

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**KİRİŞ-KOLONLARIN TASARIM PRENSİPLERİ VE
LRFD, EUROCODE 3 VE TS 4561 ŞARTNAMESLERİ
AÇISINDAN HESAP ESASLARININ İNCELENMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Erkal ALBAYRAK**

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

MAYIS 2005

**KİRİŞ-KOLONLARIN TASARIM PRENSİPLERİ VE
LRFD, EUROCODE 3 VE TS 4561 ŞARTNAMESLERİ
AÇISINDAN HESAP ESASLARININ İNCELENMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Erkal ALBAYRAK
(501021011)**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 10 Mayıs 2005
Tezin Savunulduğu Tarih : 31 Mayıs 2005**

**Tez Danışmanı : Doç.Dr. Cavidan YORGUN
Diğer Jüri Üyeleri : Prof.Dr. Nesrin YARDIMCI (İ.T.Ü.)
Prof.Dr. Zafer ÖZTÜRK (Y.T.Ü.)**

MAYIS 2005

ÖNSÖZ

İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Bölümü Yapı Mühendisliği Programı çerçevesinde gerçekleştirilen bu tez çalışmasında, kiriş-kolonların tasarım prensipleri ve sırasıyla Amerikan, Avrupa ve Türk plastik hesap standartları olan, LRFD, Eurocode 3 ve TS 4561 şartnamelerine göre hesap esasları incelenmiştir. Konuyla ilgili olarak bir sayısal örnek çözülmüş ve üç şartnameye göre elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Çalışmalarımdeki yardımlarından dolayı sayın hocam Doç. Dr. Cavidan Yorgun'a teşekkürlerimi sunarım. Eğitim hayatım boyunca sağladıkları maddi ve manevi desteklerinden dolayı aileme, arkadaşlarıma ve çok sevgili Solmaz'a teşekkürü borç bilirim.

Mayıs,2005

Erkal ALBAYRAK

İÇİNDEKİLER

TABLO LİSTESİ	vi
ŞEKİL LİSTESİ	vii
SEMBOL LİSTESİ	viii
ÖZET	xi
SUMMARY	xii
1. GİRİŞ	1
1.1. Konunun Tanımı	1
1.2. Çalışmanın Kapsamı	2
2. TEMEL TASARIM PRENSİPLERİ	3
2.1. Kiriş-kolonlarda Düzlem Şekil Değişirme	4
2.1.1. Elastik Davranış	5
2.1.2. Plastik Davranış	11
2.1.3. Taşıma Gücü	13
2.1.3.1. Düzgün Kiriş-kolonların Elastoplastik Dayanımı	14
2.1.3.2. Eğri Kiriş-kolonlarda İlk Akma	16
2.2. Kiriş-kolonlarda Yanal Burulmalı Burkulma	19
2.2.1. Elastik Davranış	20
2.2.1.1. Eşit Uç Momentlerin Etkidiği Kiriş-kolonlar	20
2.2.1.2. Uç Momentlerin Eşit Olmadığı Kiriş-kolonlar	23
2.2.1.3. Elastik Uç Mesnetli Kiriş Kolonlar	25
2.2.2. Plastik Davranış	27
2.2.3. Taşıma Gücü	28
2.3. Kiriş-kolonlarda İki Eksenli Eğilme	29
3. STANDARTLARA GÖRE KİRİŞ-KOLON TASARIMI	32
3.1. AISC-LRFD'ye Göre Kiriş-Kolon Tasarımı	32
3.1.1. Enkesitlerin Sınıflandırılması	32
3.1.2. Prizmatik Elemanlar	35
3.1.2.1. Simetrik Elemanlar	35
3.1.2.2. Burulma, Bileşik Burulma, Eğilme Kesme ve/veya Eksenel Kuvvet Altındaki Simetrik Olmayan Elemanlar	38
3.1.2.3. Bileşik Gerilmeler Etkisindeki Elemanlar İçin Alternatif Etkileşim Denklemleri	39

3.2. Eurocode 3'e Göre Kiriş-kolon Tasarımı	43
3.2.1. Enkesilerin Sınıflandırılması	43
3.2.2. Enkesit Kontrolü	46
3.2.2.1. Eğilme ve Eksenel Kuvvet Etkisi	46
3.2.2.2. Eğilme, Kesme Kuvveti ve Normal Kuvvet Etkisi	50
3.2.2.3. Gövde Levhası Üzerinde Enine Yük Etkisi	45
3.2.3. Stabilite Kontrolü	51
3.2.3.1. Yanal Burulmalı Burkulma	51
3.2.3.2. Eğilme ve Eksenel Çekme Kuvveti Etkisi	55
3.2.3.3. Eğilme ve Eksenel Basınç Kuvveti Etkisi	55
3.3. TS 4561'e Göre Kiriş-kolon Tasarımı	59
3.3.1. Taşıma Gücü	59
3.3.1.1. Bileşik Eğilme (M+N) Durumunda Kesitlerin Taşıma Gücü	59
3.3.1.2. Bileşik Eğik Eğilme (N+M _x +M _y) Durumu	61
3.3.2. Eksenel Basınç Kuvveti ve Eğilme Momenti Etkisindeki Taşıyıcı Elemanlarda Stabilite Kontrolü	62
3.3.2.1. Eksenel Basınç Kuvvetiyle Birlikte Sadece Uç Momentleri Etkisinde ve Uçları Yanal Deplasmanlara Karşı Tutulmuş Eleman Durumu	63
3.3.2.2. Eksenel Basınç Kuvvetiyle Birlikte Moment Düzlemindeki Yanal Yükler Etkisinde ve Uçları Yanal Yer Değiştirmelere Karşı Tutulmuş Eleman Durumu	63
3.3.2.3. Uçları Yanal Deplasmanlara Karşı Tutulmamış Eleman Durumu	66
3.3.2.4. Stabilite Kaybının Olmadığı Durumlar	67
3.3.2.5. Eğilme Düzleminde Stabilite Kaybının Olduğu Durumlar	67
3.3.2.6. Eksenel Basınç Kuvvetiyle Birlikte Sadece Uç Momentleri Etkisinde ve Uçları Yanal Deplasmanlara Karşı Tutulmuş Eleman Durumu	67
3.3.2.7. Moment Düzlemindeki Yanal Yükler Etkisinde ve Uçları Yanal Deplasmanlara Karşı Tutulmuş Eleman Durumu	68
3.3.2.8. Uçları Yanal Deplasmanlara Karşı Tutulmamış Eleman Durumu	68
3.3.2.9. Stabilite Kaybının Burulmalı Yanal Burkulma Yoluyla Oluştugu Durumlar	68
3.3.2.10. Eğik Eğilme ve Eksenel Basınç Kuvveti Etkisindeki Elemanlar	69
4. SAYISAL ÖRNEKLER ÜZERİNDE LRFD, EUROCODE 3 VE TS 4561 ŞARTNAMESİNİN UYGULANMASI VE KARŞILAŞTIRILMASI	70
4.1. Düzlem Eğilme Durumu	70
4.1.1. Zayıf Eksen Etrafında Eğilme	70
4.1.2. Kuvvetli Eksen Etrafında Eğilme	77
4.2. Yanal Burulmalı Burkulma Durumu	82
4.3. İki Eksenli Eğilme Durumu	90

5. SONUÇLAR	99
KAYNAKLAR	101
ÖZGEÇMİŞ	102

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 3.1 Basınç elemanları için genişlik-kalınlık oranları sınırları.....	33
Tablo 3.2 Özel durumlardaki kesitlerin genişlik-kalınlık oranları sınırları.....	34
Tablo 3.3 Basınç ve eğilme elemanları için genişlik-kalınlık oranları sınırları.....	45
Tablo 3.4 Kusurluluk katsayıları.....	52
Tablo 3.5 İndirgeme katsayıları.....	53
Tablo 3.6 Bazı basit yanal yük ve mesnet şartları için C_m katsayıları.....	65
Tablo 3.7 Yarı rijit mesnetli elemanlarda C_m katsayıları.....	66
Tablo 5.1 Sayısal örnek sonuçları.....	100

ŞEKİL LİSTESİ

	Sayfa No
Şekil 2.1	Kiriş-kolon davranışları..... 3
Şekil 2.2	Kiriş-kolonların düzlem davranışı..... 5
Şekil 2.3	Kiriş-kolonda düzlem eğilme dağılımı..... 6
Şekil 2.4	Elastik giriş-kolonda maksimum moment ve şekil değiştirmeler... 8
Şekil 2.5	Eşit olmayan uç momentler etkisindeki giriş-kolonun ilk akması... 11
Şekil 2.6	Tam plastikleşmiş kesit..... 11
Şekil 2.7	“0” uzunluklu elemanlar için etkileşim diyagramları..... 12
Şekil 2.8	Kiriş-kolonlar için taşıma gücü etkileşim diyagramları..... 14
Şekil 2.9	Kiriş-kolonların etkileşim formülasyonu..... 15
Şekil 2.10	Kiriş-kolonların dayanımı..... 18
Şekil 2.11	Kiriş-kolonların burulmalı burkulması..... 19
Şekil 2.12	Eşit büyüklükteki uç momentleri etkisindeki giriş-kolonlarda elastik kritik yük kombinasyonları..... 22
Şekil 2.13	Kiriş-kolonlar için eşdeğer uç momentleri..... 24
Şekil 2.14	Denklem 2.50 için burulmalı burkulma katsayısı..... 25
Şekil 2.15	Kiriş-kolonların elastik olmayan burulmalı burkulması..... 27
Şekil 2.16	İki eksenli eğilme için etkileşim eğrileri..... 31
Şekil 3.1	Geometrik kesit özelliklerini tanımlamak için kullanılan parametreler..... 32
Şekil 3.2	Kiriş-kolon etkileşim denklemleri..... 37
Şekil 3.3	C_m ve ψ arttırma katsayıları..... 42
Şekil 3.4	Kolonlar için K değerleri..... 42
Şekil 3.5	Eurocode 3'e göre geometrik kesit değerlerinin tanımı..... 44
Şekil 3.6	Enkesitler için burkulma eğrileri..... 54
Şekil 3.7	Eşdeğer üniform moment katsayıları..... 58
Şekil 3.8	Çift simetrik I ve sandık kesitler için normal kuvvet - eğilme momenti karşılıklı etki diyagramı..... 60
Şekil 3.9	Çift simetrik I kesitler için normal kuvvet eğilme momenti karşılıklı etki diyagramı..... 61
Şekil 3.10	Bir ve iki eğrilikli eğilme durumlarında M_1/M_2 oranı ve işaretleri..... 63
Şekil 3.11	Çeşitli yükler altındaki elemanın basit giriş olarak gösterilişi..... 64
Şekil 4.1	Zayıf ekseninde düzlem eğilme yapan eleman..... 70
Şekil 4.2	Yanal burulmalı burkulma yapan eleman..... 82
Şekil 4.3	İki eksenli eğilme yapan eleman..... 90

SEMBOL LİSTESİ

A	: Enkesit alanı
C_{bc} katsayısı	: Farklı uç momentleri etkisi altındaki kiriş-kolonlar için burkulma katsayısı
C_{bc1}	: C_{bc} 'nin elastik olmayan durum için değeri
C_m	: Farklı uç momentler etkisindeki kiriş-kolonlar için eğilme katsayısı
C_{mx}, C_{my}	: Farklı uç momentleri için eğilme katsayıları
E	: Elastisite modülü
F	: Farklı uç momentleri etkisi altındaki kiriş-kolonlar için burkulma faktörü
F_y	: Akma gerilmesi
G	: Elastik kesme modülü
I_w	: Kesit eğrilme sabiti
I_x, I_y	: x ve y eksenlerine göre eylemsizlik momentleri
J	: Kesit burulma sabiti
L	: Eleman uzunluğu
M_{1u}	: Üniform eğilme için M_1 değeri
M_B	: Alt flanş uç momenti
M_c	: Elastik burkulma momenti
M_m	: Maksimum moment
M_p	: Plastik moment
M_{pr}	: İndirgenmiş plastik moment
M_T	: Üst flanş uç momenti
M_{uxu}, M_{uyu}	: Üniform eğilme için x ve y eksenlerinde M_u değeri
M_y	: Nominal ilk akma gerilmesi
M_{yz}	: Üniform eğilme altındaki çift eksenli simetrik kesitli basit mesnetli
P	: Eksenel yük
P_{Iy}	: İkincil ekseninde elastik olmayan durum için basınç burkulma yükü
P_{oc}	: Elastik eksenel burkulma yükü
P_u	: Taşıma gücü sınır yükü
P_y	: Ezilme yükü
R	: Minimum gerilmenin maksimum gerilmeye oranı
R_2, R_4	: Mesnet şartı parametreleri
Z	: Elastik mukavemet momenti eleman için M_c değeri
f_{ac}	: Eksenel basınç gerilmesi
f_{bcx}	: x ekseninde eğilme sebebiyle oluşan eksenel basınç gerilmesi
f_{max}	: Maksimum gerilme
l	: Efektif boy
r_0	: $\sqrt{r_x^2 + r_y^2}$
r_x, r_y	: Maksimum ve minimum eylemsizlik yarıçapı
α_0	: İki eksenli plastisite için etkileşim denklemi bileşeni

α_L	: İki eksenli plastisite için etkileşim denklemi bileşeni
β	: Uç momentler oranı
δ	: Açıklık ortası deformasyonu
δ_m	: Maksimum deformasyon
μ	: $\sqrt{P/EI}$
ϕ	: Dayanım faktörü
ν	: y yönünde kesme merkezinin deplasmanı

LRFD Şartnamesi'ne Göre:

A_g	: Enkesit alanı
C_m	: Prizmatik elemanlar için, etkileşim denklemleri eğilme ifadesi katsayısı
F_{cr}	: Kritik gerilme
F_n	: Nominal kesme gerilmesi
F_y	: Minimum akma gerilmesi
K	: Etkili burkulma boyu katsayısı
M_{lt}	: Sadece yanal şekil değiştirme için tasarım eğilme momenti
M_n	: Nominal eğilme dayanımı
M_{nt}	:Yanal şekil değiştirme olmaması durumunda tasarım eğilme momenti
M'_{nx}, M'_{ny}	: Alternatif etkileşim denklemleri için tanımlanmış eğilme momenti dayanımları
M'_{px}, M'_{py}	: Alternatif etkileşim denklemleri için tanımlanmış plastik eğilme momentleri
M_u	: Tasarım eğilme momenti
M_{ux}, M_{uy}	: Eğilme dayanımı
P_u	: Tasarım çekme kuvveti
P_n	: Nominal çekme dayanımı
b_f	: Başlık genişliği
d	: Kesit yüksekliği
f_{un}	: Eksenel gerilme dayanımı
f_{uv}	: Kesme gerilme dayanımı
l	: Elemanın yanal olarak tutulmamış boyu
r	: Burkulma eksenini ile ilgili atalet yarıçapı
ϕ	: Çekme için dayanım faktörü
ϕ_b	: Eğilme için dayanım faktörü
λ_c	: Kolon narinlik oranı
ζ	: Alternatif etkileşim denklemlerinde kullanılan üs
η	: Alternatif etkileşim denklemlerinde kullanılan üs
Ψ	: Arttırma katsayısı

Eurocode 3 Şartnamesi'ne Göre:

A_{eff}	: Üniorm basınç etkisi altındaki enkesitin etkili alanı
$M_{b,Rd}$: Burkulma momenti
$M_{N,Rd}$: İndirgenmiş plastik moment dayanımı
$M_{pl,Rd}$: Plastik moment dayanımı
M_{Sd}	: Tasarım eğilme momenti
$N_{pl,Rd}$: Plastik eksenel kuvvet dayanımı

N_{Sd}	: Tasarım aksenal kuvveti
W_{el}	: Elastik mukavemet momenti
W_{eff}	: Eğilme etkisi altındaki enkesitin etkili mukavemet momenti
$V_{pl,Rd}$: Plastik kesme dayanımı
V_{Sd}	: Tasarım kesme kuvveti
a	: Alan oranı
a_f	: Başlık alan oranı
a_w	: Gövde alan oranı
e_N	: Etkili alan hesaplanırken eksende meydana gelen öteleme miktarı
f_y	: Akma gerilmesi
f_{yd}	: Tasarım akma gerilmesi
k	: Etkileşim denklemi moment bileşeni katsayısı
n	: Aksenal kuvvet oranı
α_{LT}	: Kusur etki katsayısı
β_M	: Eşlenik üniform moment katsayısı
β_W	: Gövde katsayısı
$\sigma_{x,Ed}$: Tasarım aksenal gerilmesi
λ_{LT}	: Yanal burulmalı burkulma için narinlik oranı
γ_M	: Kısmi güvenlik katsayısı
μ	: Kayma faktörü
χ_{LT}	: Yanal burulmalı burkulma için indirgeme katsayısı

TS 4561 Şartnamesi'ne Göre:

M	: Eğilme momenti
M_{Kr}	: Aksenal basınç kuvveti olmadan, elemanın burulmalı yan al burkulma yapmaksızın taşıyabileceği en büyük eğilme momenti
M_p	: Enkesit plastikleşme momenti
M_u	: Enkesit taşıma gücü momenti
N	: Aksenal çekme veya basınç kuvveti
N_e	: Euler burkulma yükü
N_p	: Eleman kesitinin plastikleşme normal kuvveti
N_{Kr}	: Elemanın eğilme momentsiz olarak taşıyabileceği en büyük aksenal basınç kuvveti
α, β	: Etkileşim denklemi bileşen üsleri
ω	: Burkulma katsayısı
χ	: Aksenal kuvvet veya gerilme oranı

KİRİŞ-KOLONLARIN TASARIM PRENSİPLERİ VE LRFD, EUROCODE 3 VE TS 4561 ŞARTNAMESLERİ AÇISINDAN HESAP ESASLARININ İNCELENMESİ

ÖZET

Eğilme momenti ve aksenal yük birleşik etkisi altında çalışan yapı elemanlarına kiriş-kolon adı verilir. Teorik olarak bütün yapı elemanları birleşik aksenal kuvvet ve moment etkisi altında çalışırlar. Çekme, basınç, eğilme elemanı gibi sınıflandırmalar bir takım kabuller yapılarak basitleştirilmiş kiriş-kolon elemanlardır.

Bileşik etki durumunu analitik olarak incelemek ve kesin sonuçlar elde etmek zordur. Dolayısıyla pratik kullanım açısından, deneysel çalışmalar ile etkileşim diyagramları ve etkileşim denklemleri elde edilmiştir. Etkileşim denklemleri, normal kuvvet ve moment arasındaki ilişkiyi ve normal kuvvet ile deformasyon etkileşiminden ortaya çıkan ikincil moment etkilerini de hesaba dahil eden yaklaşık ifadelerdir.

Bu çalışmada, etkileşim denklemleri çerçevesinde, kiriş-kolonların davranışları ve tasarım prensipleri incelenmiştir. Daha sonra sırasıyla, Amerikan, Avrupa ve Türk plastik dizayn şartnameleri olan LRFD, EUROCODE 3 ve TS 4561 şartnamelerinin ilgili bölümleri irdelenmiştir. Şartnameler, sayısal örnek üzerinde uygulanıp karşılaştırılmıştır.

Elde edilen sonuçlar ışığında, LRFD ve EUROCODE 3 şartnamelerinin detaylı bir takım prosedürler uyguladığı, TS 4561 şartnamesinin bu iki standarda göre daha pratik ve basit bir yol izlediği görülmüştür. Bunun yanında elde edilen sonuç EUROCODE 3 şartnamesine göre yapılan tasarımla denktir. LRFD ile yapılan kontrolün sonucunda, EUROCODE 3 ve TS 4561 şartnamelerinden daha küçük bir kesit yeterli olmuştur.

DESIGN PRINCIPLES OF BEAM-COLUMNS AND CALCULATION ACCORDING TO LRFD, EUROCODE 3 VE TS4561 SPECIFICATIONS

SUMMARY

Members subjected to both axial load and moment are termed beam-columns. Theoretically all structural members work as beam-columns. Classifications like, tension, compression or bending members are special conditions of beam-columns by some assumptions.

