıyor)}$$

$$f_{\max} = \frac{L}{300} = \frac{600}{300} = 2 \text{ cm}$$

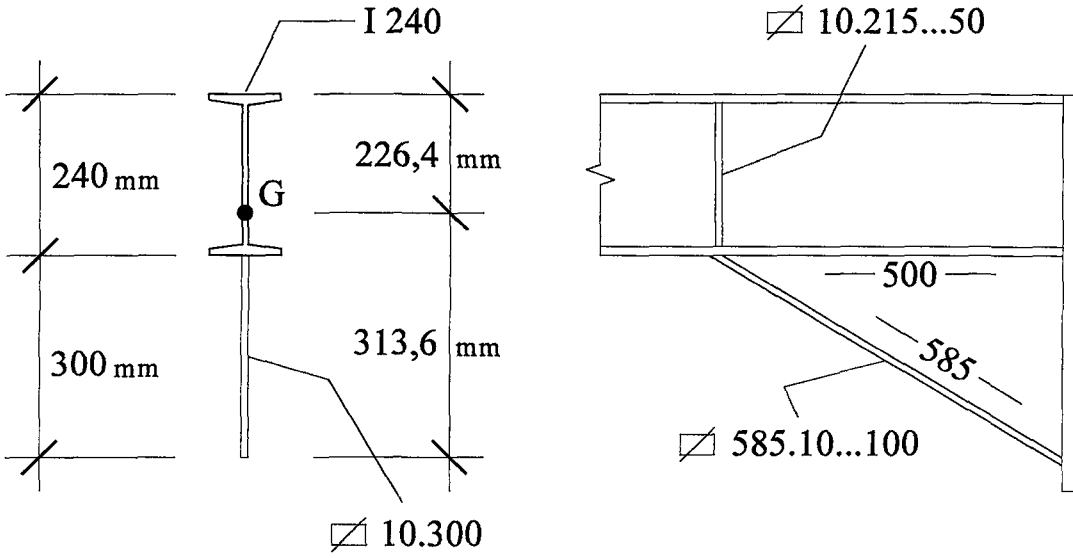
$$f < f_{\max} \text{ (uygundur)}$$

I 240 kirişi için mesnette gerilme tahkiki:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{7533}{354} = 21,28 \text{ kN/cm}^2 > \sigma_{\text{em}} = 14,40 \text{ kN/cm}^2$$

Mesnet bölgesi takviye edilmelidir.

I 240 kirişi için mesnet takviyesi hesapları ve gerilme tahkikleri:



Şekil 5.23 Mesnet takviyesi detayı

$$y_g = \frac{4610 \cdot 420 + 10 \cdot 300 \cdot 150}{4610 + 3000} = 313,6 \text{ mm}$$

$$I_{x,g} = 4250 \cdot 10^4 + 4610 \cdot (420 - 313,6)^2 + \frac{10 \cdot 300^3}{12} + 3000 \cdot (313,6 - 150)^2$$

$$I_{x,g} = 21239 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$W_{x,o} = \frac{21239 \cdot 10^4}{226,4} = 938 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{x,u} = \frac{21239 \cdot 10^4}{313,6} = 677 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{75,33}{677} = 11,13 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{em} = 14,40 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max}}{A_g} = \frac{62,78}{(0,87 \cdot 21,38 + 1 \cdot 30)} = 1,29 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{em} = 8,31 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_{\max}^2 + 3 \cdot \tau_{\max}^2} = \sqrt{11,13^2 + 3 \cdot 1,29^2} = 11,35 \text{ kN/cm}^2 < 0,75 \cdot 24 = 18 \text{ kN/cm}^2$$

5.3.3 Ekonomiklik Karşılaştırması

$$\text{Kompozit I 220 : } \sum G = 31,1 \text{ kg/m} \cdot 12 \text{ m} = 373,2 \text{ kg}$$

$$\text{Takviyeli I 240 : } \sum G = 36,2 \text{ kg/m} \cdot 12 \text{ m} + 4 \cdot 78,5 \cdot (0,075 + 0,06) + 8 \cdot 78,5 \cdot 0,011 = 484 \text{ kg}$$

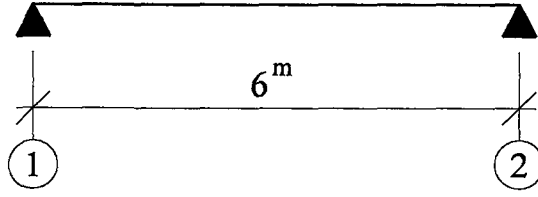
$$\text{Oran} = \frac{484 - 373,2}{484} = 0,23$$

Kompozit çözüm, % 23 daha ekonomik sonuç vermektedir.