It's hard to get exact solutions by analytical calculations on beam-columns. So, by some experimental studies, interaction curves and interaction equations had been created for a more practical way for the design procedure of beam-columns. Interaction equations are approximate expressions that take the relation between moment and axial load with secondary moment effects due to the interaction between axial load and deflection into account.

In this work, the behaviour and design principles of beam-columns are studied at the basis of interaction equations. Afterwards, the relevant sections of American LRFD, European EUROCODE 3 and Turkish TS 4561 plastic design specifications are studied. Calculation principles of the specifications are applied on an example.

As a result, it has been seen that, LRFD and EUROCODE 3 specifications follow a more complicated procedure for design and TS 4561 uses a simple and easier calculation methods. However the results obtained by TS 4561 are closer and more conservative than EUROCODE 3. The section obtained by LRFD is smaller than the section obtained by both EUROCODE 3 and TS 4561.

1 - GİRİŞ

1.1 - Konunun Tanımı

İşletme şartlarında, yapı elemanları farklı yük kombinasyonları altında çalışırlar. Çerçeve sistemlerde elemanlar, taşıyıcı özellikleri açısından üç gruba ayrılır:

- Eğilme etkisi altında çalışan elemanlar (kirişler)
- Eksenel basınç kuvveti altında çalışan elemanlar (kolonlar)
- Hem eksenel basınç, hem de eğilme etkisine maruz elemanlar (kiriş-kolonlar)

Teorik olarak, bütün yapı elemanları (öz ağırlığı etkisinde eğilen kafes elemanları gibi) bileşik eksenel kuvvet ve moment etkisi altındadır. Çekme, basınç ve eğilme elemanları olarak yapılan sınıflandırmalar, bazı kabuller ile basitleştirilmiş kiriş-kolon elemanlardır. Yani teorik olarak bütün yapı elemanları aslında kiriş-kolon davranışı gösterirler.

Laboratuar şartlarında bile, bir kolona eksenel yükü tam olarak kesit simetri ekseninden etkilemek mümkün değildir. Dolayısıyla, yük eksantrisitesi sebebiyle, ikincil eğilme momenti etkileri oluşacaktır. Bir çerçeve sistem içinde, kirişler kolonlara yan yüzeyinden veya guseli birleşimlerle monte edilerek yük aktarımı yapıldığından, yanal bir eğilme zorlaması açığa çıkar. Kullanılacak elemanlar, üretimden veya herhangi başka bir sebepten dolayı kusurlu olabilirler. Bu tip ön deformasyonlar sebebiyle de ikincil etkiler ortaya çıkar. Sistem içinde, sadece düşey yüklere maruz kalacak şekilde tasarlanmış ve mesnetlenmiş kolonlarda bile, rüzgar yükü gibi yanal etkiler sebebiyle eğilme momenti etkileri oluşur.

Kiriş-kolonların analizi, analitik olarak kolay ve kesin bir şekilde yapılamaz. Eğilme sebebiyle oluşan ikincil etkiler iki taraflı bir etkileşim halindedir. Yani, eğilme etkisiyle oluşacak deformasyon δ ile P eksenel kuvvetinin etkileşiminden $P\delta$ ikincil moment etkileri oluşur. Oluşan bu ek moment sebebiyle tekrar ek eğilme deformasyonları oluşur. Bunun sonucunda yine ek momentler oluşur. Bu etkileşim davranış denge haline erişene kadar devam eder. Dolayısıyla, bu ikincil etkileri ve

etkileşimlerini kesin bir şekilde hesaplamak mümkün değildir. Analizi yapılan elemanın, taşıyıcılık etkisini bazı kesitleri aktıktan sonra kaybedebilmesi de, analizi karmaşık yapan başka bir etkidir. Bu sebeplerden, çelik kiriş-kolonların tasarımı, deneysel ve teorik çalışmalar ile birtakım basitleştirici kabullere dayanır.

Çelik yapılarda, kiriş-kolonların tasarım kuralları ile ilgili üç yaklaşım bulunmaktadır.

- 1) Etkiyen yükler ve başlangıç eğriliği etkisinde, elemanın kullanılabilirlik kaybının ilk akma ile başlayacağı kabulüne dayanan sekant formülü. En eski yaklaşımdır. AASHTO ve AREA'nın köprü şartnamelerinde bileşik gerilme altındaki elemanların TASARIMına temel teşkil eder. Ayrıca Alman burkulma şartnamesinde bir alternatif olarak kabul edilmektedir.
- 2) Ampirik olarak belirlenmiş ve deneylerle kontrol edilmiş olan etkileşim denklemleri. Basitliği ve uygunluğu sebebiyle en çok kullanılan yöntemdir. Bu denklemler, eksenel kuvvet, eğilme momenti ve eleman geometrisi arasındaki etkileşim üzerine kuruludur. AISC, Alman burkulma şartnamesi DIN 4114, İngiliz şartnamesi BS 449 ve daha birçok şartname tarafından kullanılan en popüler yöntemdir.
- 3) En güncel yöntem ise, teorik olarak elde edilmiş, etkileşim eğrileri veya bu eğrilere yaklaşık olarak belirlenmiş denklemlerdir. AISC'nin plastik tasarım standardı bu metodu kullanmaktadır.

1.2 - Çalışmanın Kapsamı

Bu çalışma kapsamında, kiriş-kolonların davranış şekilleri, analizi ve AISC, Eurocode 3 ve TS 4561 şartnamelerine göre tasarım prensipleri incelenecektir.

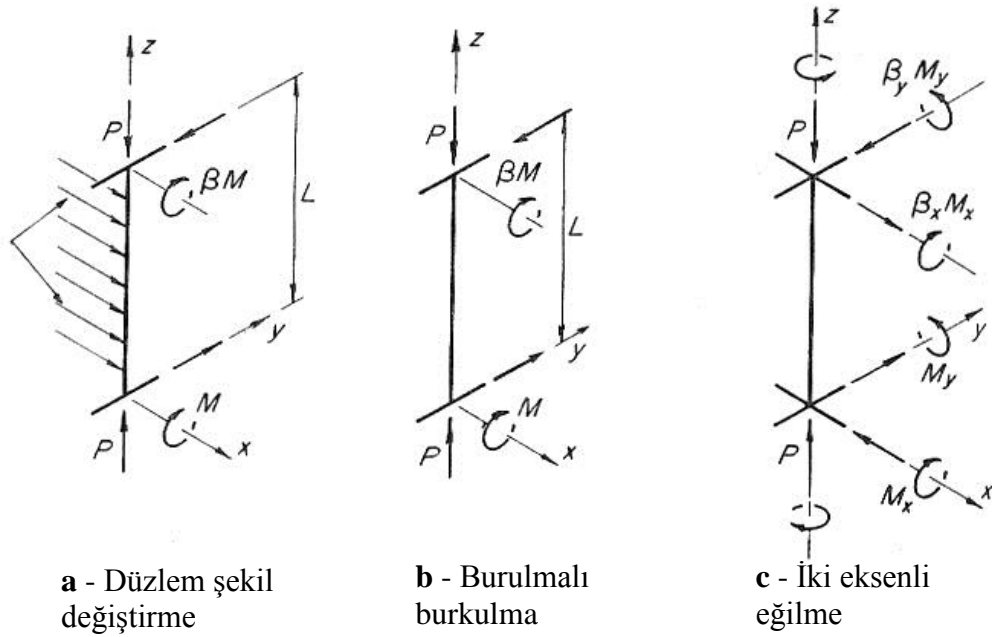
Son olarak, belirtilen bilgiler ışığında sayısal örnekler çözülüp, konunun bahsedilen standartlar açısından ele alınışı incelenecek ve karşılaştırmaları yapılacaktır.

2 - TEMEL TASARIM PRENSİPLERİ

Eğilme momenti ve aksenal basınç kuvvetine aynı anda maruz kalan elemanlara kiriş-kolon adı verilir. Kiriş-kolonlar, kirişlerin yanal yük veya moment taşıma özelliği ile kolonların aksenal yük taşıma davranışlarını üzerinde birleştirir. Yapılacak olan inceleme, aksenal basınç etkisi altındaki elemanların davranışı ile sınırlandırılacaktır. Aksenal kuvvetin çekme olması durumunda, kuvvet elemanı doğrusal tutmaya yönelik bir etki yapacağından, nispeten daha az elverişsiz bir durumdur.

Kiriş-kolon davranışı üç ana başlık altında incelenir

- 1) Düzlem (Tek aksenli) şekil değiştirme
- 2) Yanal burulmalı burkulma
- 3) İki aksenli eğilme



Şekil 2.1 - Kiriş-kolon davranışları

Bir kiriş-kolon, zayıf eksen etrafında eğiliyorsa ya da kuvvetli eksen etrafında eğilirken, yanal deformasyonlar tutulu ise, bu düzlem şekil değiştirme davranışıdır. Kirişlerin eğilme ve kolonların burkulma davranışları, bu davranışa örnek olarak gösterilebilir. Kuvvetli eksen etrafında eğilen fakat yanal deplasmanlara karşı tutulmayan elemanlar, eğilme düzlemi dışında eğilip burularak, burkulabilir. Kirişlerin yanal burulmalı burkulması bu davranış şekline örnektir. Genel olarak ise, kiriş-kolonlar, iki eksen etrafında da eğilip, burulabilirler. Bu iki eksenli eğilme şekli, üç boyutlu çerçeve sistemlerde görülür ve kiriş eğilmesi ve kiriş ve kolonların burulma davranışları arasındaki etkileşimi içerir.

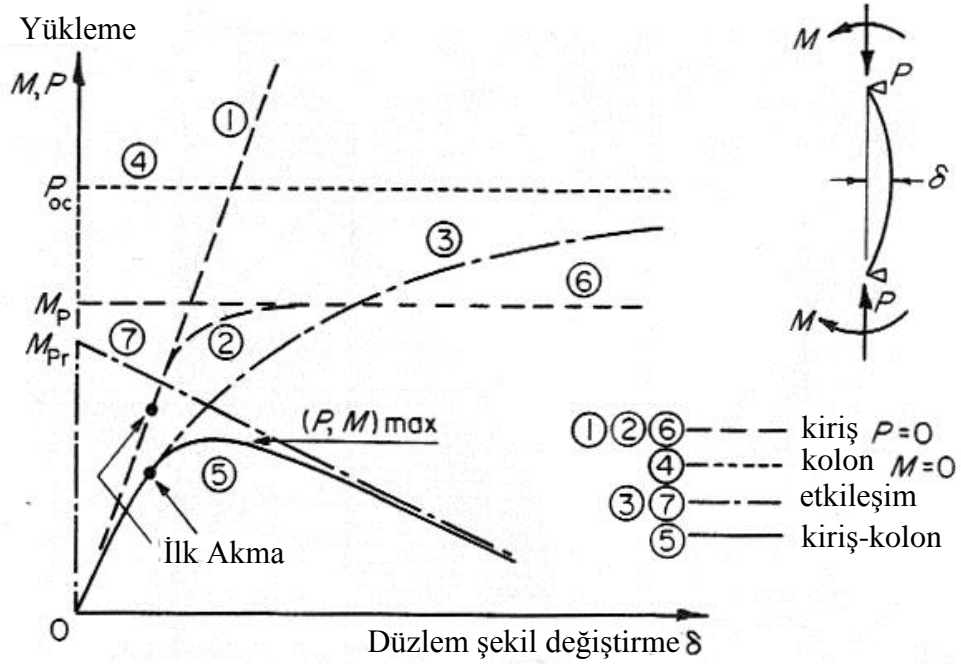
Çerçeveler de, sistemi meydana getiren elemanların özelliklerine göre davranış gösterirler. Sadece düğüm noktalarından yüklenen bir basit çerçevede, asal eğilmeler meydana gelmez ve elemanlar basit çekme ve basınç elemanları şeklinde çalışır. Asal eğilme oluşan çerçevelerde ise davranış, düğüm noktalarının durumuna ve sistemin 2 boyutlu çalışıp çalışmadığı kabulüne göre belirlenir. Basit düğüm noktaları ile birleştirilmiş çerçevelerde, elemanlar arası moment aktarımı ihmal edilecek kadar az olduğundan, elemanlar tekil kiriş-kolon olarak ele alınabilir. Bağlantıların rijit veya yarı rijit olması durumunda ise elemanlar arasında ciddi moment aktarımları oluşacağından, elemanlar arasındaki etkileşim dikkate alınmalıdır.

Bu tip bir çerçeve, düzlem yükler etkisinde ve 2 boyutlu kabul ediliyorsa, taşıyıcılık özelliğini, düzlem eğilme veya burulmalı burkulma tipi şekil değiştirmeler sonucunda kaybedecektir. Bununla birlikte, çerçeve veya yükleme durumu üç boyutlu ise, ayrı ayrı elemanların burulma veya iki eksenli eğilme davranışı göstermesine bağlı bir deformasyon modunda taşıyıcılık özelliğini kaybedecektir.

2.1 - Kiriş-kolonlarda Düzlem Şekil Değiştirme

Bir kiriş-kolonun şekil değiştirmesi, eğilme momentlerinin etki düzlemi ile sınırlandırılırsa, deformasyon davranışı, Şekil 2.2'de ifade edildiği gibi, kiriş eğilmesi ve kolon basınç burkulması davranışlarının etkileşimi şeklinde meydana gelir. **1** eğrisi, elastik kirişin lineer davranışını, **6** eğrisi rijit-plastik kirişin, plastikleşme momenti M_p ile sınırlandırılmış davranışını gösterir. **2** eğrisi ise, elastik ve tamamen plastik davranışı gösteren **1** ve **6** eğrileri arası geçişi göstermektedir. **4** eğrisi, elastik kritik yük P_{oc} için merkezi aksenal basınç kuvveti altında elastik

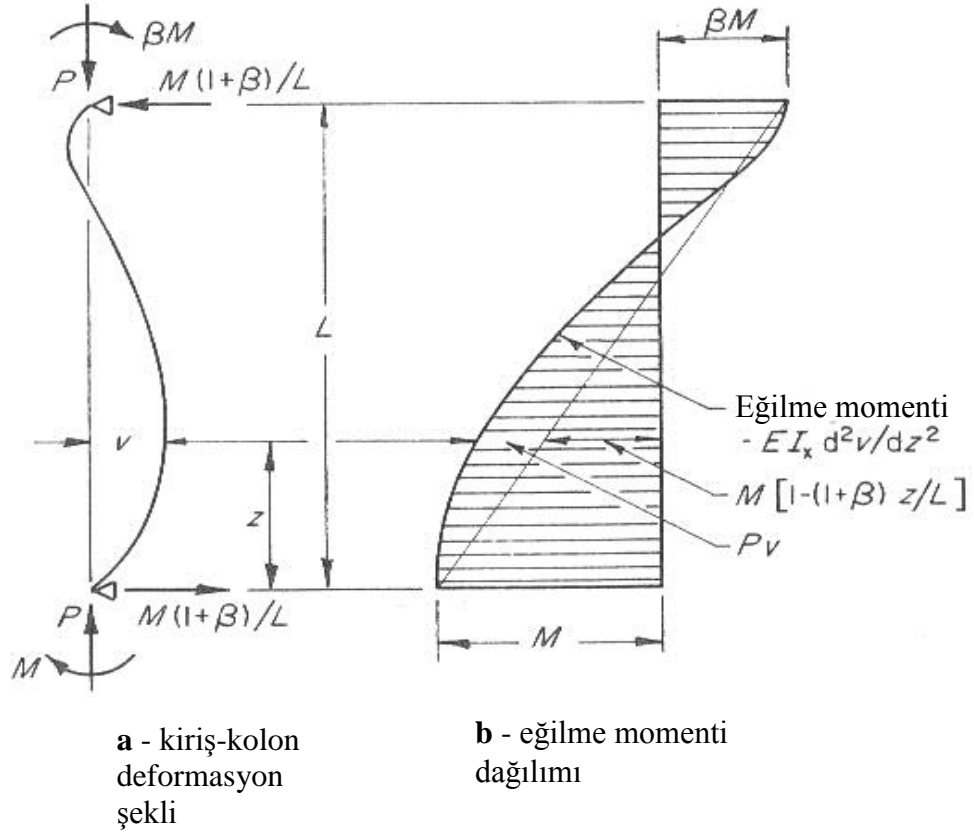
burkulma kolon davranışını göstermektedir. 3 eğrisi, elastik elemanlarda, aksenal yükün $P\delta$ etkisini de içererek eğilme ile burkulma arasındaki etkileşimi göstermektedir. 7 eğrisi, elemanda tam plastisite oluşturan aksenal kuvvet ile eğilme momenti arasındaki etkileşimi ifade etmektedir. Bu eğri, aksenal kuvvet ve $P\delta$ ikincil etkisi sebebiyle, M_p plastikleşme sınırının M_{pr} değerine indirgenmesi durumunu da göstermektedir. Bir kiriş-kolonun davranışı elastik davranışı ifade eden 3 eğrisi ile, tam plastisite durumunu ifade eden 7 eğrisi arasında geçiş yapan 5 eğrisi ile ifade edilmektedir.



Şekil 2.2 - Kiriş-kolonların düzlem davranışı

2.1.1 - Elastik Davranış

Şekil 2.1 a ve b'de aksenal kuvvet P ve M ile βM uç momentleri etkisindeki tipik bir kiriş-kolon gösterilmektedir. Bu ifadede β , M_1 ve M_2 uç momentlerini ortak bir M değeri şeklinde ifade etmek için kullanılan M_1/M_2 oranıdır ($M_1 < M_2$). β , -1 (tek eğrili şekil değiştirme) ile +1 (iki eğrili şekil değiştirme) arasında bir değer alabilir. Kiriş-kolonlarda, bu uç momentler ankastrelik uç momentlerinden farklı olarak, deplasmanlardan bağımsızdır ve elastik kritik yük $P_x = \pi^2 EI_x / L^2$ değerine bir etkileri yoktur. Eleman, zayıf eksenini etrafında eğilmeye karşı tutulmuştur dolayısıyla uç momentleri düzleminde eğilmektedir ve yüklemmeden önce tam olarak düz olduğu varsayılmıştır.



Şekil 2.3 - Kiriş-kolonda düzlem eğilme dağılımı

Kiriş-kolondaki mevcut eğilme momenti, kesme kuvvetleri ve uç momentler etkisi ile oluşan $M - M(1 + \beta)\frac{z}{L}$ ile eğilme deformasyonu sebebiyle oluşan Pv ek momentinin toplamıdır (Şekil 2.3 b). Eğilme momenti ile iç moment etkilerinin ($-EI_x d^2v/dz^2$) eşitliği ile elde edilen diferansiyel denklem

$$-EI_x \frac{d^2v}{dz^2} = M - M(1 + \beta)\frac{z}{L} + Pv \quad (2.1)$$

Mesnet koşullarını sağlayacak şekilde ($v_0 = v_L = 0$) diferansiyel denklemin çözümünden elde edilen şekil değiştirme ifadesi

$$v = \frac{M}{P} \left[\cos \mu z - (\beta \cos ec \mu L + \cot \mu L) \sin \mu z - 1 + (1 + \beta)\frac{z}{L} \right] \quad (2.2)$$

şeklindedir. Bu ifadede

$$\mu^2 = \frac{P}{EI_x} = \frac{\pi^2}{L^2} \frac{P}{P_x} \quad (2.3)$$

Eksenel yük P , P_x kritik değerine ulaştığında, μL değeri π değerine eşit olur ve $\text{cosec}\mu L$, $\text{cot}\mu L$, dolayısıyla v deplasmanı Şekil 2.2'deki 3 eğrisinde görüldüğü gibi sonsuza gider.

Maksimum eğilme momentinin oluştuğu yeri belirlemek için

$$\frac{d(-EI_x d^2v/dz^2)}{dz} = 0 \quad (2.4)$$

diferansiyel denkleminin çözülmesiyle elde edilen

$$\tan \mu z_m = -\beta \text{cosec} \mu L - \cot \mu L \quad (2.5)$$

eşitliğini sağlayan z_m , maksimum moment lokasyonu elde edilir.

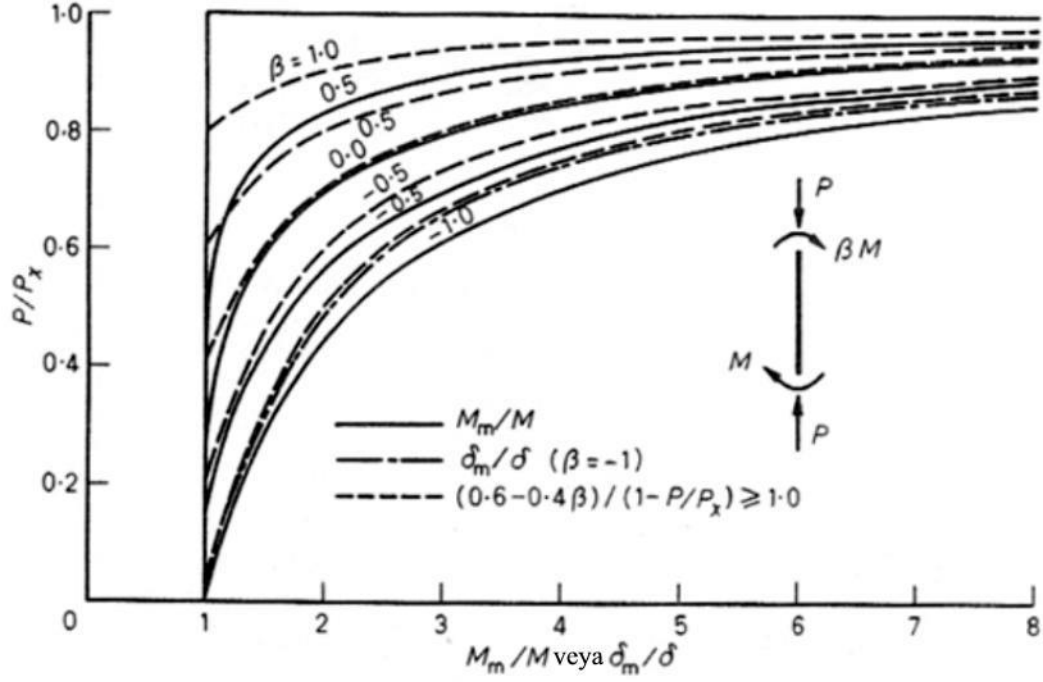
$\beta < -\cos \pi \sqrt{P/P_x}$ durumunda, z_m pozitif değer alır, yani maksimum moment açıklıkta oluşur. Bu durumda maksimum moment ifadesi

$$M_m = M \sqrt{1 + \left(\beta \text{cosec} \pi \sqrt{P/P_x} + \cot \pi \sqrt{P/P_x} \right)^2} \quad (2.6)$$

şeklinde olur. $\beta > -\cos \pi \sqrt{P/P_x}$ olması durumunda ise z_m değeri negatif olur.

Dolayısıyla maksimum moment değeri uç moment değeri yani $M_m = M$ olur.

M_m/M ve P/P_x ile β arasındaki etkileşimi gösteren diyagram Şekil 2.4'te gösterilmiştir.



Şekil 2.4 - Elastik kiriş-kolonda maksimum moment ve şekil değiştirmeler (**Trahair ve Bradford, 1988**)

Genel olarak, P/P_x oranının düşük değerleri için M_m değeri, M değerine eşit veya yakın değerini korur. M_m değerinin artmaya başladığı en düşük P/P_x oranı düzgün eğilme durumu ($\beta = -1$) koşulunda oluşur. β değerinin artması ile de bu başlangıç değeri yükselir. M_m değerinin artarak M uç momenti değerinden uzaklaşması, ilk etapta yavaş bir şekilde oluşur. Daha sonra hızla büyür ve etkiyen eksenel kuvvet P_x burkulma yüküne yaklaştıkça çok büyük değerler alır.

Düzgün (tek eğrili) eğilen kiriş-kolonlar için maksimum deformasyon değeri δ_m , şekil değiştirme denklemi basitleştirilerek

$$\frac{\delta_m}{\delta} = \frac{8/\pi^2}{P/P_x} \left[\sec \frac{\pi}{2} \sqrt{P/P_x} - 1 \right] \quad (2.7)$$

şeklinde ifade edilir. Burada $\delta = ML^2/8EI_x$, yalnız moment etkisi ($P = 0$) durumu için δ_m maksimum deformasyonun alacağı değerdir. Bu durumda maksimum moment

$$M_m = M \sec \frac{\pi}{2} \sqrt{P/P_x} \quad (2.8)$$

değerini alır. Bu deformasyon ve moment denklemleri Şekil 2.4'te boyutsuz olarak gösterilmiştir. Bu denklemler, sadece moment etkisi altındaki elemanlarda ($P = 0$) oluşan deplasman δ ve uç moment değerlerini yakınsamak amacıyla $1/(1 - P/P_x)$ faktörü kullanılarak modifiye edilebilir.

Uç momentlerin farklı olması durumu için ($\beta > -1$) M_m değeri,

$$\frac{M_m}{M} = \frac{C_m}{1 - P/P_x} \geq 1.0 \quad (2.9)$$

Bu faktörün bazı durumlarda, ikinci merteye etkilerin üzerinde ekonomik olmayan sonuçlar vermesi söz konusudur. Bunu bertaraf edebilmek için, C_m küçültme katsayısı kullanılır. C_m ,

$$C_m = 0.6 - 0.4\beta \quad (2.10)$$

şeklindedir. Şekil 2.4'te de görüldüğü gibi, bu yaklaşım $\beta > 0$ için uygun, $\beta < 0$ durumu için nispeten daha çok sapma gösteren bir sonuç verir.

Bir kiriş-kolonda oluşan maksimum gerilme f_{max} , aksenal kuvvet sebebiyle oluşan gerilme ile maksimum eğilme momenti sebebiyle oluşan maksimum gerilmenin toplamıdır.

$$f_{max} = f_{ac} + f_{bcx} \frac{M_m}{M} \quad (2.11)$$

Bu ifadede, $f_{ac} = P/A$ aksenal kuvvet sebebiyle oluşan gerilme, $f_{bcx} = M/Z_x$ eğilme momenti sebebiyle oluşan gerilme ifadesidir. Eleman üzerinde kalıcı gerilmeler bulunmaması durumunda, elastik sınır aşılmayacaktır; f_{max} , akma gerilmesi de F_Y 'den ufak bir değer olacaktır. Dolayısıyla, yukarıdaki ifadeler

$$\frac{P}{P_Y} + \frac{M}{M_Y} \frac{M_m}{M} \leq 1.0 \quad (2.12)$$

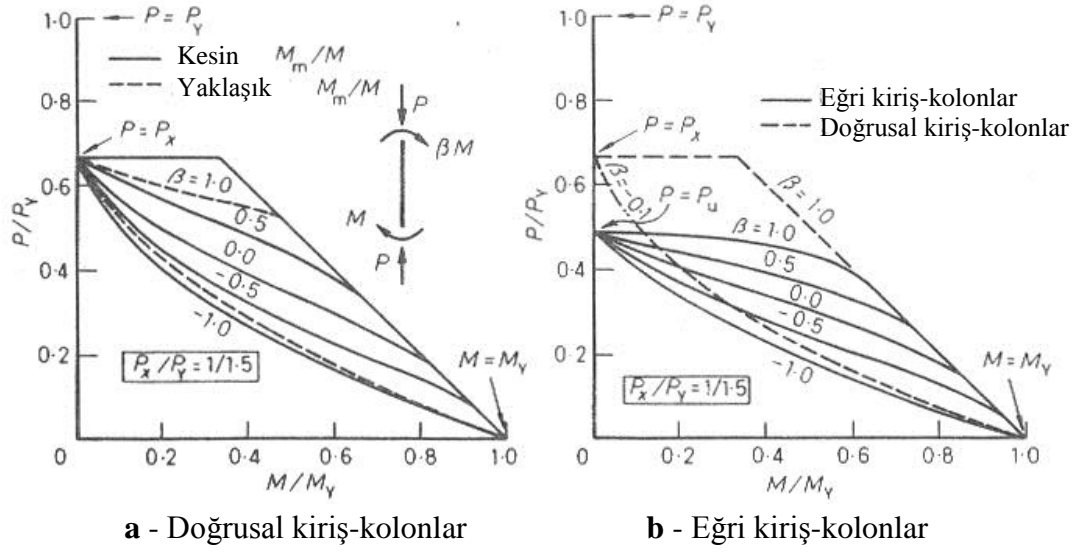
şartı altında geçerlidir. Burada $P_Y = AF_Y$ burkulma yükü, $M_Y = F_Y Z$ ilk akma momenti ifadeleridir. Şekil 2.2 3 eğrisinde işaretlenen ilk akma noktasından da anlaşılacağı üzere, akma sınırı dayanım açısından bir alt sınır belirler. Elastik kritik yük ise daha üst bir sınır belirlemektedir.

Akma limiti P/P_Y değerinin M/M_Y ile β uç moment oranına göre değişimini gösteren diyagram Şekil 2.5 a'da $P_x = P_Y/1.5$ için verilmiştir. İki eğrili eğilen kiriş kolonlarda ($\beta = 1$), $M_m = M$, dolayısıyla P ile M arasındaki ilişki, elastik burkulma yükü P_x 'e ulaşana kadar lineerdir. Uniform eğilme etkisi altındaki elemanlarda ise ($\beta = -1$), eksenel yükün moment arttırıcı ikincil etkileri sebebiyle P ile M arasındaki ilişki lineer değildir. Aynı diyagram üzerinde, kesin ve yaklaşık sonuçlar üzerine bir karşılaştırma yapabilmek açısından, yukarıda bahsedilen yaklaşım uygulaması ile elde edilen sonuçlar da gösterilmektedir.

Eksenel yükün çekme olması durumunda, maksimum moment değeri asla uç moment M şiddetini geçmez. Dolayısıyla yaklaşık bir elastik limit basit bir etkileşim formülü olan

$$\frac{P}{P_Y} + \frac{M}{M_Y} \leq 1.0 \quad (2.13)$$

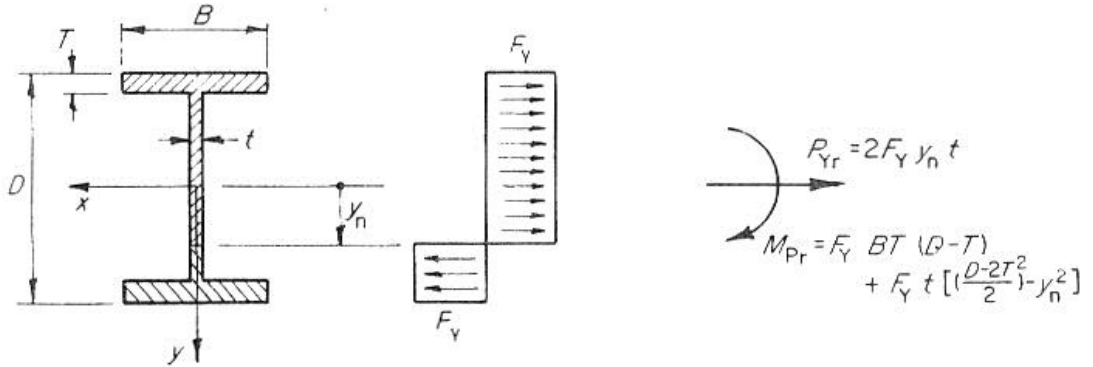
ifadesi ile belirlenebilir.



Şekil 2.5 - Eşit olmayan uç momentler etkisindeki kiriş-kolonun ilk akması (Trahair ve Bradford, 1988)

2.1.2 - Plastik Davranış

Kuvvetli eksen etrafında eğilen bir kiriş-kolonda, kesitte tamamen plastikleşme yaratan M_{Pr} eğilme momentinin ve P_{Yr} aksel kuvvetinin bileşik etkisi incelenerek dayanımın üst sınırı belirlenebilir.



Şekil 2.6 - Tam plastikleşmiş kesit

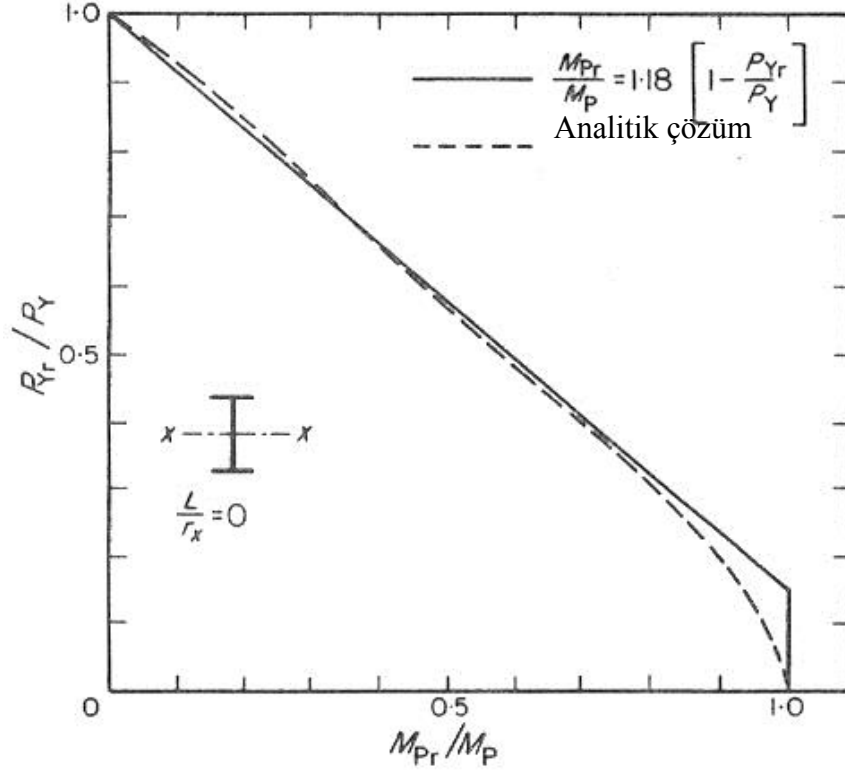
Şekil 2.6'da gösterilen şekilde, bir I kesit örneği için, moment ve aksel kuvvet kombinasyonunun etkisi, sadece moment etkisi altında ($P = 0$)

$$M_p = F_y BT(D-T) + F_y t \left(\frac{D-2T}{2} \right)^2 \quad (2.14)$$

tamamen plastikleşme durumu ile, sadece aksel kuvvet durumunda ($M = 0$)

$$P_Y = F_Y [2BT + (D - 2T)t] \quad (2.15)$$

tam plastikleşme uç durumları arasında bir davranış gösterir.



Şekil 2.7 - “0” uzunluklu elemanlar için etkileşim diyagramları (Galambos ve Beedle, 1964)

M_{Pr} ve P_{Yr} arasındaki etkileşim Şekil 2.7 diyagramında kesikli çizgi ile gösterilmiştir. Bu kombinasyonlar, tam plastikleşme oluşturan eğilme momentinin yaklaşık olarak M uç momentine eşit olduğu çok kısa kolonlarda aynen kullanılabilir. Aynı diyagramda

$$\frac{M_{Prx}}{M_{Px}} = 1.18 \left[1 - \frac{P_{Yr}}{P_Y} \right] \leq 1.0 \quad (2.16)$$

bu yaklaşım, analitik sonuçlara yakın sonuçlar vermektedir. Yalnızca $P \approx 0.15P_Y$ durumu için %5’lik bir sapma görülmektedir. bu sapma ihmal edilebilir, zira analitik çözümde şekil değiştirme sertleşmesinin katkısı ihmal edilmektedir.

Zayıf eksen etrafında eğilen bir I kesit için de benzer şekilde analiz yapılabilir. Bu durumda, tam plastisite durumundaki yük ve moment durumu için uygun yaklaşım

$$\frac{M_{Pr,y}}{M_{Py}} = 1.19 \left[1 - \left(\frac{P_{Yr}}{P_Y} \right)^2 \right] \leq 1.0 \quad (2.17)$$

şeklinde ifade edilir.

Kiriş-kolonlar, genel kesit tipleri için tam plastisite durumundaki yük ve moment durumu, lineer etkileşim denklemi

$$\frac{M_{Pr}}{M_P} = 1 - \frac{P_{Yr}}{P_Y} \quad (2.18)$$

kullanılarak belirlenebilir.

Uzun kolonlarda, stabilite problemi ciddi bir etken olmaya başlar ve herhangi bir kesit tam plastisite durumuna erişmeden taşıyıcılık özelliği kaybolur. Kiriş-kolon δ kadar eğilme yaptığı zaman, elemanda oluşan maksimum moment değeri $M + P\delta$ olur. Bu durumda, tam plastisite durumunda M momentinin ifadesi

$$M = M_{Pr} - P\delta \quad (2.19)$$

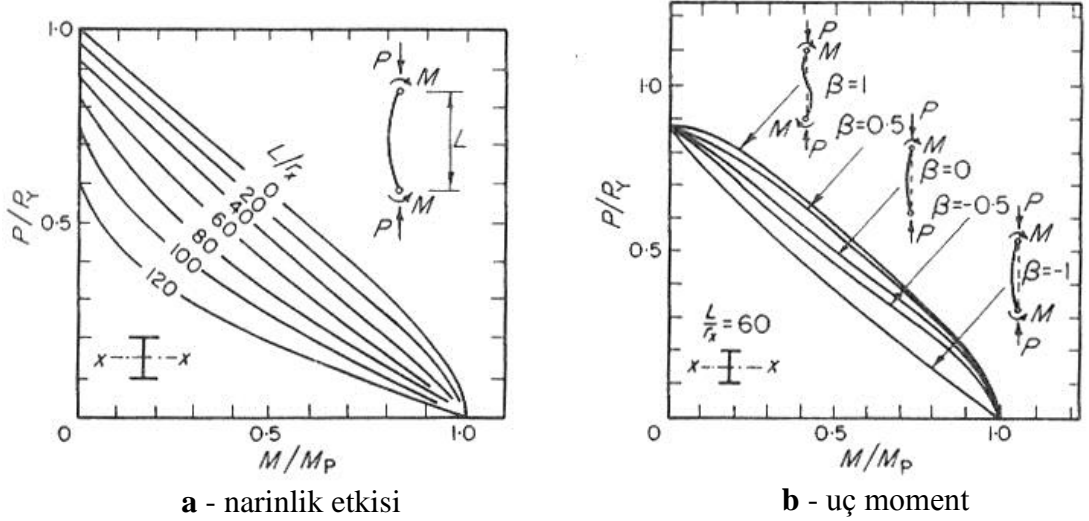
şeklinde ifade edilir. Yani tam plastisite meydana getiren M değeri, deformasyon miktarı arttıkça M_{Pr} momentine göre azalır. Bu durum Şekil 2.2'deki 7 eğrisi ile gösterilmiştir. Bu eğri ile belirtilen kiriş-kolon davranışı, ancak maksimum dayanım aşıldıktan sonra ulaşılabilecek bir sınır değer belirler.

2.1.3 - Taşıma Gücü

Bir kiriş-kolon, taşıma gücü sınırına, akmanın başladığı yük ile, tam plastikleşmenin gerçekleştiği yük değeri arasında bir büyüklükte ulaşır. Bu iki sınır tanımlaması arasında genel olarak çok fark vardır. Doğru bir dayanım belirlemek açısından kusurlu kiriş-kolonların elastoplastik analizinin yapılması gerekir. Kiriş-kolonların dayanımının belirlenmesi için iki ayrı yaklaşık analitik yaklaşım kullanılabilir. Bunlar, primer eğiklik durumu ve yerleşik gerilmelerin bulunması durumları olup, dolayısıyla gerçek basınç elemanları üzerindeki mevcut düzensizlikleri dikkate alan yaklaşımlardır.

2.1.3.1 - Düzgün Kiriş-kolonların Elastoplastik Dayanımı

Kalıcı gerilmeler etkisi altındaki, tam düzgün bir kiriş-kolonun dayanımını elde etmek için elastoplastik nonlineer davranışı ile maksimum taşıma kapasitesini analiz etmek gerekir. Şekil 2.8'de örnekler verilmiştir.