5.4 Örnek 4

- Örnek 1 de çözümü yapılan kompozit döşemenin, tek açıklıklı çelik kiriş ile kompozit olarak çalıştırılması durumunda ve kiriş üzerinde 6 kN/m ağırlığında duvar yükü olması hali için hesap yapınız.
- Kompozit çalışma olmaması durumu için uygun çelik kesitini seçiniz
- İki çalışma farkını ekonomi yönünden karşılaştırınız.



Şekil 5.24 Statik sistem

5.4.1 Kompozit Çalışma Durumunda I 240 İçin Hesap

5.4.1.1 Çalışan Tabla Genişliğinin Hesaplanması

$$b_{\text{eff}} \leq \begin{cases} \ell_x = 2500 \text{ mm} \\ \ell / 4 = 6000 / 4 = 1500 \text{ mm} \\ 16 \cdot d + b_f = 16 \cdot 75 + 106 = 1306 \text{ mm} \end{cases} \quad (3.1.a)$$

$b_{\text{eff}} = 1310 \text{ mm}$ alınacaktır.

5.4.1.2 Yüklerin Belirlenmesi

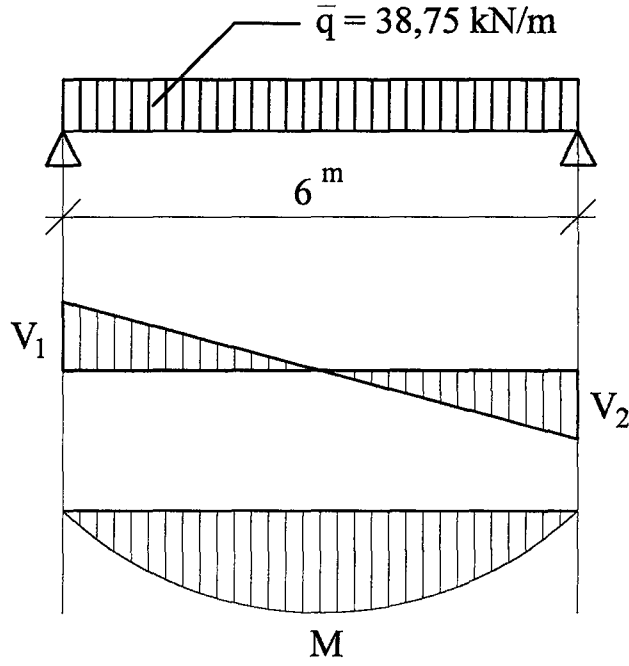
$$q = (g_{\text{dos}} + p) \cdot \ell_x + g_{\text{kir}} + g_{\text{duv}}$$

$$q = 6,57 \cdot 2,5 + 0,362 + 6 = 22,79 \text{ kN/m}$$

TS 45461 madde 1.5.2 ye göre ağırlıklı yük:

$$\bar{q} = 1,7 \cdot q = 1,7 \cdot 22,79 = 38,75 \text{ kN/m}$$

5.4.1.3 Ağırıklı Yüke Göre Kesit Tesirlerinin Hesaplanması



Şekil 5.25 Yükleme durumu ve kesit tesirlerinin yerleri

$$V_1 = \frac{38,75 \cdot 6}{2} = 116,25 \text{ kN}$$

$$M_1 = \frac{38,75 \cdot 6^2}{8} = 174,38 \text{ kNm}$$

5.4.1.4 Kesme Kuvveti – Eğilme Momenti Etkileşimi

$$Q_{pl} = 0,52 \cdot t_g \cdot h_g \cdot f_{yd,a} \quad (3.2)$$

$$h_g = h_a - 2 \cdot t_f = 240 - 2 \cdot 13,1 = 213,8 \text{ mm}$$

$$Q_{pl} = 0,52 \cdot 8,7 \cdot 213,8 \cdot 208,7 = 201860 \text{ N} > 116250 \text{ N (uygundur)}$$

$$116250 \text{ N} > 0,30 \cdot Q_{pl} = 60560 \text{ N}$$

Azaltılmış kesite göre hesap yapılacaktır.