Şekil 2.8 - Kiriş-kolonlar için taşıma gücü etkileşim diyagramları (Galambos ve Beedle, 1964)

Şekil 2.8 a'da, eşit ve ters işaretli uç momentleri etkisinde ($\beta = -1$) maksimum yük P ile M uç momentinin, kuvvetli eksen narinlik oranına göre etkileşimi gösterilmektedir. Şekil 2.8 b'de ise uç moment oranı β ile etkileşimleri narinlik oranı $L/r_x = 60$ değeri için verilmiştir.

Daha önce de belirtildiği gibi, uç dayanım basit ve yaklaşık bir şekilde 2.16 ve

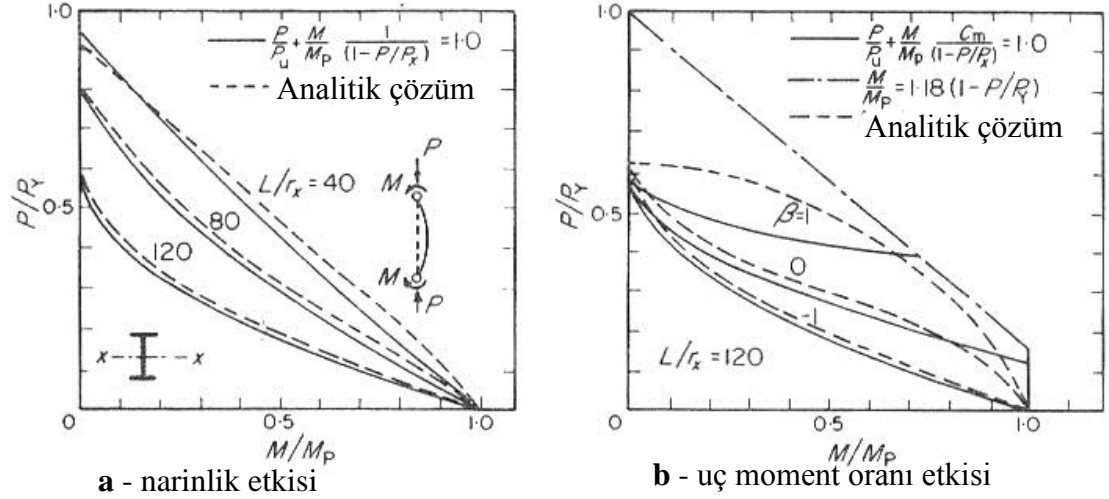
$$\frac{P}{P_u} + \frac{M}{M_p} \frac{C_m}{(1 - P/P_x)} \leq 1.0 \quad (2.20)$$

denklemlerini sağlayan P ve M değerlerinin bulunmasıyla da belirlenebilir. Bu ifadede, P_u sadece aksenal yük etkisi altında, kuvvetli eksen etrafında eğilen kolonun uç dayanım yükü, P_x kuvvetli eksen burkulma yüküdür. C_m değeri ise

$$C_m = 0.6 - 0.4\beta \geq 0.4 \quad (2.21)$$

şeklinde ifade edilir.

2.16 denklemleri, M uç momenti değerinin M_{Pr} azaltılmış plastik momenti değerini aşmayacağını gösterir ve çok kısa kolonlar ($L/r_x \rightarrow 0$) ile, iki eğrili eğilme gösteren bazı elemanlar ($\beta > 0$) için dayanımı belirtmektedir. Şekil 2.9 b'de örnek olarak gösterilmiştir.



Şekil 2.9 - Kiriş-kolonların etkileşim formülasyonu (Galambos ve Beedle, 1964)

2.20 denklemleri daha narin elemanlar için eğilme ve burkulma arasındaki etkileşimi ifade eder. 2.20 denkleminin eşit ve ters işaretli uç momentler durumu ($\beta = -1$) için doğruluğu Şekil 2.9 a'da gösterilmiştir.

Farklı uç momentler durumunun ($\beta > -1$) uç dayanıma etkisi, 2.20 denkleminde, C_m katsayısı kullanılarak ifade edilir. Bu katsayı, M ve βM uç momentlerini eşdeğer, eşit ve ters işaretli $C_m M$ momentlerine çevirir. 2.20 denkleminin, uç momentlerinin farklı olması durumu için uygunluğu Şekil 2.9 b'de gösterilmektedir. β 'nin büyük değerleri ve yüksek uç momenti değerleri dışında bu yaklaşımın uygun olduğu görülmektedir. yüksek moment değerinde, analitik olarak elde edilen uç dayanımın üzerinde bir değer verse de, haddesiz sebebiyle oluşan dayanım artışının analitik çözüme dahil edilmesi durumunda bu fark azalır. β 'nin yüksek değerleri için oluşan sapma ise 2.21 ile ifade edilen 0.4 sınırlandırması ile ilgilidir.

Etkileşim denklemleri, uç dayanımı belirlemek açısından basit ve yeterli olduklarından, kuvvetli eksen etrafında eğilen I kesitler gibi, genel kesitler için ve zayıf eksen etrafında eğilen I kesitler için de kullanılabilir. Bu durum için, M_p , P_u ve

P_x parametreleri, zayıf eksen için geçerli eşdeğerleri ile yer değiştirir ve 2.16 denklemi yerine 2.17 denklemi kullanılır.

2.1.3.2 - Eğri Kiriş-kolonlarda İlk Akma

Gerçek kiriş-kolon dayanımını belirlemek için ikinci bir yaklaşım da, üzerinde kalıcı gerilmelerin olmadığı, eğri bir kiriş-kolonun ilk akma sınırını belirlemektir. Kalıcı gerilmelerin etkisini yaklaşık olarak ele alabilmek açısından eğrilik miktarının etkisi arttırılır.

Bir kiriş-kolonda, yerleşik eğrilik ifadesi

$$v_0 = \delta_0 \sin \pi z / L \quad (2.22)$$

şeklindedir. Bu durumda diferansiyel denklem

$$-EI_x \frac{d^2 v}{dz^2} = M - M(1 + \beta) \frac{z}{L} + P(v + v_0) \quad (2.23)$$

şeklini alır. Bu denklemin, mesnet koşullarını sağlayacak şekilde ($v_0 = v_L = 0$) çözümü ile deformasyon denklemi

$$v = (M/P) [\cos \mu z - (\beta \cos ec \mu L + \cot \mu L) \sin \mu z - 1 + (1 + \beta) z/L] + [(\mu L/\pi)^2 / (1 - \mu^2 L^2 / \pi^2)] \delta_0 \sin \pi z / L \quad (2.24)$$

şeklinde elde edilir. Burada

$$(\mu L/\pi)^2 = P/P_x \quad (2.25)$$

daha önce de ifade edilen şekilde yürütülen denklem çözümleri sonucunda

$$\frac{P \delta_0}{M} = \frac{\mu L}{\pi} \left(1 - \frac{\mu^2 L^2}{\pi^2} \right) \frac{(\beta \cos ec \mu L + \cot \mu L) \cos \mu z_m + \sin \mu z_m}{\cos \pi z_m / L} \quad (2.26)$$

eşitliğinden maksimum momentin olduğu lokasyon bulunur. Maksimum moment değeri de

$$\frac{M_m}{M} = \cos \mu z_m - (\beta \cos ec \mu L + \cot \mu L) \sin \mu z_m + \frac{(P \delta_0 / M)}{(1 - \mu^2 L^2 / \pi^2)} \sin \frac{\pi z_m}{L} \quad (2.27)$$

eşitliğinden elde edilir.

İlk akma, maksimum gerilmenin, akma gerilmesi F_Y değerine ulaşması durumunda yani

$$\frac{P}{P_Y} + \frac{M_m}{M_Y} = 1 \quad (2.28)$$

veya

$$\frac{P}{P_Y} \left\{ 1 + \frac{M_m}{M} \frac{P_Y}{P_0} \frac{P_0 \delta_0}{M_Y} \frac{M}{P \delta_0} \right\} = 1 \quad (2.29)$$

eşitliklerinin oluşması durumunda meydana gelir. $M = 0$ özel durumunun çözümü, tipik bir eğri kolon için yapılan çözümün aynısıdır. Bu durumda, $z_m = L/2$ olacağından denklemde yerine konursa

$$M_m = P \delta_0 / (1 - \mu^2 L^2 / \pi^2) \quad (2.30)$$

maksimum moment ifadesi elde edilir. Bu durumda, 2.29 denklemini sağlayan P ve P_0 değerleri

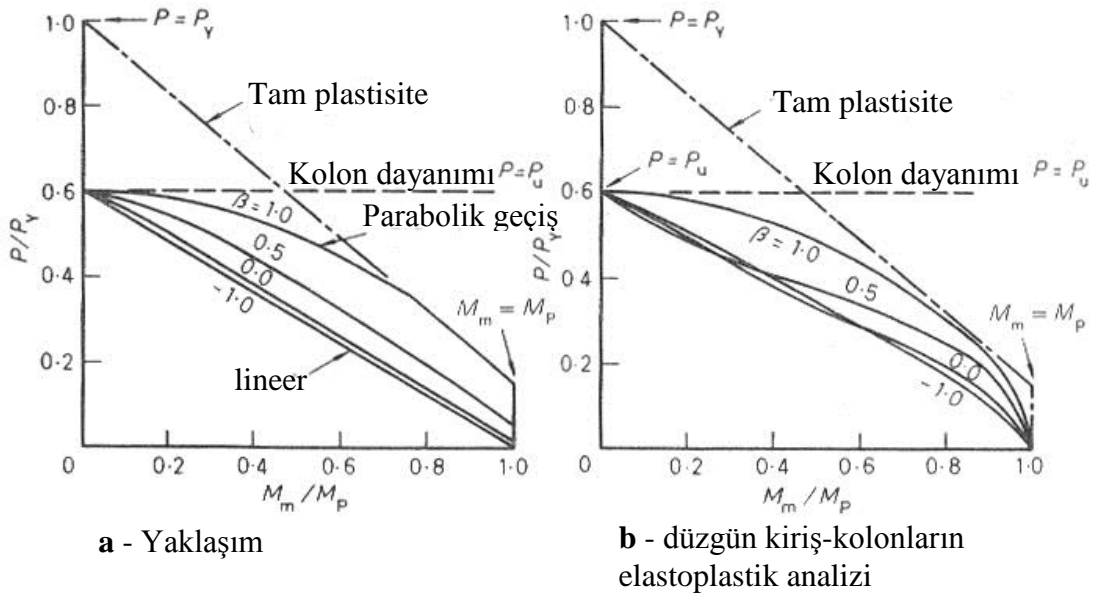
$$\frac{P_0}{P_Y} + \frac{P_0 \delta_0 / M_Y}{\{1 - (P_0 / P_Y) / (P_x / P_Y)\}} = 1 \quad (2.31)$$

şeklinde ifade edilir.

İlk akma için, herhangi bir P/P_Y oranına karşılık gelen M/M_Y değerini, bir tür deneme yanılma metodu kullanarak elde etmek mümkündür. İlk olarak bir z_m/L oranı belirlenir ve bu 2.26 denkleminde kullanılarak $P \delta_0 / M$, 2.27 denkleminde kullanılarak M_m / M değeri belirlenir. Bulunan bu değerler 2.29 denkleminin sol tarafını hesaplamak için kullanılır. Denklemi sağlayan değerler elde edilene kadar bu işlem tekrarlanır.

Bu doğrultuda elde edilen bazı sonuçlar Şekil 2.5 b'de verilmiştir. M sıfıra yaklaştıkça, akma aksenal yükü artarak P_u değerine yaklaşır. P_u değeri, kusurların etkisiyle, elastik burkulma yükü P_x değerinin altında bir değere indirgenir. Eğri kiriş-kolonlarda P azaldıkça, ilk akma yükü düzgün kiriş-kolonun sınır yüküne yaklaşır.

Tek eğrili düzgün deforme olan kiriş-kolon elemanlarda ($\beta = -1$), M ile P arasındaki etkileşim lineer değildir ve tanımlayan diyagram içbükeydir. M uç momenti yerine, M_m maksimum moment ifadesinin kullanılması durumunda, M_m ile P arasındaki ilişki, ikincil etkiler sebebiyle M üzerine eklenen moment etkilerini de kapsayacağından dışbükeyleşir. M_m/M_y ile P/P_U arasında belirlenecek yaklaşık ve lineer bir etkileşim, ilk akma için uygun bir sonuç verecektir. Bu yaklaşım M_m değeri arttıkça, dolayısıyla plastik moment sınırı M_p yerine akma momenti M_y 'ye yaklaşacağından gerçeğe daha yakın sonuçlar verir. Bu problem, yaklaşımı $M_m/M_p = 1$ durumunda $P/P_U = 0$ koşulunu sağlayan, Şekil 2.10 a'da gösterilen şekilde lineer bir ifadeye çevirmek suretiyle aşılabilir. Bu tip bir yaklaşım, Şekil 2.10 b'de görüldüğü gibi yerleşik gerilmeler altındaki düzgün eğilme altındaki düz kiriş-kolonların analitik dayanımları için de uygulanabilir.



Şekil 2.10 - Kiriş-kolonların dayanımı

İki eğrili eğilme altındaki ($\beta = 1$), kolon-kirişlerde, genellikle maksimum moment eleman uçlarında oluştuğundan, açıklık ortasında daha büyük olan yerleşik eğriliğin maksimum moment üzerinde çok düşük bir etkisi vardır. Dayanımın belirlenmesi için, P_u kolon dayanımından, tam plastisite durumuna parabolik bir geçiş şeklinde ifade edilecek bir yaklaşım yapmak mümkündür. Bu yaklaşım Şekil 2.10 b'de gösterilen, yerleşik gerilme ve hadde sertleşmesinin olmadığı düz kiriş-kolona ait analitik ifadesi ile de uygunluk göstermektedir.

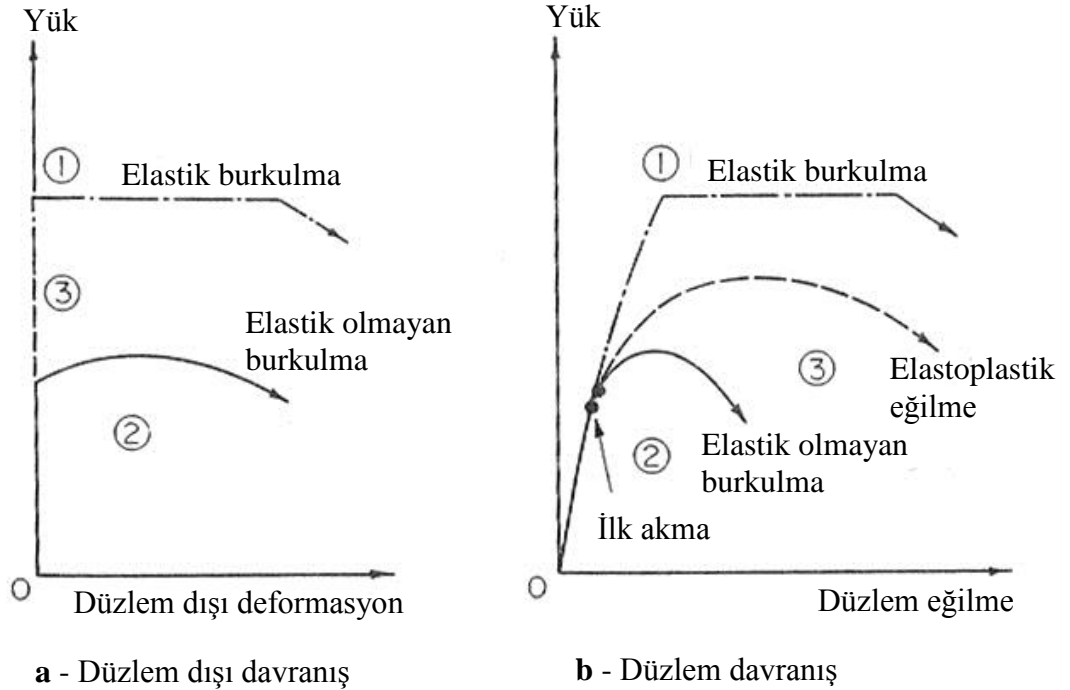
Uç momentleri eşit olmayan kiriş-kolonların taşıma gücü için, düzgün tek eğrili ($\beta = -1$) ve iki eğrili ($\beta = 1$) kiriş-kolon davranışları için ifade edilen yaklaşımlar arasında bir interpolasyon yapılabilir. Bu interpolasyon

$$\frac{M}{M_p} = \left(1 - \left(\frac{1+\beta}{2}\right)^3\right) \left(1 - \frac{P}{P_u}\right) + 1.18 \left(\frac{1+\beta}{2}\right)^3 \sqrt{1 - \frac{P}{P_u}} \leq 1.0 \quad (2.32)$$

ifadesine uygun şekilde yapılmalıdır. İnterpolasyon işlemi, sonuç eğrilerini Şekil 2.10 b’de $\beta = -1$ için ifade edilen lineer eğriye ötelemek için yapılır.

2.2 - Kiriş-Kolonlarda Yanal Burulmalı Burkulma

Kuvvetli eksen etrafında eğilmeye zorlayan momentler etkisinde olan fakat zayıf eksen deformasyonlarına karşı tutulmamış kiriş-kolonlar, düzlem davranışta belirlenen maksimum aksenal yükten daha düşük bir yük etkisinde yanal olarak burulup burkulabilir. Bu durum, eleman elastik sınırı aşmadan gerçekleşebileceği gibi, düzlem eğilme ve basınç etkisi altında akma başladıktan sonra da oluşabilir. Şekil 2.11’te bununla ilgili diyagramlar gösterilmiştir.



Şekil 2.11 - Kiriş-kolonların burulmalı burkulması

2.2.1 - Elastik Davranış

2.2.1.1 - Eşit Uç Momentlerin Etkidiği Kiriş-Kolonlar

Tam düz, elastik bir kiriş-kolonun, eşit ve ters işaretli M uç momentleri ($\beta = -1$) ve P aksenal kuvveti etkisi altında olduğunu düşünelim. Eleman, uçlarından basit mesnetlerle tutulmuş, dönme açısından serbest $\left(\frac{d^2\phi}{dz^2}\right)_{0,L} = 0$, burulmaya karşı tutuludur $u_{0,L} = \phi_{0,L} = 0$.

Kesit iki eksenli simetrik dolayısıyla, kesme merkezi ile ağırlık merkezi çakışmıştır.

Etkiyen kuvvet ve momentler, P_{oc} ve M_c kritik değerlerine ulaştıklarında, eğilme ve burulma deformasyonlarının bir arada olduğu bir denklik durumu söz konusudur. Dolayısıyla kritik değerleri elde etmek için, dengeyi sağlayan bir eğilme ve burulma durumu belirlenebilir. Bu durumda, zayıf eksende eğilme için denge denklemi

$$EI_y \frac{d^2u}{dz^2} + P_{oc}u = -M_c\phi \quad (2.33)$$

burulma için denge denklemi

$$(GJ - P_{oc}r_0^2) \frac{d\phi}{dz} - EI_w \frac{d^3\phi}{dz^3} = M_c \frac{du}{dz} \quad (2.34)$$

şeklindedir. bu ifadede $r_0 = \sqrt{I_x + I_y}/A$ polar atalet yarıçapıdır. 2.33 denklemi, $M_c = 0$ durumunda burkulma basınç elemanları için

$$EI \frac{d^2u}{dz^2} = -P_{oc}u \quad (2.35)$$

Kiriş burkulması durumu $P_{oc} = 0$ için,

$$EI_y \frac{d^2u}{dz^2} = -M_c\phi \quad (2.36)$$

şeklinde indirgenir. 2.34 denklemi de, $M_c = 0$ durumunda basınç elemanlarının burulmalı burkulma ifadesi olan

$$\frac{P}{A} r_1^2 \frac{d\phi}{dz} = GJ \frac{d\phi}{dz} - EI_w \frac{d^3\phi}{dz^3} \quad (2.37)$$

denkleminin elde edilmesi için kullanılabilir ve $P_{oc} = 0$ durumunda, kiriş burkulması ifadesine

$$GJ \frac{d\phi}{dz} - EI_w \frac{d^3\phi}{dz^3} = M_c \frac{du}{dz} \quad (2.38)$$

indirgenir. Kiriş-kolonun burkulmuş şekli

$$u = \frac{M_c}{P_y - P_{oc}} \phi = \delta \sin \frac{\pi z}{L} \quad (2.39)$$

denkleminle ifade edilir. Burada $P_y = \pi^2 EI_y / L^2$, aksel yükü bir kolonun zayıf eksene göre burkulma yükünü ifade eder. δ ise, açıklık ortası eğilmesinin belirlenmemiş büyüklüğünü ifade eder. Belirtilen mesnet koşulları ve şekil değiştirme ifadeleri kullanılarak, P_{oc} , M_c elastik burkulma kombinasyonu

$$\frac{M_c^2}{r_0^2 P_y P_z} = \left(1 - \frac{P_{oc}}{P_y}\right) \left(1 - \frac{P_{oc}}{P_z}\right) \quad (2.40)$$

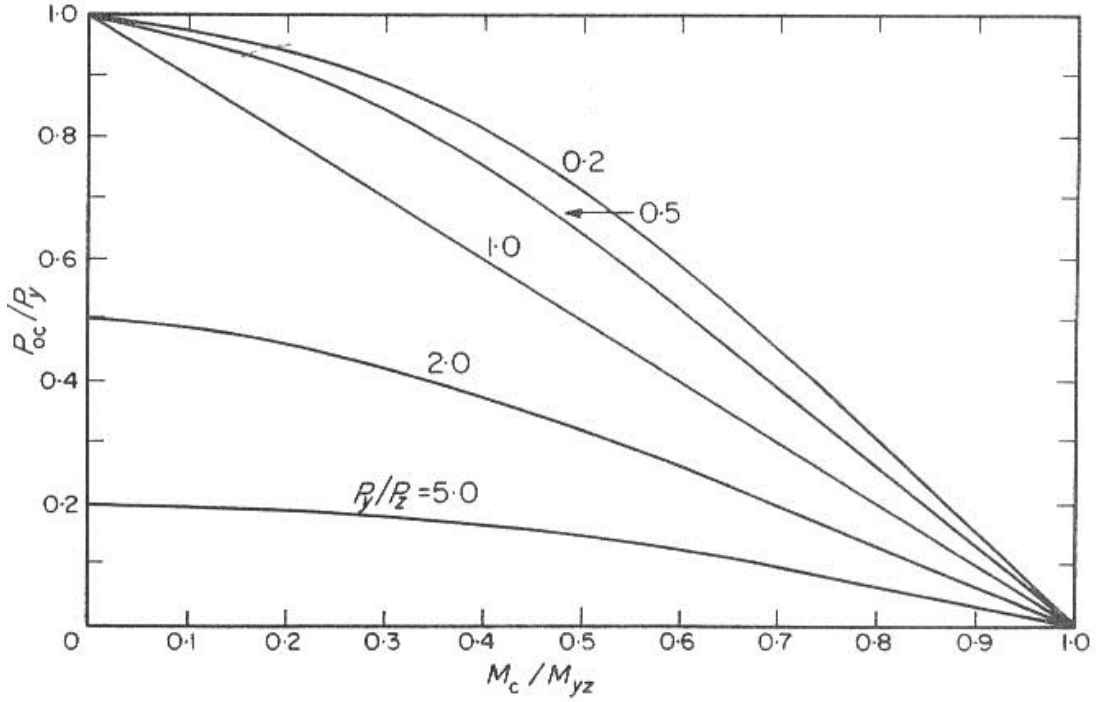
şeklinde ifade edilir. Burada,

$$P_y = \pi^2 EI_y / L^2 \quad (2.41)$$

$$P_z = \left(GJ / r_0^2\right) \left(1 + \pi^2 EI_w / GJL^2\right) \quad (2.42)$$

ifadeleri, aksel yüklenmiş elastik kolonun zayıf eksen ve burulma burkulma yükleridir. $M_c = 0$ özel durumu için, kiriş-kolon bir basınç elemanı gibi, P_y ve P_z değerlerinden küçük olan sınırdaki burkulur. $P_{oc} = 0$ özel durumunda ise, kritik moment etkisindeki bir kiriş gibi burkulur.

$$M_{yz} = \frac{\pi \sqrt{EI_y GJ}}{L} \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EI_w}{GJL^2}} = r_0 \sqrt{P_y P_z} \quad (2.43)$$



Şekil 2.12 - Eşit büyüklükte uç momentleri etkisindeki kiriş-kolonlarda elastik kritik yük kombinasyonları (Trahair ve Bradford, 1988)

2.40 denkleminin elde edilişi sırasında, normal kuvvet etkisiyle oluşan ikincil moment artımı etkileri hesaba katılmamıştır. Bu etkilerinde dahil edilmesi durumunda P_{oc} ve M_c değerlerinin elastik burkulma kombinasyonu

$$\frac{M_c^2}{r_0^2 P_y P_z} = \left(1 - \frac{P_{oc}}{P_x}\right) \left(1 - \frac{P_{oc}}{P_y}\right) \left(1 - \frac{P_{oc}}{P_z}\right) \quad (2.44)$$

şeklinde ifade edilir. P_{oc} 'nin maksimum değeri, P_x , P_y ve P_z 'den düşük olanıdır. Çoğu kesit için P_x 'ten küçük olduğundan, 2.40 denklemi 2.44 denklemine çok benzer. Çoğu sıcak haddelenmiş kesitte, P_y , P_z 'de küçük olduğundan

$$(1 - P/P_z) > (1 - P/P_y)(1 - P/P_x) \quad (2.45)$$

Bu durumda, 2.44 denklemi aşağıdaki etkileşim denklemi ile yaklaşık olarak ifade edilebilir.

$$\frac{P_{oc}}{P_y} + \frac{1}{(1 - P_{oc}/P_x)} \frac{M_c}{M_{yz}} = 1 \quad (2.46)$$

2.2.1.2 - Uç Momentlerin Eşit Olmadığı Kiriş-kolonlar

M ve βM şeklinde ifade edilen eşit olmayan uç momentleri etkisindeki kiriş-kolonların burulmalı burkulma davranışı, çeşitli araştırmalarda sayısal olarak saptanmıştır.

Yaklaşık etkileşim denklemi

$$\left(\frac{M/\sqrt{F}}{M_E} \right)^2 + \frac{P}{P_y} = 1 \quad (2.47)$$

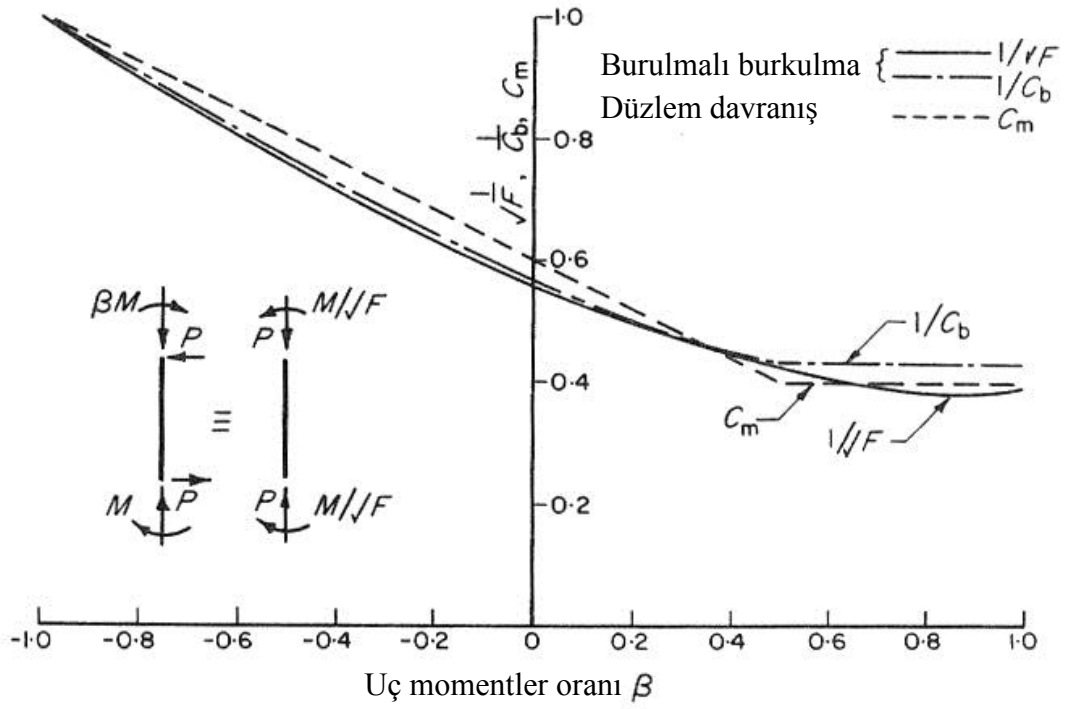
şeklindedir. Burada

$$M_E^2 = \frac{\pi^2 EI_y GJ}{L^2} 1/\sqrt{F} \quad (2.48)$$

ifadesi, Şekil 2.13'de görüldüğü gibi momentler oranı β ile değişir ve eşit olmayan bu uç momentleri, M/\sqrt{F} şeklinde eşlenik eşit uç momentleri olarak kullanmaya olanak verir. Bu şekilde, farklı uç momentler etkisindeki kiriş-kolonun elastik burkulması 2.40 denkleminin modifikasyonu ile de hesaplanabilir.

$$\frac{(M_c/\sqrt{F})^2}{M_{yz}^2} = \left(1 - \frac{P_{oc}}{P_y} \right) \left(1 - \frac{P_{oc}}{P_z} \right) \quad (2.49)$$

Aynı şekilde, 2.46 denkleminde de benzer modifikasyon uygulanabilir.



Şekil 2.13 - Kiriş-kolonlar için eşdeğer uç momentleri

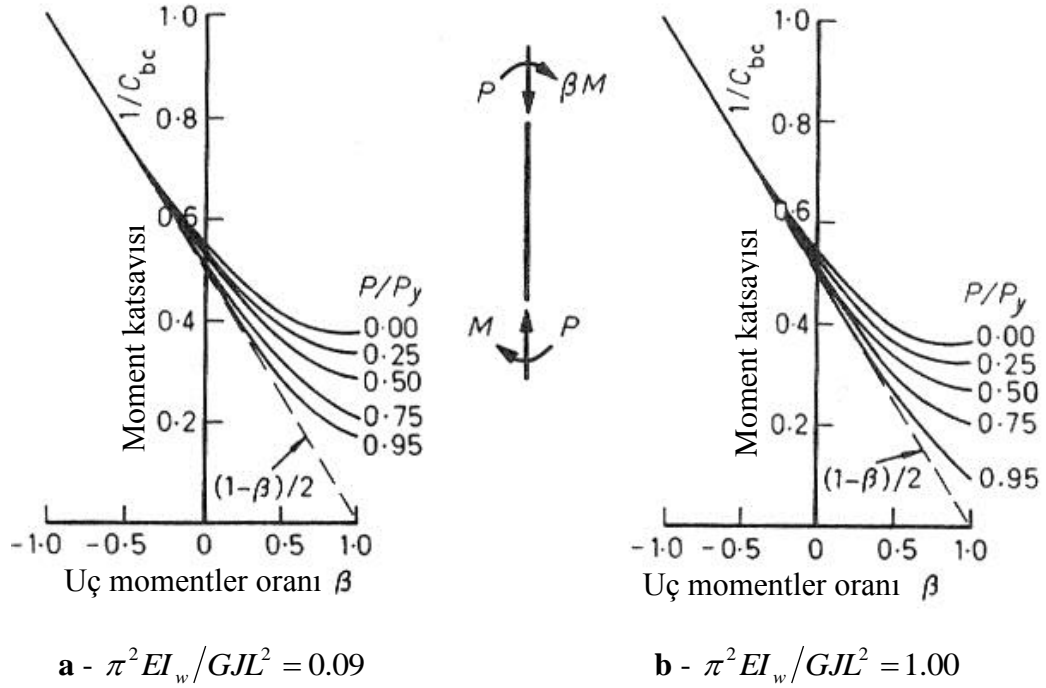
Eşit olmayan uç momentleri, eşlenik eşit uç momentlere çevirmek için kullanılan faktörün, β oranının yanında P/P_y oranına da bağlı olarak değişimi Şekil 2.14'da gösterilmiştir. Aşağıdaki denklem kullanılarak daha uygun sonuçlar elde edilebilir.

$$\left(\frac{M_c}{C_{bc} M_{yz}} \right)^2 = \left(1 - \frac{P_{oc}}{P_y} \right) \left(1 - \frac{P_{oc}}{P_z} \right) \quad (2.50)$$

Burada

$$\frac{1}{C_{bc}} = \left(\frac{1-\beta}{2} \right) + \left(\frac{1+\beta}{2} \right)^3 \left(0.40 - 0.23 \frac{P}{P_y} \right) \quad (2.51)$$

şeklindedir.



Şekil 2.14 - Denklem 2.50 için burulmalı burkulma katsayısı $1/C_{bc}$ (**Trahair ve Bradford, 1988**)

2.2.1.3 - Elastik Uç Mesnetli Kiriş-kolonlar

Eşit ve ters uç momentler ($\beta = -1$) etkisindeki, simetrik olarak mesnetlenmiş bir kiriş-kolonun burulmalı burkulmasını inceleyelim.

Şekil 2.1 b'de gösterilen elemanın basit mesnetli değil, zayıf eksen etrafında eğilmeye ve eğilme dönmesine karşı elastik mesnetlendiğini düşünelim. Bu durumda $z = L/2$ mesafesinde tanımlı sınır koşulları

$$\frac{M_B + M_T}{(du/dz)_{L/2}} = \frac{-EI_y}{L} \frac{2R_2}{1 - R_2} \quad (2.52)$$

$$\frac{M_T - M_B}{(h/2)(d\phi/dz)_{L/2}} = \frac{-EI_y}{L} \frac{2R_4}{1 - R_4} \quad (2.53)$$

şeklinde tanımlanır. Bu ifadelerde, M_T ve M_B , zayıf eksene göre ankastrelik uç momentleridir.

$$M_T = \frac{1}{2} EI_y \left(\frac{d^2 u}{dz^2} \right)_{L/2} + (h/4) EI_y \left(\frac{d^2 \phi}{dz^2} \right)_{L/2} \quad (2.54)$$

$$M_B = \frac{1}{2} EI_y \left(\frac{d^2 u}{dz^2} \right)_{L/2} - (h/4) EI_y \left(\frac{d^2 \phi}{dz^2} \right)_{L/2} \quad (2.55)$$

R_2 ve R_4 ifadeleri de, eğilmeler ile ilgili boyutsuz uç mesnet parametreleridir. Bu parametreler 0 (tutulu olmama) ve 1 (tam ankastrelik) değerleri arasında değişir.

Eleman simetrik olarak mesnetlenmiş ise, benzer mesnet şartları $z = -L/2$ 'de de geçerlidir. Diğer mesnet koşulları da, $u_{\pm L/2} = \phi_{\pm L/2} = 0$ şeklindedir. Özel bir durum olarak zayıf eksen ve kuvvetli eksene ait mesnet koşullarının eşit olması durumunda

$R_2 = R_4 = R$ şeklinde kullanılabilir.

Uç momentlerin eşit ve ters işaretli olması durumunda, burkulmuş hale ait diferansiyel denklemler

$$EI_y \frac{d^2 u}{dz^2} + P_{oc} u = -M_c \phi + (M_B + M_T) \quad (2.56)$$

$$(GJ - P_{oc} r_0^2) \frac{d\phi}{dz} - EI_w \frac{d^3 \phi}{dz^3} = M_c \frac{du}{dz} \quad (2.57)$$

Bu diferansiyel denklemler ve sınır koşulları

$$u = \frac{M_c \phi}{P_y - P_{oc}} = A \left(\cos \frac{\pi z}{kL} - \cos \frac{\pi}{2k} \right) \quad (2.58)$$

burkulma şekli ifadesi ile sağlanır. Burada

$$P_y = \pi^2 EI_y / l^2 \quad (2.59)$$

$$l = kL \quad (2.60)$$

şeklindedir. Efektif burkulma boyu katsayısı k

$$\frac{R}{1-R} = -\frac{\pi}{2k} \cot \frac{\pi}{2k} \quad (2.61)$$

denklemini sağlamalıdır. Burulmalı burkulma davranışına ait M_c ve P_{oc} kritik değerlerini belirlemek için, burkulma şekli ifadesi, diferansiyel denklemlerde yerine konularak

$$\frac{M_c^2}{r_0^2 P_y P_z} = \left(1 - \frac{P_{oc}}{P_y}\right) \left(1 - \frac{P_{oc}}{P_z}\right) \quad (2.62)$$

şeklinde ifade edilir. Burada

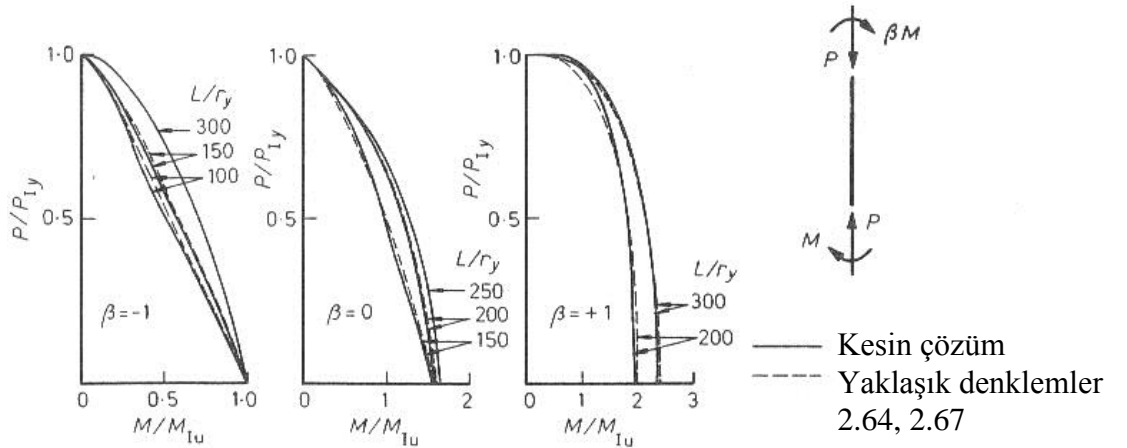
$$P_z = \frac{GJ}{r_0^2} \left(1 + \frac{\pi^2 EI_w}{GJl^2}\right) \quad (2.63)$$

Bu ifade, basit mesnetli kiriş-kolonlar için verilen denklemle aynıdır. Farklı olarak, P_y ve P_z yükleri belirlenirken, L boyu yerine, l efektif boyu kullanılmaktadır.

2.2.2 - Plastik Davranış

Kalıcı gerilmeler ile eğilme düzleminde etkiyen yüklemeler sebebiyle oluşacak toplam gerilme akmaya sebebiyet verirse, akma olan kesitlerin rijitliği azalır. Dolayısıyla burkulma, düzlem şekil değiştirme durumu için bahsedilen maksimum yükten ve elastik burkulma yükünden daha küçük bir kuvvet durumunda gerçekleşir (Şekil 2.11).

Şekil 2.15'de, farklı uç momentleri etkisindeki I kesitli kiriş-kolonların elastik olmayan burkulma davranışları ile ilgili analizi sonucunda elde edilmiş eğriler gösterilmektedir.



Şekil 2.15 - Kiriş-kolonların elastik olmayan burulmalı burkulması

Bu davranışları tanımlamak için elastik denklemleri değiştirerek

$$\left(\frac{M}{C_{bcl}M_{lu}}\right)^2 = \left(1 - \frac{P}{P_y}\right)\left(1 - \frac{P}{P_z}\right) \quad (2.64)$$

ve

$$\frac{1}{C_{bcl}} = \left(\frac{1-\beta}{2}\right) + \left(\frac{1+\beta}{2}\right)^3 \left(0.40 - 0.23\frac{P}{P_y}\right) \quad (2.65)$$

yaklaşımları kullanılabilir. Bu denklemlerde kullanılan

$$M_{lu}/M_p = 1.008 - 0.245 M_p/M_{yz} \leq 1.0 \quad (2.66)$$

düzgün eğilme altındaki kirişin elastik olmayan burkulma ifadesi,

$$P_y/P_y = 1.035 - 0.181\sqrt{P_y/P_y} - 0.128 P_y/P_y \leq 1.0 \quad (2.67)$$

kolonların elastik olmayan burkulması ifadesidir.