Azaltılmış kesit hesabı:

$$t'_g = t_g \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{Q_{agr}}{Q_{pl}} \right)^2} = 8,1 \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{116250}{201860} \right)^2} = 7,1 \text{ mm} \quad (3.3)$$

$$A_{a,red} = A_a - (t_g - t'_g) \cdot (h_a - 2 \cdot t_f) \quad (3.4)$$

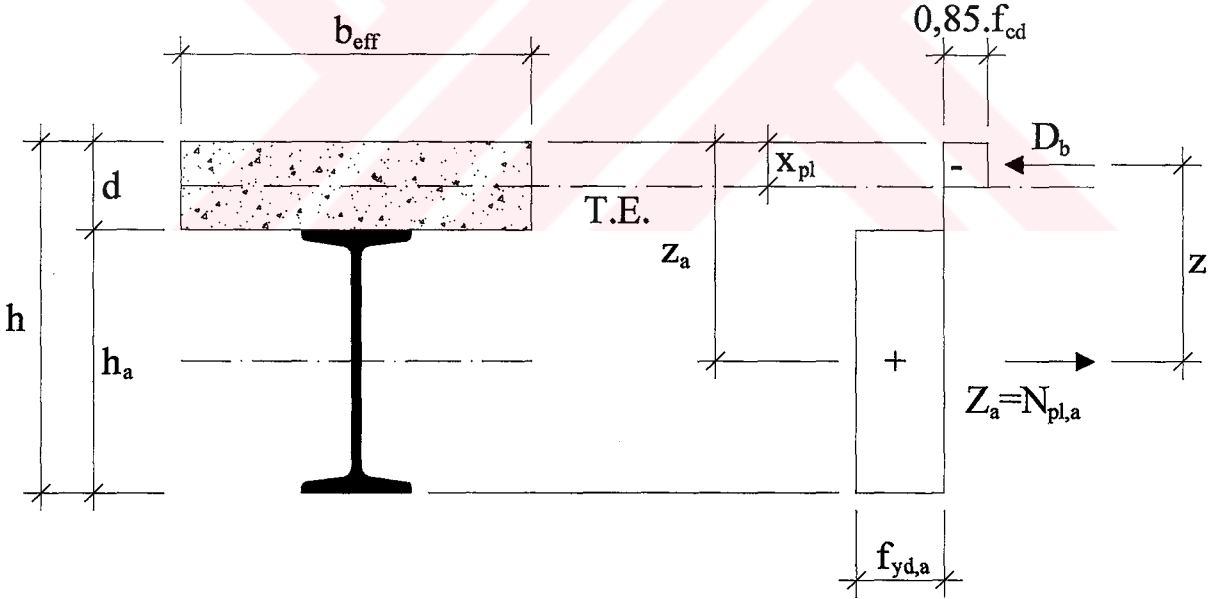
$$A_{a,red} = 4610 - (8,7 - 7,1) \cdot (220 - 2 \cdot 13,1) = 4268 \text{ mm}^2$$

5.4.1.5 Pozitif Momentler Bölgesinde Eğilme HesabıTarafsız eksenin yerinin belirlenmesinde başlangıç hesapları:

$$Z_a = N_{pl,a} = A_a \cdot f_{yd,a} = 4268 \cdot 208,7 = 890730 \text{ N} \quad (3.5)$$

$$D_b = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d_0 = 0,85 \cdot 13,33 \cdot 1310 \cdot 75 = 1113222 \text{ N} \quad (3.6.a)$$

$Z_a < D_b$ olduğundan tarafsız eksen beton plak içindedir



Şekil 5.26 Gerilme dağılımı

$$x_{pl} = \frac{A_a \cdot f_{yd,a}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff}} = \frac{890730}{0,85 \cdot 13,33 \cdot 1310} = 60 \text{ mm} \quad (3.13)$$

$$M_{pl} = (h_a - y_a + d_t - \frac{x_{pl}}{2}) \cdot Z_a \quad (3.14.a)$$

$$M_{pl} = (240 - 120 + 125 - \frac{60}{2}) \cdot 890730 = 191507000 \text{ Nmm}$$