2.2.3 - Taşıma Gücü

Gerçek bir kiriş-kolonun burulmalı burkulma davranışı için taşıma gücü, geometrik kusurlar sebebiyle, elastik ve elastik olmayan burkulma yüklerinin altında bir değerdir.

Bu azaltılmış dayanım öngörüsü için, düzlem eğilme durumuna ait etkileşim denklemini bu duruma göre değiştirirsek,

$$\frac{P}{P_u} + \frac{M_x}{M_{uxu}} \frac{C_{mx}}{(1 - P/P_x)} \leq 1.0 \quad (2.68)$$

denklemini elde ederiz. Burada, P_u yalnız eksenel yük etkisi altındaki kolonun zayıf eksene göre taşıma gücünü ifade eder. M_{uxu} ise, kiriş için taşıma gücü ifadesidir. Uç momentler eşit ve ters işaretlidir. Taşıyıcılığın kaybedilmesi, düzlem plastisite M_{Px} sınırının aşılması, veya burulmalı burkulma ile olabilir.

2.68 denklemi, uç momentlerin eşit olmaması durumuna uygulamak için, Şekil 2.13'de, düzlem eğilme için tanımlanan C_m , burulmalı burkulma için tanımlanan $1/\sqrt{F}$ ve $1/C_b$ değerleri arasındaki benzerlikler kullanılarak basitleştirilebilir.

Bir kiriş-kolonun düzlem davranışa göre dayanımı 2.20 etkileşim denklemiyle elde edilecek sonuca göre daha kesin ve doğru elde edilebiliyorsa, bu basitleştirme işlemi değerini kaybeder. Örneğin, düzlem davranışa göre dayanım 2.32 denklemine göre elde edilir ise, 2.50 ve 2.64 denklemlerinin modifikasyonu ile elde edilecek denklemlerin kullanılması daha uygun olacaktır. Bu durumda denklem

$$\left(\frac{M}{C_{bcu} M_{uxu}} \right)^2 = \left(1 - \frac{P}{P_u} \right) \left(1 - \frac{P}{P_z} \right) \quad (2.69)$$

şeklinde ifade edilir. Burada

$$\frac{1}{C_{bcu}} = \left(\frac{1 - \beta}{2} \right) + \left(\frac{1 + \beta}{2} \right)^3 \left(0.40 - 0.23 \frac{P}{P_u} \right) \quad (2.70)$$

2.3 - Kiriş-kolonlarda İki Eksenli Eğilme

Çoğu çerçeve sistemin, geometrisi ve yüklemesi üç boyutludur. Dolayısıyla, elemanlar, basınç ve eğilme etkileri altında, iki ana eksen de şekil değiştirme yaparlar. Sisteme ait elemanlar genel olarak, kuvvetli eksen etrafında eğilecek şekilde düzenlenirler. Fakat, zayıf eksene göre eğilme ve burulma rijitlikleri düşük olduğundan, zayıf eksende de önemli miktarda eğilme ve dönme oluşur. Bu şekil değiştirmeler, etkiyen kuvvetler ve şekil değiştirmelerin etkileşimi sebebiyle oluşacak ikincil etkiler sebebiyle de büyürler.

Kiriş-kolonların elastik iki eksenli eğilme davranışı, düzlem davranışa benzerdir. Kuvvetli ve zayıf eksende şekil değiştirmeler, yüklemenin başlaması ile başlar, elastik kritik yüke ulaşıldığında hızla artmaya başlar.

Elastik olmayan davranışa ait dayanımın belirlenmesi için geliştirilmiş yaklaşımlardan bir tanesi, düzlem eğilme ve burulmalı burkulma durumlarına ait etkileşim denklemlerinden elde edilen

$$\frac{P}{P_u} + \frac{M_x}{M_{uxu}} \frac{C_{mx}}{(1-P/P_x)} + \frac{M_y}{M_{uyu}} \frac{C_{my}}{(1-P/P_y)} \leq 1.0 \quad (2.71)$$

ifadesidir. Burada $M_{uxu}, P = M_y = 0$ koşuluyla, $M_{uyu}, P = M_x = 0$ koşuluyla, eşit uç momentler durumunda, kiriş-kolonun taşıyabileceği maksimum momenttir. Buradan görülebileceği gibi, 2.71 ifadesi $M_x = 0$ için düzlem davranışa ait 2.20 denklemine, $M_y = 0$ durumunda, burulmalı burkulma davranışına ait 2.68 denklemine benzer. 2.71 denklemi

$$\frac{M_x}{M_{Prx}} + \frac{M_y}{M_{Pry}} \leq 1.0 \quad (2.72)$$

ifadesiyle birlikte kullanılmalıdır.

Denklem 2.71, M_x kuvvetli eksen momenti sebebiyle, M_y zayıf eksen momenti üzerinde oluşacak artım ifadesini içermemektedir. Bu artımı hesaba dahil etmek için $1 - (P/P_y)$ ifadesi, burulmalı burkulma yükü P_{oc} ve momenti M_c 'yi içeren $1 - (P/P_{oc})$ veya $1 - (M_x/M_c)$ ifadeleri ile değiştirilebilir.

Şekil 2.18'de görüleceği üzere, 2.71 ve 2.72 denklemlerindeki lineer moment artımı ifadeleri, çoğu zaman kaba sonuçlar vermektedir. Haddelenmiş I profillerin, tam plastikleşme limiti için 2.72 denkleminin

$$\left(\frac{M_x}{M_{Prx}} \right)^{\alpha_0} + \left(\frac{M_y}{M_{Pry}} \right)^{\alpha_0} \leq 1.0 \quad (2.73)$$

ifadesiyle yer değiştirmesi önerilir. Burada

$$\alpha_0 = 1.60 - \frac{P/P_y}{2 \ln(P/P_y)} \quad (2.74)$$

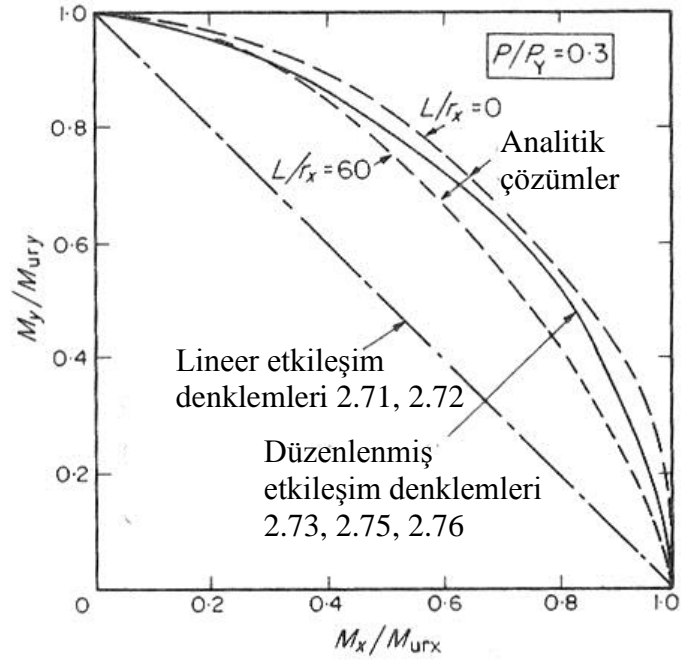
şeklinindedir. Aynı zamanda, 2.71 lineer etkileşim denklemi de

$$\left(\frac{M_x}{M_{urx}} \right)^{\alpha_L} + \left(\frac{M_y}{M_{ury}} \right)^{\alpha_L} \leq 1.0 \quad (2.75)$$

ile yerdeğiřtirebilir. Burada

$$\alpha_L = 1.40 + \frac{P}{P_y} \quad (2.76)$$

şeklindedir. bu yaklaşımlar sonucunda elde edilen bazı analitik sonuçlar şekil 2.16'de gösterilmiştir. Bu ifadeler, koşullu olarak yapılmış yaklaşımlardır fakat farklı durumlar için geliştirilmeleri mümkündür.



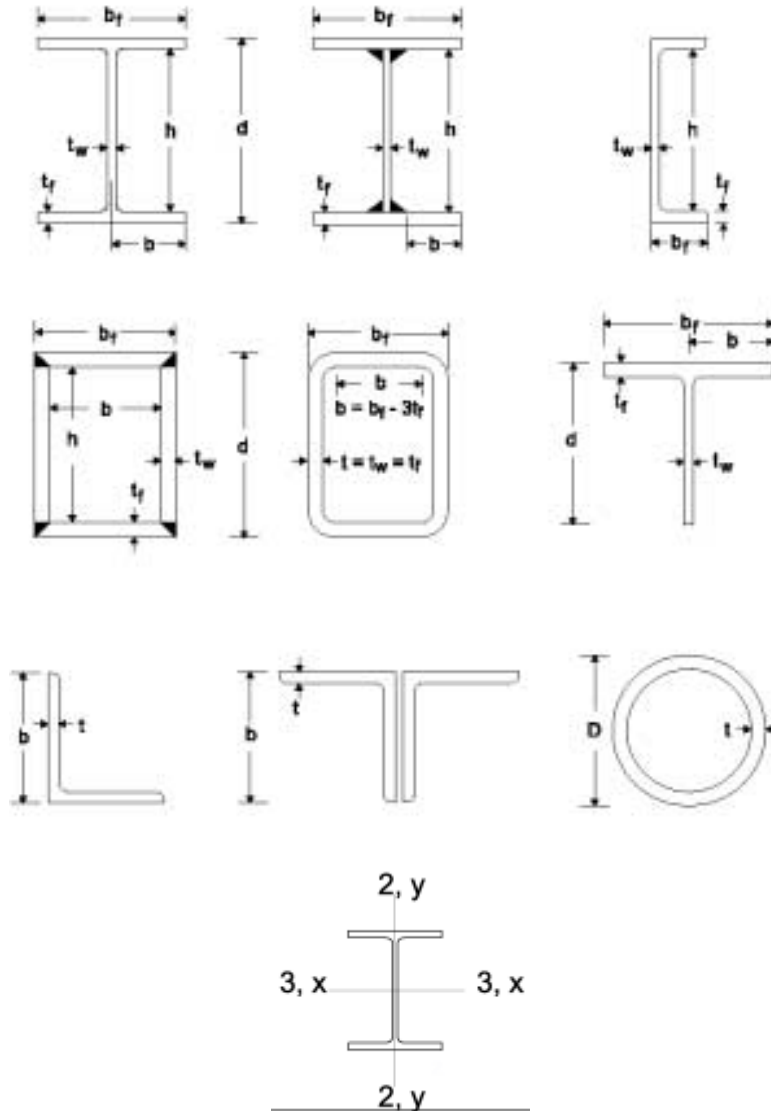
Şekil 2.16 - İki eksenli eğilme için etkileşim eğrileri

3 - STANDARTLARA GÖRE KİRİŞ-KOLON TASARIMI

3.1 - AISC-LRFD'ye Göre Kiriş-kolon Tasarımı

3.1.1 - Enkesitlerin Sınıflandırılması

Eksenel basınç ve eğilme için nominal dayanımlar, kesitin kompakt, kompakt-olmayan, narin veya aşırı narin olarak sınıflandırılmalarına bağlıdır.



Şekil 3.1 - Geometrik kesit özelliklerini tanımlamak için kullanılan parametreler

Tablo 3.1 - Basınç elemanları için genişlik-kalınlık oranları sınırları

Kesitin Tanımı	Kontrol Edilen Oran λ	Kompakt Kesit λ_p	Kompakt Olmayan Kesit λ_r	Narin Kesit λ_{narin}
I Kesitler	$b_f/2t_f$ (Hadde)	$\leq 65/\sqrt{F_y}$	$\leq 141/\sqrt{F_y - 10.0}$	Sınır Yok
	$b_f/2t_f$ (Kaynaklı)	$\leq 65/\sqrt{F_y}$	$\leq 162/\sqrt{F_y - 16.5/k_1}$	Sınır Yok
	h_c/t_w	$\begin{aligned} & P_u/\phi_b P_y \leq 0.125 \\ & \leq \frac{640}{\sqrt{F_y}} \left(1 - \frac{2.75 P_u}{\phi_b P_y} \right) \\ & P_u/\phi_b P_y > 0.125 \\ & \leq \left\{ \frac{191}{\sqrt{F_y}} \left(2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right) \right\} \\ & \geq \frac{253}{\sqrt{F_y}} \end{aligned}$	$\leq \frac{970}{\sqrt{F_y}} \left[1 - 0.74 \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right]$	$\leq \left\{ \frac{14000}{\sqrt{F_y (F_y + 16.5)}} \right\}$ ≤ 260
Kutu Kesitler	b/t_f h_c/t_w	$\leq 190/\sqrt{F_y}$ I kesitler gibi	$\leq 238/\sqrt{F_y}$ I kesitler gibi	Sınır Yok $\leq 970/\sqrt{F_y}$
U Kesitler	b/t_f h_c/t_w	I kesitler gibi I kesitler gibi	I kesitler gibi I kesitler gibi	Sınır Yok I kesitler gibi
T kesitler	$b_f/2t_f$ d/t_w	Uygulanamaz Uygulanamaz	$\leq 95/\sqrt{F_y}$ $\leq 127/\sqrt{F_y}$	Sınır Yok Sınır Yok
Tek köşebent	b/t	Uygulanamaz	$\leq 76/\sqrt{F_y}$	Sınır Yok
Çift köşebent (ayrılmış)	b/t	Uygulanamaz	$\leq 76/\sqrt{F_y}$	Sınır Yok
Borular	D/t	$\leq 2070/F_y$	$\leq 8970/F_y$	$\leq 13000/F_y$ (Sadece basınç) Eğilme için sınır yok
Dairesel dolu çubuk	-	Kompakt varsayılmıştır		
Dörtköşe	-	Kompakt olmayan varsayılmıştır		
Genel	-	Kompakt olmayan varsayılmıştır		

Tablo 3.2 - Özel durumlardaki kesitlerin genişlik-kalınlık oranları sınırları

Kesitin Tanımı	Genişlik/Kalınlık Oranı λ	Kompakt λ_s	Kompakt Olmayan λ_r
I kesitler	$b_f/2t_f$ (Hadde)	$\leq 52/\sqrt{F_y}$	$\leq 95/\sqrt{F_y}$
	$b_f/2t_f$ (Kaynaklı)	$\leq 52/\sqrt{F_y}$	$\leq 95/\sqrt{F_y}$
	h_c/t_w	$P_u/\phi_b P_y \leq 0.125$ $\leq \frac{640}{\sqrt{F_y}} \left(1 - \frac{2.75 P_u}{\phi_b P_y} \right)$ $P_u/\phi_b P_y > 0.125$ $\leq \left\{ \frac{191}{\sqrt{F_y}} \left(2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right) \right\}$ $\geq \frac{253}{\sqrt{F_y}}$	$\leq 253/\sqrt{F_y}$
Kutu kesitler	b/t_f h_c/t_w	Uygulanamaz Uygulanamaz	$\leq 238/\sqrt{F_y}$ $\leq 253/\sqrt{F_y}$
U kesitler	b/t_f h_c/t_w	I kesitler gibi I kesitler gibi	I kesitler gibi I kesitler gibi
T kesitler	$b_f/2t_f$ d/t_w	Uygulanamaz Uygulanamaz	I kesitler gibi $\leq 127/\sqrt{F_y}$
Tek köşebent	b/t	Uygulanamaz	$\leq 76/\sqrt{F_y}$
Çift köşebent (ayrılmış)	b/t	I kesitler gibi	$\leq 76/\sqrt{F_y}$
Borular	D/t	I kesitler gibi	$\leq 13000/F_y$
Dairesel dolu Çubuk	-	Kompakt Varsayılmıştır	
Dörtköşe	-	Kompakt olmayan Varsayılmıştır	
Genel	-	Kompakt olmayan Varsayılmıştır	

3.1.2 - Prizmatik Elemanlar

3.1.2.1 - Simetrik Elemanlar

i - İki ve Tek Eksenli Simetrik Elemanlarda Eğilme ve Çekme Etkisi

Eğilme ve çekme kuvveti arasındaki etkileşim aşağıdaki denklemleri sağlamalıdır.

$$a) \frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2 \quad \text{için} \quad \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (3.1)$$

$$b) \frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2 \quad \text{için} \quad \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (3.2)$$

Burada

P_u : Tasarım çekme kuvveti, *kips (N)*

P_n : Nominal çekme dayanımı, *kips (N)*

etkili alanda çekme kuvveti olması durumunda $P_n = 2tb_{eff} F_u$

etkili alanda kesme kuvveti olması durumunda $P_n = 0.6A_{sf} F_u$

M_u : Tasarım eğilme momenti, *kip-in (N-mm)*

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

M_{nt} : Yanal şekil değiştirme olmaması durumunda tasarım eğilme momenti

M_{lt} : Sadece yanar şekil değiştirme için tasarım eğilme momenti

$$B_1 : \frac{C_m}{(1 - P_u/P_{e1})} \geq 1.0$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$$

P_u : Tasarım eksenel basınç kuvveti, *kips (N)*

C_m : Yanal deformasyon ihmal edilmek üzere elastik birinci mertebe analiz tabanlı bir katsayıdır. Şu şekilde elde edilir.

- Eğilme düzleminde açıklıkta düşey yüklere maruz olmayan elemanlarda

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2)$$

M_1/M_2 küçük olan uç momentinin büyük olana oranıdır.

- Açıklıkta düşey yüklere maruz elemanlarda aşağıdaki değerler kullanılabilir.

Uçları tutulu elemanlarda : 0.85

Uçları tutulu olmayan elemanlarda : 1.00

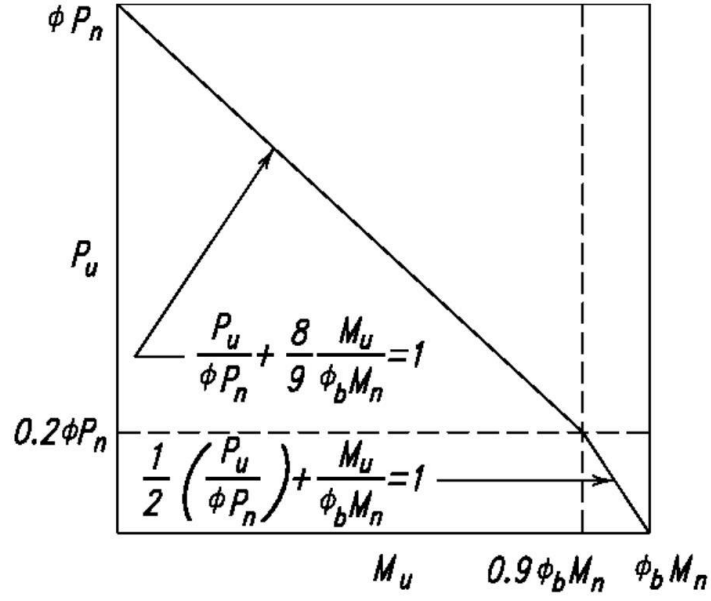
M_n : Nominal eğilme dayanımı, *kip-in (N-mm)*

x : kuvvetli ekseninde eğilmeyi belirten indis

y : zayıf ekseninde eğilmeyi belirten indis

ϕ_t : çekme için dayanım faktörü

ϕ_b : eğilme için dayanım faktörü : 0.90



Şekil 3.2 - Kiriş-kolon etkileşim denklemleri

ii - İki ve Tek Eksenli Simetrik Elemanlarda Eğilme ve Basınç Etkisi

Eğilme ve aksenal basınç kuvvetine maruz elemanların 3.1 ve 3.2 etkileşim denklemlerini sağlaması gerekir. Bu durumda denklemlerdeki ifadeler

P_u : Tasarım basınç kuvveti, *kips* (N)

P_n : Nominal basınç dayanımı, *kips* (N)

$$P_n = A_g F_{cr}$$

A_g : Enkesit alanı, in^2 (mm^2)

$$F_{cr} : \lambda_c \leq 1.5 \quad F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

$$\lambda_c > 1.5 \quad F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y$$

şeklindedir. Burada

$$\lambda_c = \frac{Kl}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}, \text{ dir.}$$

F_y : minimum akma gerilmesi

K : etkili burkulma boyu katsayısı
 l : elemanın yanal olarak tutulmamış boyu
 r : burkulma eksenine ilgili atalet yarıçapı

ϕ_c : basınç dayanım faktörü = 0.85

ϕ_b : eğilme dayanım faktörü = 0.90

3.1.2.2 - Burulma, Bileşik Burulma, Eğilme Kesme Ve/Veya Eksenel Kuvvet Altındaki Simetrik Olmayan Elemanlar

Elemanın tasarım dayanımı ϕF_n , elastik analiz ile elde edilen normal gerilme f_{un} veya kesme gerilmesi f_{uv} ile ifade edilen dayanıma eşit veya yüksek olmalıdır.

a) Normal gerilme altında akma limiti için:

$$f_{un} \leq \phi F_n \quad (3.3)$$

$$\phi = 0.90$$

$$F_n = F_y$$

b) Kesme gerilmesi altında akma limiti için:

$$f_{uv} \leq 0.6\phi F_n \quad (3.4)$$

$$\phi = 0.90$$

$$F_n = F_y$$

c) Burkulma limiti için:

$$f_{un} \text{ veya } f_{uv} \leq \phi_c F_n \quad (3.5)$$

$$\phi_c = 0.85$$

$$F_n = F_{cr}$$

3.1.2.3 - Bileşik Gerilmeler Etkisindeki Elemanlar İçin Alternatif Etkileşim Denklemleri

$b_f/d \leq 1.0$ olan I enkesitlerde ve kutu enkesitlerden teşkil edilmiş desteklenmiş çerçevelerde, aşağıdaki etkileşim denklemleri kullanılabilir. İki denkleminde sağlanması gerekir.

$$\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M'_{px}} \right)^\zeta + \left(\frac{M_{uy}}{\phi_b M'_{py}} \right)^\zeta \leq 1.0 \quad (3.6)$$

$$\left(\frac{C_{mx} M_{ux}}{\phi_b M'_{nx}} \right)^\eta + \left(\frac{C_{my} M_{uy}}{\phi_b M'_{ny}} \right)^\eta \leq 1.0 \quad (3.7)$$

3.6 ve 3.7 denklemlerindeki terimler aşağıdaki şekilde ifade edilir:

a) I enkesitler için

$$b_f/d < 0.5 \quad \text{için} \quad \zeta = 1.0$$

$$0.5 \leq b_f/d \leq 1.0 \quad \text{için} \quad \zeta = 1.6 - \frac{P_u/P_y}{2[\ln(P_u/P_y)]} \quad (3.8)$$

$$b_f/d < 0.3 \quad \text{için} \quad \eta = 1.0$$

$$0.3 \leq b_f/d \leq 1.0 \quad \text{için} \quad \eta = 0.4 + \frac{P_u}{P_y} + \frac{b_f}{d} \geq 1.0 \quad (3.9)$$

Burada

b_f : başlık genişliği, *in.* (mm)

d : kesit derinliği, *in.* (mm)

C_m : Prizmatik enkesitler için, etkileşim denklemindeki eğilme terimine etkitilen katsayıdır. Kolona etkiyen momentler sebebiyle oluşan eğri ile ilişkilidir.

$$M_{px}' = 1.2M_{px} \left[1 - \left(P_u / P_y \right) \right] \leq M_{px} \quad (3.10)$$

$$M_{py}' = 1.2M_{py} \left[1 - \left(P_u / P_y \right)^2 \right] \leq M_{py} \quad (3.11)$$

$$M_{nx}' = M_{nx} \left(1 - \frac{P_u}{\phi_c P_n} \right) \left(1 - \frac{P_u}{P_{ex}} \right) \quad (3.12)$$

$$M_{ny}' = M_{ny} \left(1 - \frac{P_u}{\phi_c P_n} \right) \left(1 - \frac{P_u}{P_{ey}} \right) \quad (3.13)$$

b) Kutu enkesitler için

$$\zeta = 1.7 - \frac{P_u / P_y}{\ln(P_u / P_y)} \quad (3.14)$$

$$\eta = 1.7 - \frac{P_u / P_y}{\ln(P_u / P_y)} - a \lambda_x \left(\frac{P_u}{P_y} \right)^b > 1.1 \quad (3.15)$$

$$P_u / P_y \leq 4.0 \quad \text{için} \quad a = 0.06, \text{ ve } b = 1.0$$

$$P_u / P_y > 4.0 \quad \text{için} \quad a = 0.15, \text{ ve } b = 2.0$$

$$M_{px}' = 1.2M_{px} \left[1 - P_u / P_y \right] \leq M_{px} \quad (3.16)$$

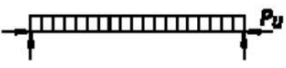
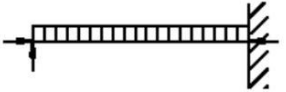
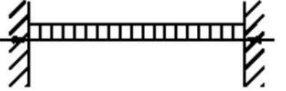

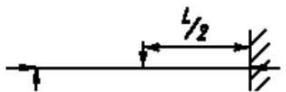
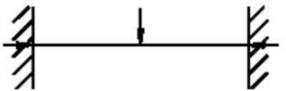
$$M_{py}' = 1.2M_{py} \left[1 - P_u / P_y \right] \leq M_{py} \quad (3.17)$$

$$M_{nx}' = M_{nx} \left(1 - \frac{P_u}{\phi_c P_n} \right) \left(1 - \frac{P_u}{P_{ex}} \frac{1.25}{(B/H)^{1/3}} \right) \quad (3.18)$$





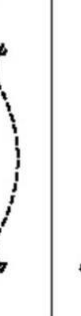






$$M_{ny}' = M_{ny} \left(1 - \frac{P_u}{\phi_c P_n} \right) \left(1 - \frac{P_u}{P_{ey}} \frac{1.25}{(B/H)^{1/2}} \right) \quad (3.19)$$

Burada

- P_n : Nominal basınç dayanımı, *kips (N)*
 P_u : Tasarım aksenal basınç kuvveti, *kips (N)*
 P_y : Basınç akma dayanımı $A_g F_y$, *kips (N)*
 ϕ_b : eğilme için dayanım katsayısı = 0.90
 ϕ_c : basınç için dayanım katsayısı = 0.85
 P_e : Euler burkulma yükü $A_g F_y / \lambda_c^2$
 λ_c^2 : Kolon narinlik oranıdır
 M_u : Tasarım eğilme momenti, *kip-in. (N-mm)*
 M_n : Nominal eğilme dayanımı, *kip-in. (N-mm)*
 M_p : plastik moment $\leq 1.5 F_y S$, *kip-in. (N-mm)*
 λ_x : kuvvetli eksene göre kolon narinlik oranı
 B : kutu kesitin x eksenine paralel kenarının dıştan dışa uzunluğu
 H : kutu kesitin x eksenine dik kenarının dıştan dışa uzunluğu

Durum	Ψ	C_m
	0	1.0
	-0.4	$1 - 0.4 \frac{P_u}{P_{e1}}$
	-0.4	$1 - 0.4 \frac{P_u}{P_{e1}}$
	-0.2	$1 - 0.2 \frac{P_u}{P_{e1}}$
	-0.3	$1 - 0.3 \frac{P_u}{P_{e1}}$
	-0.2	$1 - 0.2 \frac{P_u}{P_{e1}}$

Şekil 3.3 - C_m ve Ψ arttırma katsayıları

Kolon burkulma şekilleri						
Teorik K değeri	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
İdeal durum göz önüne alındığında önerilen tasarım değeri	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Mesnet şartları	 <ul style="list-style-type: none">  Dönme ve öteleme tutulu  Dönme serbest öteleme tutulu  Dönme tutulu öteleme serbest  Dönme ve öteleme serbest 					

Şekil 3.4 - Kolonlar için K değerleri

3.2 - Eurocode 3'e Göre Kiriş-kolon Tasarımı

3.2.1 - Enkesitlerin Sınıflandırılması

Moment veya aksenal yükten dolayı, baasınca maruz bir kesitin boyutlandırma dayanımı, Sınıf 1 (Plastik), Sınıf 2 (Kompakt), Sınıf 3 (Yarı-kompakt) veya Sınıf 4 (Narin) gibi kesit sınıflandırmalarına bağlıdır.

Sınırlayıcı genişlik-kalınlık oranının hesabında belirleyici çarpanlar ε , α ve ψ aşağıda tanımlanmıştır.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

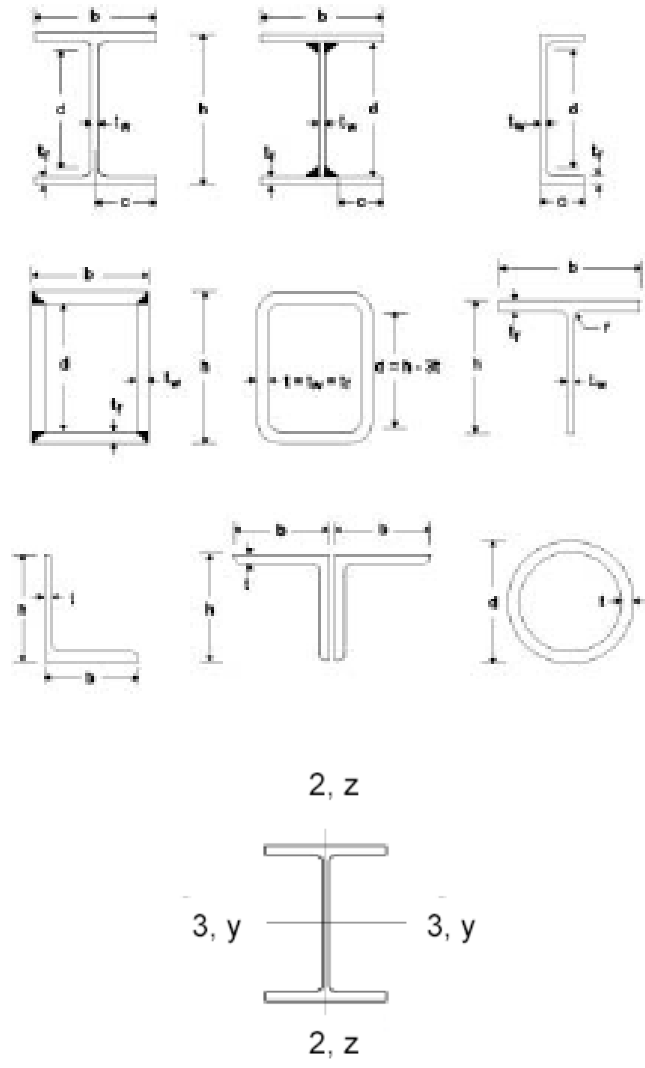
$$\alpha = \begin{cases} \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \frac{N_{c,Sd}}{ht_w f_f} & \text{I.U ve T kesitler için} \\ \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \frac{N_{c,Sd}}{2ht_w f_f} & \text{Kuru ve çift U kesitler için} \end{cases}$$

$$\psi = - \left(1 + 2 \frac{N_{c,Sd}}{A f_y} \right)$$

ayrıca,

$$0 < \alpha \leq 1.0,$$

$$-3.0 < \psi \leq 1.0$$



Şekil 3.5 - Eurocode 3'e göre geometrik kesit değerlerinin tanımı

Tablo 3.3 - Basınç ve eğilme elemanları için genişlik-kalınlık oranları sınırları

Kesitin Tanımı	Eleman	Kontrol edilen oran	Sınıf 1	Sınıf 2	Sınıf 3
I Kesitler	Gövde	d/t_w	$\alpha > 0.5$ ise, $\frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$ $\alpha \leq 0.5$, $\frac{36\varepsilon}{\alpha}$	$\alpha > 0.5$ ise, $\frac{456\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$ $\alpha \leq 0.5$, $\frac{41.5\varepsilon}{\alpha}$	$\psi > -1$ ise, $\frac{42\varepsilon}{0.67 + 0.33\psi}$ $\psi \leq -1$ $\frac{62\varepsilon(1-\psi)}{\sqrt{-\psi}}$
	Flanş	c/t_f (Hadde)	10ε	11ε	15ε
		c/t_f (Kaynaklı)	9ε	10ε	14ε
Kutu Kesitler	Gövde	d/t_w	I kesitteki gibi	I kesitteki gibi	I kesitteki gibi
	Flanş	$(b - 3t_f)/t_f$ (Hadde)	42ε	42ε	42ε
		b/t_f (Kaynaklı)	42ε	42ε	42ε
U Kesitler	Gövde	d/t_w	I kesitteki gibi	I kesitteki gibi	I kesitteki gibi
	Flanş	b/t_f	10ε	11ε	15ε
T Kesitler	Gövde	d/t_w	33ε	38ε	42ε
	Flanş	$b/2t_f$ (Hadde)	10ε	11ε	15ε
		$b/2t_f$ (Kaynaklı)	9ε	10ε	14ε
Çift köşebent (ayrılmış)	-	h/t $(b + h/[2 \max(t, b)])$	Uygulanamaz	Uygulanamaz	15ε 11.5ε
Tek köşebent	-	h/t $(b + h/[2 \max(t, b)])$	Uygulanamaz	Uygulanamaz	15ε 11.5ε
Borular	-	d/t	$50\varepsilon^2$	$70\varepsilon^2$	$90\varepsilon^2$
Dairesel dolu çubuk	-	Yok	Sınıf 1 varsayılmıştır		
Dörtköşe	-	Yok	Sınıf 2 varsayılmıştır		

3.2.2 - Enkesit Kontrolü

3.2.2.1 - Eğilme Ve Eksenel Kuvvet Etkisi

i - Sınıf 1 ve Sınıf 2 Enkesitler

1) Kesme kuvveti etkisi olmaması durumunda sınıf 1 ve sınıf 2'ye ait enkesitlerde

$$M_{Sd} \leq M_{N,Rd} \quad (3.20)$$

şartı sağlanmalıdır. Burada $M_{N,Rd}$, normal kuvvet etkisi sebebiyle indirgenmiş plastik moment dayanımıdır.

2) Bulon deliği olmayan bir levhada indirgenmiş plastik moment dayanımı

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[1 - \left(N_{Sd} / N_{pl,Rd} \right)^2 \right] \quad (3.21)$$

bağıntısıyla yazılır ve denklem

$$\frac{M_{Sd}}{M_{pl,Rd}} + \left(\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \leq 1 \quad (3.22)$$

halini alır.

3) Başlıklı enkesitlerde kuvvetli eksen etrafında eğilme durumunda, normal kuvvetin küçük olması halinde, haddeleme sırasında oluşan sertleşmenin etkisi, plastik moment dayanımında yapılan indirgemeyi karşılar, dolayısıyla ihmal edilebilir. Bunun yanında, normal kuvvetin gövde levhasının plastik çekme kuvvetinin %50'sini veya enkesit plastik çekme kuvvetinin %25'ini aşması halinde plastik moment dayanımı indirgenir. Benzer şekilde zayıf eksen etrafında eğilme durumunda da normal kuvvetin gövde levhasının plastik çekme dayanımını aşması halinde indirgeme yapılır.

4) Bulon deliği olmayan I ve H hadde profiller için

$$M_{Ny,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0.5a) \quad M_{Ny,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (3.23)$$

$$\begin{aligned}
n \leq a \text{ için } M_{Nz,Rd} &\leq M_{pl,z,Rd} \\
n > a \text{ için } M_{Nz,Rd} &= M_{pl,z,Rd} \left(1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right)
\end{aligned} \tag{3.24}$$

bağıntıları kullanılır. Burada

$$n = N_{Sd} / N_{pl,Rd}$$

$$a = (A - 2bt_f) / A \quad \text{ve} \quad a \leq 0.5 \text{ 'dir.}$$

5) 4'te verilen ifadeler, yapma (kaynaklı) I ve H profiller için de kullanılır.

6) 4'te verilen ifadeler standart hadde I ve H profiller için aşağıdaki şekilde basitleştirilerek kullanılır.

$$M_{Ny,Rd} = 1.11 M_{pl,Rd} (1-n) \quad \text{ve} \quad M_{Ny,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \tag{3.25}$$

$$\begin{aligned}
n \leq 0.2 \text{ için } M_{Nz,Rd} &\leq M_{pl,z,Rd} \\
n > 0.2 \text{ için } M_{Nz,Rd} &= 1.56 M_{pl,z,Rd} (1-n)(n+0.6)
\end{aligned} \tag{3.26}$$

7) Bulon deliği olmayan sabit cidarlı dikdörtgen kesitli kutu profiller için

$$M_{Ny,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n) / (1-0.5a_w) \quad \text{ve} \quad M_{Ny,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \tag{3.27}$$

$$M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd} (1-n) / (1-0.5a_f) \quad \text{ve} \quad M_{Nz,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \tag{3.28}$$

bağıntıları kullanılır. Burada

$$a_w = (A - 2bt) / A \quad \text{ve} \quad a_w \leq 0.5$$

$$a_f = (A - 2ht) / A$$

8) 7'de verilen ifadeler aşağıdaki a ifadeleri kullanılmak suretiyle yapma (kaynaklı) simetrik sandık kesitler için de kullanılır.

$$a_w = (A - 2bt_f) / A \quad \text{ve} \quad a_w \leq 0.5$$

$$a_f = (A - 2ht_w) / A \quad \text{ve} \quad a_f \leq 0.5$$

9) 7'de verilen ifadeler sabit cidarlı standart dikdörtgen kutu profiller için daha da sadeleştirilerek kullanılır.

- Kare enkesitler için

$$M_{N,Rd} = 1.26M_{pl,Rd}(1-n) \quad \text{ve} \quad M_{N,Rd} \leq M_{pl,Rd} \quad (3.29)$$

- Dikdörtgen enkesitler için

$$M_{Ny,Rd} = 1.33M_{pl,y,Rd}(1-n) \quad \text{ve} \quad M_{Ny,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (3.30)$$

$$M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd}(1-n)/(0.5 + ht/A) \quad \text{ve} \quad M_{Nz,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad (3.31)$$

10) Bulon deliği olmayan sabit cidarlı boru kesitler için aşağıdaki ifade kullanılır.

$$M_{N,Rd} = 1.04M_{pl,Rd}(1-n^{1.7}) \quad \text{ve} \quad M_{N,Rd} \leq M_{pl,Rd} \quad (3.32)$$

11) İki eksenli eğilme için aşağıdaki yaklaşım kullanılır.

$$\left(\frac{M_{y,Sd}}{M_{Ny,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,Sd}}{M_{Nz,Rd}} \right)^\beta \leq 1.0 \quad (3.33)$$

Bu ifade de α ve β , sabitleri yaklaşık olarak 1 alınabileceği gibi aşağıdaki şekilde de kullanılabilir.

- I ve H profillerinde

$$\alpha = 2; \beta = 5n \quad \text{ve} \quad \beta \geq 1$$

- Boru kesitlerde

$$\alpha = 2; \beta = 2$$

- Dikdörtgen kutu profillerde

$$\alpha = \beta = \frac{1.66}{1-1.13n^2} \quad \text{ve} \quad \alpha = \beta \leq 6$$

- Dolu dikdörtgen enkesitlerde ve levhalarda

$$\alpha = \beta = 1.73 + 1.8n^3$$

Burada

$$n = N_{Sd} / N_{pl,Rd}$$

12) Daha basitleştirilmiş olarak, aşağıdaki ifade de kullanılabilir.

$$\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{M_{pl,z,Rd}} \leq 1.0 \quad (3.34)$$

ii - Sınıf 3 Enkesitler

1) Kesme kuvveti etkisi olmaması durumunda sınıf 3 enkesitlerde $\sigma_{x,Ed}$ aksenal gerilmesi

$$\sigma_{x,Ed} \leq f_{yd} \quad (3.35)$$

şartını sağlamalıdır. Burada

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

şeklindedir.