$$M_{pl} = 191,51 \text{ kNm} > M = 174,38 \text{ kNm (uygundur)}$$

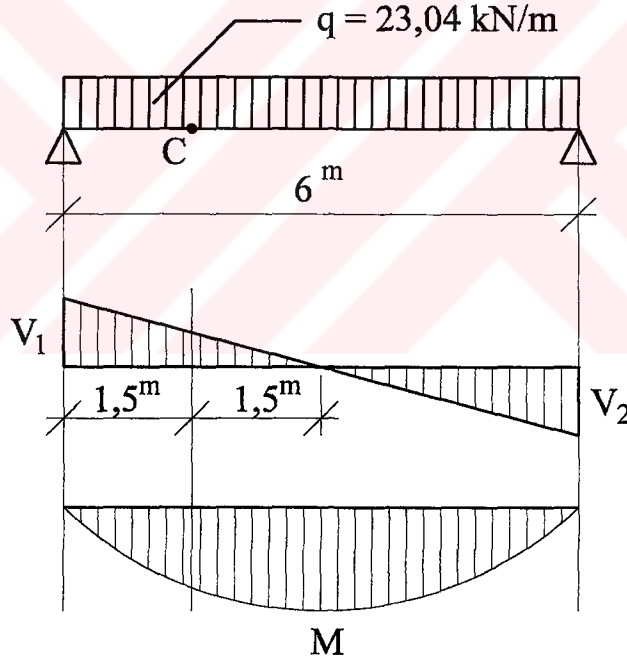
5.4.2 Kompozit Çalışma Olmaması Durumunda I 320 İçin Hesap

5.4.2.1 Yüklerin Belirlenmesi

$$q = (g_{dos} + p) \cdot \ell_x + g_{kir} + g_{duv}$$

$$q = 6,57 \cdot 2,5 + 0,61 + 6 = 23,04 \text{ kN/m}$$

5.4.2.2 Ağırlıklı Olmayan Yüke Göre Kesit Tesirlerinin Hesaplanması



Şekil 5.27 Yükleme durumu ve kesit tesirlerinin yerleri

$$V_1 = \frac{23,04 \cdot 6}{2} = 69,12 \text{ kN} \quad V_c = \frac{V_1}{2} = \frac{69,12}{2} = 34,56 \text{ kN}$$

$$M_1 = \frac{23,04 \cdot 6^2}{8} = 103,68 \text{ kNm} \quad M_c = 69,12 \cdot 1,5 - \frac{23,04 \cdot 1,5^2}{2} = 77,76 \text{ kNm}$$

5.4.2.3 Gerilme Tahkikleri

Açıklık ortasında gerilme ve sehim tahkiki:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{10368}{782} = 13,26 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{\text{em}} = 14,40 \text{ kN/cm}^2 \text{ (uygundur)}$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,2304 \cdot 600^4}{21000 \cdot 12510} = 1,47 \text{ cm} < f_{\max} = \frac{600}{300} = 2 \text{ cm}$$

C noktasında gerilme tahkiki:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{7776}{782} = 9,94 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{\text{em}} = 14,40 \text{ kN/cm}^2 \text{ (uygundur)}$$

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max}}{A_g} = \frac{34,56}{1,15 \cdot (32 - 2 \cdot 1,73)} = 1,05 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{\text{em}} = 8,31 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_{\max}^2 + 3 \cdot \tau_{\max}^2} = \sqrt{9,94^2 + 3 \cdot 1,05^2} = 11,10 \text{ kN/cm}^2 < 0,75 \cdot 24 = 18 \text{ kN/cm}^2$$

5.4.3 Ekonomik Karşılaştırma

$$\text{Kompozit I 240 : } \sum G = 36,2 \text{ kg/m} \cdot 6 \text{ m} = 217,2 \text{ kg}$$

$$\text{I 320 : } \sum G = 61 \text{ kg/m} \cdot 6 \text{ m} = 366 \text{ kg}$$

$$\text{Oran} = \frac{366 - 217,2}{366} = 0,41$$

Kompozit çözüm, % 41 daha ekonomik sonuç vermektedir.

6. SONUÇLAR

Kompozit döşemeler, inşaat süreci ve kompozit çalışma süreci olmak üzere iki farklı duruma göre incelenmiştir. İnşaat sürecinde ince cidarlı hesap kuralları, kompozit çalışma sürecinde ise plastik hesap kuralları esas alınmıştır.

Kompozit döşemeler için, katlanmış sac ve betonun ne derece birlikte çalıştıkları, bölüm 2.5.4.3 de anlatılan yükleme testleri yapılarak belirlenmelidir.

Gerek kompozit döşemeler, gerekse kompozit kirişler için tarafsız eksenin yerinin belirlenmesi ve buna yönelik olarak gerilme ve şekil değiştirmelerin bulunmasına ilişkin hesap adımları ortaya konmuştur. Bu aşamada ilgili formüller, kompozit döşemenin tipine ve çelik kirişe mesnetlenme yönüne göre ayrı ayrı düzenlenmiştir.

Kompozit kirişler, döşeme vasıtası ile üst başlıklarından tutuldukları için yanal burkulma problemleri yoktur. Ancak büyük kesme kuvvetleri taşıdıklarından gövde kısmında yerel burkulma (buruşma) oluşabilmektedir. Bu konu ile ilgili yaklaşımlar, 4. bölümde anlatılan deneysel sonuçlara dayandırılmaktadır. Tarafsız eksenin alt başlığa yakın olması ve çelik kiriş gövdesinin, başlıklara göre daha narin olması durumunda, yerel burkulma (buruşma) riskinin yükseldiği görülmektedir. Berkitme levhaları konularak, çelik kiriş gövdesinin yerel burkulmaya karşı rijitliği artırılabilir. Çelik kiriş kesiti için gerekli şartlara uyulduğu takdirde, yerel burkulma ve çarpılma burkulması analizlerinin yapılmasına gerek yoktur.

KAYNAKLAR

- Arda, T. S., (1985), “Kompozit Taşıyıcı Elemanlar”, 2. Çelik Yapılar Semineri Notları, Cilt 2, İ.T.Ü Vakfı ve İnşaat Fakültesi, İstanbul
- Arda, T. S. ve Uzgider, E., (1986), Çelik Yapılarda Taşıma Gücü, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, İstanbul
- Arda, T. S. ve Yardımcı, N., (2000), Çelik Yapıda Karma Elemanların Plastik Hesabı, Birsan Yayınevi, İstanbul
- Ardan, F. ve Deren, H., “Çelik Yol Köprüleri”, İ.T.Ü. Ahşap ve Çelik Yapılar Kürsüsü Monografileri, No:3, İ.T.Ü İnşaat Fakültesi, İstanbul
- Ersoy, U. ve Özcebe, G., (2001), Betonarme, Evrim Yayınevi, Ankara
- Opan, M., (1999), Kompozit Kirişlerin Stabilitate Problemleri, Y.T.Ü. F.B.E., Yüksek Lisans Tezi, İstanbul, sayfa: 64-94
- Öztürk, A. Z., (2002), Çelik Yapılar, Kısa Bilgi ve Çözülmüş Problemler, Birsan Yayınevi, İstanbul
- TS 500, (2000), Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, İCS 91.080.40, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara
- TS 4561, (1985), Çelik Yapıların Plastik Teoriye Göre Hesap Kuralları, UDK 624.014.2 : 539.374, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara
- TS 11372, (1994), Çelik Yapılar – Hafif – Soğukta Şekil Verilmiş Profillerle Oluşturulan - Hesap Kuralları, UDK 624.014.2 : 539.374, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara
- Uzgider, E. ve Arda, T. S., (1989), Soğukta Şekil Verilmiş İnce Cidarlı Çelik Elemanlar, İ.T.Ü İnşaat Fakültesi, İstanbul
- Yorgun, C., (2003), Kompozit Döşemeler, Yapısal Çelik Derneği Yayınları, İstanbul

ÖZGEÇMİŞ

Doğum tarihi	23.11.1970	
Doğum yeri	İstanbul	
Lise	1984–1987	Yeşilköy 50. Yıl Lisesi
Lisans	1987–1991	Yıldız Üniversitesi Mühendislik Fak. İnşaat Mühendisliği Bölümü
Yüksek Lisans	2002–2005	Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Müh. Anabilim Dalı, Yapı Programı

Çalıştığı kurumlar

1987–1991	Ser İnşaat Mühendislik Bürosu (Teknik Ressam)
1991–1992	YBTAŞ A.Ş. (Proje Mühendisi)
1993–1994	M.S.B. İnşaat Emlak Bşk. Eskişehir (Askerlik görevi)
1994–Halen	Baran Yapı Müh. Müh. Ltd. Şti. (Kurucu Ortak)
1995–1996	SPG PETRONORD (Şantiye Şefi)
1997–1998	Sevkan Tarım Ürünleri A.Ş. (Şantiye Şefi)
2002–2004	İmar Yapı Denetim Ltd. Şti. (Kontrol Müh.)