2) Üzerinde montaj elemanları için delik olmayan kesitlerde kullanılmak üzere 3.34 denklemi

$$\frac{N_{Sd}}{Af_{yd}} + \frac{M_{y,Sd}}{W_{el,y}f_{yd}} + \frac{M_{z,Sd}}{W_{el,z}f_{yd}} \leq 1.0 \quad (3.36)$$

iii - Sınıf 4 Enkesitler

1) Kesme kuvveti etkimemesi durumunda sınıf 4 enkesitlerde, basınç etkisi altındaki enkesitin indirgenmiş etkili genişlikleri kullanılarak hesaplanan $\sigma_{x,Ed}$ maksimum aksenal gerilme değeri

$$\sigma_{x,Ed} \leq f_{yd} \quad (3.37)$$

şartını sağlamalıdır. Burada

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

şeklindedir.

2) Üzerinde montaj elemanları için delik olmayan kesitlerde kullanılmak üzere 3.34 denklemi

$$\frac{N_{Sd}}{A_{eff} f_{yd}} + \frac{M_{y,Sd} + N_{Sd} e_{Ny}}{W_{eff,y} f_{yd}} + \frac{M_{z,Sd} + N_{Sd} e_{Nz}}{W_{eff,z} f_{yd}} \leq 1.0 \quad (3.38)$$

şeklını alır. Burada

A_{eff} : Üniorm basınç etkisi altındaki enkesitin etkili enkesit alanı

W_{eff} : Sadece eğilme etkisi altındaki enkesitin etkili mukavemet momenti

e_N : Üniorm basınç etkisi altındaki enkesitin etkili alanı hesaplanırken yapılan indirgeme sebebiyle ekseninde meydana gelen öteleme miktarıdır.

3.2.2.2 - Eğilme, Kesme Kuvveti Ve Normal Kuvvet Etkisi

1) Kesme kuvveti, enkesitin plastik kesme dayanımının yarısını aşıyor ise, plastik moment dayanımı kesme kuvveti ve normal kuvvet etkileri nedeniyle indirgenir.

2) V_{Sd} tasarım kesme kuvvetinin, enkesitin $V_{pl,Rd}$ plastik tasarım kesme dayanımının yarısını aşmaması durumunda, kesme kuvveti sebebiyle plastik moment dayanımı üzerinde yapılacak olan indirgeme ihmal edilebilir dolayısıyla Bölüm 3.2.1'de belirtilen denklemler kullanılabilir.

3) V_{Sd} tasarım kesme kuvvetinin, $V_{pl,Rd}$ plastik tasarım kesme dayanımının yarısını aşması durumunda, kesme alanı için tanımlanmış bir akma gerilmesi $(1-\rho)f_y$ kullanılarak, Bölüm 3.2.1'de belirtilen normal kuvvet, eğilme momenti etkileşim denklemleri kullanılabilir. Burada

$$\rho = \left(2V_{Sd}/V_{pl,Rd} - 1\right)^2$$

şeklindedir.

3.2.3 - Stabilite Kontrolü

3.2.3.1 - Yanal Burulmalı Burkulma

1) Yanal olarak tutulmamış elemanlarda burkulma moment dayanımı

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \beta_W W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1} \quad (3.39)$$

şeklinde ifade edilir. Burada

$$1 \text{ ve } 2 \text{ sınıfı enkesitlerde} \quad \beta_W = 1$$

$$3 \text{ sınıfı enkesitlerde} \quad \beta_W = W_{el,y} / W_{pl,y}$$

$$4 \text{ sınıfı enkesitlerde} \quad \beta_W = W_{eff,y} / W_{pl,y}$$

şeklindedir ve χ_{LT} yanal burulmalı burkulma için indirgeme katsayısıdır.

2) Uygun $\bar{\lambda}_{LT}$ narinliği için χ_{LT} değeri

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left(\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2\right)^{0.5}} \text{ ve} \quad \chi_{LT} \leq 1.0 \quad (3.40)$$

şeklinde hesaplanır. Burada

$$\phi_{LT} = 0.5 \left(1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right)$$

3) Yanal burulmalı burkulma için α_{LT} kusur etki katsayısı aşağıda belirtilen değerleri alır.

Hadde profiller için $\alpha_{LT} = 0.21$

Yapma profiller için $\alpha_{LT} = 0.49$

4) χ_{LT} indirgeme katsayılarının $\bar{\lambda}_{LT}$ narinliklerine karşılık gelen değerleri, $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{LT}$ ve $\bar{\chi} = \bar{\chi}_{LT}$ kabul etmek suretiyle Tablo 3.2 yardımıyla ve

Hadde profiller için a eğrisi ($\alpha = 0.21$)

Yapma profiller için c eğrisi ($\alpha = 0.49$)

Kullanılarak belirlenebilir.

5) $\bar{\lambda}_{LT}$ değeri

$$\bar{\lambda}_{LT} = (\beta_W W_{pl,y} f_y / M_{cr})^{0.5} = (\lambda_{LT} / \lambda_1) (\beta_W)^{0.5} \quad (3.41)$$

ifadesi ile hesaplanabilir. Burada

$$\lambda_1 = \pi (E / f_y)^{0.5} = 93.9 \varepsilon$$

$$\varepsilon = (235 / f_y)^{0.5} \quad f_y \text{ N/mm}^2 \text{ cinsinden yazılır.}$$

M_{cr} , yanal burulmalı burkulma için elastik kritik moment değeridir.

6) M_{cr} kritik momentinin ve λ_{LT} narinlik ifadesinin direk hesabı Eurocode 3 şartnamesinin F Ek'inde verilmiştir.

7) $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$ durumunda, burulmalı burkulma kontrolü yapmaya gerek yoktur.

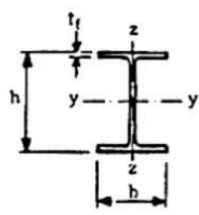
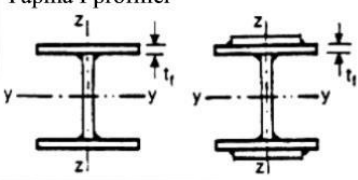

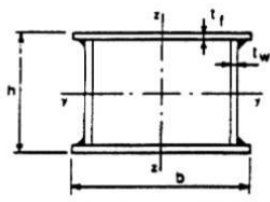

8) Tam olarak tutulmuş bir kirişte burulmalı burkulma kontrolü yapmaya gerek yoktur.

Tablo 3.4 - Kusurluluk katsayıları

Burkulma eğrisi	a	b	c	d
α kusurluluk katsayısı	0.21	0.34	0.49	0.76

Tablo 3.5 - İndirgeme katsayıları

$\bar{\lambda}$	Burkulma eğrileri			
	A	b	C	d
0.2	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
0.3	0.9775	0.9641	0.9491	0.9235
0.4	0.9528	0.9261	0.8973	0.8504
0.5	0.9243	0.8842	0.8430	0.7793
0.6	0.8900	0.8371	0.7854	0.7100
0.7	0.8477	0.7837	0.7247	0.6431
0.8	0.7957	0.7245	0.6622	0.5797
0.9	0.7339	0.6612	0.5998	0.5208
1.0	0.6656	0.5970	0.5399	0.4671
1.1	0.5960	0.5352	0.4842	0.4189
1.2	0.5300	0.4781	0.4338	0.3762
1.3	0.4703	0.4269	0.3888	0.3385
1.4	0.4179	0.3817	0.3492	0.3055
1.5	0.3724	0.3422	0.3145	0.2766
1.6	0.3332	0.3079	0.2842	0.2512
1.7	0.2994	0.2781	0.2577	0.2289
1.8	0.2702	0.2521	0.2345	0.2093
1.9	0.2449	0.2294	0.2141	0.1920
2.0	0.2229	0.2095	0.1962	0.1766
2.1	0.2036	0.1920	0.1803	0.1630
2.2	0.1867	0.1765	0.1662	0.1508
2.3	0.1717	0.1628	0.1537	0.1399
2.4	0.1585	0.1506	0.1425	0.1302
2.5	0.1467	0.1397	0.1325	0.1214
2.6	0.1362	0.1299	0.1234	0.1134
2.7	0.1267	0.1211	0.1153	0.1062
2.8	0.1182	0.1132	0.1079	0.0997
2.9	0.1105	0.1060	0.1012	0.0937
3.0	0.1036	0.0994	0.0951	0.0882

Enkesit	Sınırlandırmalar	Burkulma Eksenleri	Burkulma Eğrisi
Hadde I profiller 	$h/b > 1,2:$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$	b c
	$h/b \leq 1,2:$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$	a b
	$t_f > 100 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$	d d
Yapma I profiller 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$	c d
Boru kesitler 	Sıcak haddelenmiş	Herhangi biri	a
	Soğuk haddelenmiş f_{yb}^a	Herhangi biri	b
	Soğuk haddelenmiş f_{ya}^a	Herhangi biri	c
Yapma kutu profiller 	Genel olarak	Herhangi biri	b
	Kalın kaynaklı ve $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	$y - y$ $z - z$	c c
U, L, T ve dolu kesitler 		Herhangi biri	c

Şekil 3.6 - Enkesitler için burkulma eğrileri

3.2.3.2 - Eğilme Ve Eksenel Çekme Kuvveti Etkisi

1) Eğilme ve eksenel çekme etkisindeki elemanlarda yanal burulmalı burkulma kontrolü yapılır.

2) Eğilme momenti ve çekme kuvveti, birbirinden bağımsız değişebileceğinden, eksenel çekme kuvvetinin tasarım değeri $\psi_{vec} = 0.80$ azaltma katsayısı ile çarpılmalıdır.

3) Uç basınç lifinde, vektörel etkiler sebebiyle oluşan $\sigma_{com,Ed}$ gerilmesi (f_g değerini aşabilir)

$$\sigma_{com,Ed} = M_{Sd}/W_{com} - \psi_{vec} N_{\tau,Sd}/A \quad (3.42)$$

bağıntısıyla hesaplanır. Burada

W_{com} : Uç basınç lifinin elastik mukavemet momenti

$N_{\tau,Sd}$: Eksenel çekme kuvvetinin tasarım değeridir.

4) Kontrol, aşağıdaki şekilde elde edilen $M_{eff,Sd}$ efektif tasarım momenti kullanılarak yapılır.

$$M_{eff,Sd} = W_{com} \sigma_{com,Ed} \quad (3.43)$$

5) Tasarım burkulma momenti $M_{b,Rd}$, Bölüm 3.2.2.1’de ifade edildiği şekilde elde edilir.

3.2.3.3 - Eğilme Ve Eksenel Basınç Kuvveti Etkisi

1) Sınıf 1 ve 2 tipi enkesitler eğilme ve eksenel basınç kuvveti etkisi altında

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{W_{pl,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1.0 \quad (3.44)$$

şartını sağlamalıdır. Burada

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Sd}}{\chi_y A f_y} \quad \text{ve} \quad k_y \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) \quad \text{ve} \quad \mu_y \leq 0.90$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{Sd}}{\chi_z A f_y} \quad \text{ve} \quad k_z \leq 1.5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) \quad \text{ve} \quad \mu_z \leq 0.90$$

şeklindedir. χ_{\min} , χ_y ve χ_z 'den küçük olanıdır. χ_y ve χ_z değerleri Tablo 1.2'den alınır. β_{My} ve β_{Mx} değerleri Şekil 3.6'de verilmiştir.

2) Sınıf 1 ve 2 tipi enkesitlerde, yanal burulmalı burkulma olması durumunda enkesitin

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{W_{pl,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1.0 \quad (3.45)$$

şartını sağlaması gerekir. Burada

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{Sd}}{\chi_z A f_y} \quad \text{ve} \quad k_{LT} \leq 1.0$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{M,LT} - 0.15 \quad \text{ve} \quad \mu_{LT} \leq 0.90$$

şeklindedir. $\beta_{M,LT}$ burulmalı burkulma durumu eşdeğer moment katsayısı Şekil 3.5'den alınır.

3) Eğilme ve aksenal basınç etkisi altındaki sınıf 3 tipi enkesitler

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{el,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{W_{el,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1.0 \quad (3.46)$$

şartını sağlamalıdır. Burada

k_y , k_z ve χ_{\min} değerleri (1)'deki şekilde elde edilir.

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{M_y} - 4) \quad \text{ve} \quad \mu_y \leq 0.90$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{M_z} - 4) \quad \text{ve} \quad \mu_z \leq 0.90$$

4) Sınıf 3 tipi enkesitlerde, yanal burulmalı burkulma durumunda

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{\chi_{LT} W_{el,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{W_{el,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1.0 \quad (3.47)$$

5) Eğilme ve aksenal basınç etkisi altındaki sınıf 4 tipi enkesitler

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A_{eff} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{y,Sd} + N_{Sd} e_{N,y}}{W_{eff,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z,Sd} + N_{Sd} e_{N,z}}{W_{eff,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1.0 \quad (3.48)$$

şartını sağlamalıdır. Burada

k_y , k_z ve χ_{\min} değerleri (1)'deki şekilde elde edilir.

μ_y ve μ_z değerleri (3)'deki şekilde elde edilir.

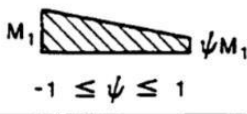
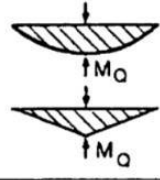
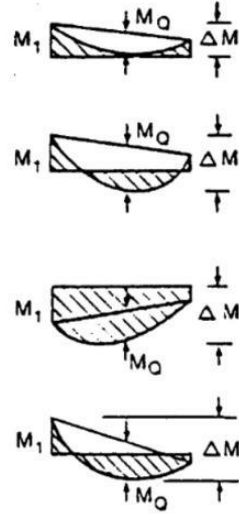
A_{eff} , $W_{eff,y}$, $W_{eff,z}$, e_{Ny} ve e_{Nz} Bölüm 3.2.1.1.3'teki şekildedir.

6) Sınıf 4 tipi enkesitlerde, yanal burulmalı burkulma olması durumunda enkesitin

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z A_{eff} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd} + N_{Sd} e_{N,y}}{\chi_{LT} W_{eff,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z,Sd} + N_{Sd} e_{N,z}}{W_{eff,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1.0 \quad (3.49)$$

7) $\beta_{M,y}$, $\beta_{M,z}$ ve $\beta_{M,LT}$ eşdeğer üniform moment katsayıları, Şekil 3.5'den, eğilme momenti diyagramı şekline göre belirlenir.

Katsayı	moment eksenini	Tutulu noktaların doğrultusu
$\beta_{M,y}$	y-y	z-z
$\beta_{M,z}$	z-z	y-y
$\beta_{M,LT}$	y-y	y-y

Moment diyagramı	Eşlenik üniform moment katsayısı β_M
<p>Uç momentleri</p>  <p>M_1 ψM_1 $-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Düzlem yanal yüklerden dolayı oluşan momentler</p>  <p>M_Q M_Q</p>	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Düzlem yanal yükler ve uç momentlerinin etkisinden dolayı oluşan momentler</p>  <p>M_1 M_Q ΔM M_1 M_Q ΔM M_1 M_Q ΔM M_1 M_Q ΔM</p>	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ <p>$M_Q = \max M$ Sadece düşey yüklerden dolayı</p> <p>ΔM $\begin{cases} \max M & \text{İşaret değiştirmeyen} \\ & \text{moment diyagramı için} \\ \max M + \min M & \text{İşaret değiştiren} \\ & \text{moment diyagramı için} \end{cases}$</p>

Şekil 3.7 - Eşdeğer üniform moment katsayıları

3.3 - TS 4561'e Göre Kiriş-kolon Tasarımı

3.3.1 - Taşıma Gücü

3.3.1.1 - Bileşik Eğilme (M+N) Durumunda Kesitlerin Taşıma Gücü

Bileşik eğilme durumunda, bir kesitteki M eğilme momenti, M_u taşıma gücü momentini aşmamalıdır.

$$M \leq M_u \quad (3.50)$$

i - X-X Kuvvetli Asal Eksenine Göre Eğilen Çift Simetrik I ve Sandık Kesitler

$$M_x \leq M_{ux} \quad (3.51)$$

Bu kesitteki χ_x büyüklüğü F_g gövde alanı ve F toplam enkesit alanına bağlı olarak

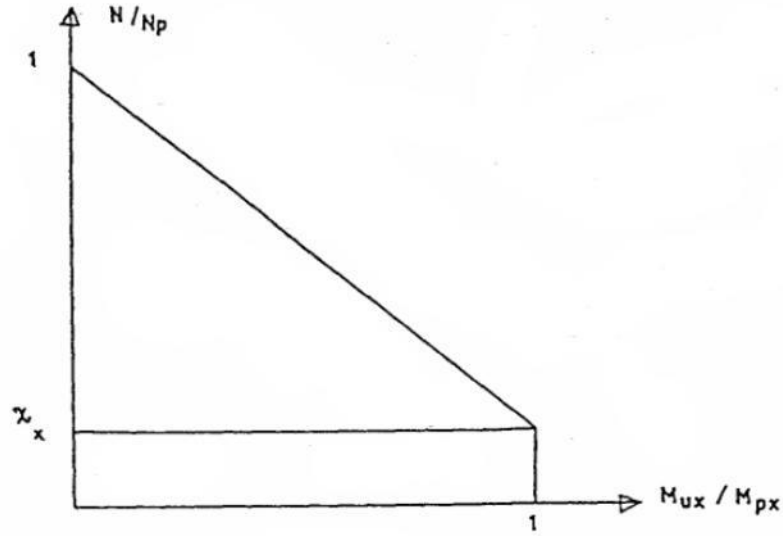
$$\chi_x \leq \frac{F_g / 2F}{0.25} \quad (3.52)$$

alınması ve dar başlıklı hadde profillerinde kısaca 0.15 alınabilmesi şartıyla;

$$0 \leq \frac{N}{N_p} \leq \chi_x \text{ ise } M_{ux} = M_{px} \quad (3.53)$$

$$\chi_x \leq \frac{N}{N_p} \leq 1 \text{ ise } M_{ux} = \frac{1 - \frac{N}{N_p}}{1 - \chi_x} M_{px} \quad (3.54)$$

bağıntılarıyla belirlenir.



Şekil 3.8 - Çift simetrlil I ve sandık kesitler için normal kuvvet - eğilme momenti karşılıklı etki diyagramı

ii - Y-Y Zayıf Asal Eksenine Göre Eğilen Çift Simetrlil I Kesitler

$$M_y \leq M_{uy} \quad (3.55)$$

Bu durumda χ_y büyüklüğü, genelde

$$\chi_y = \frac{F_g}{F} \quad (3.56)$$

ve hadde profilleri özel durumda

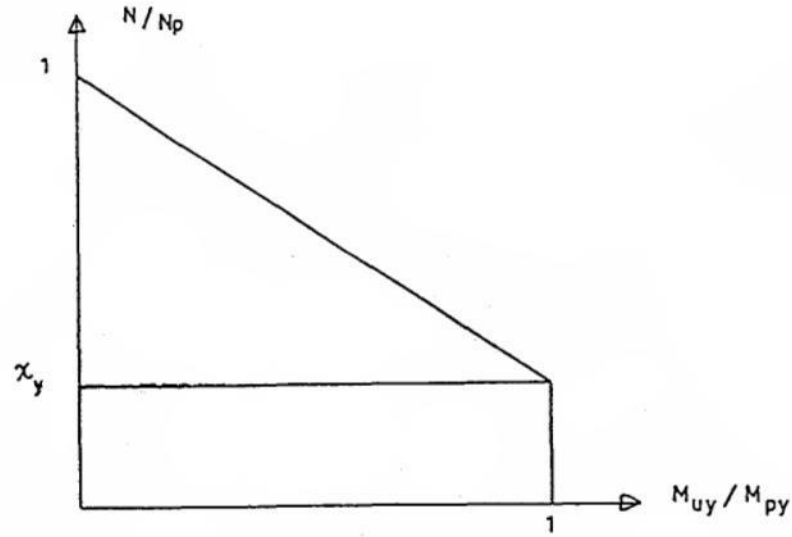
$$\chi_y = 0.20 \quad (3.57)$$

alınmak şartıyla M_{uy} değeri

$$0 \leq \frac{N}{N_p} \leq \chi_y \text{ ise } M_{uy} = M_{py} \quad (3.58)$$

$$\chi_y \leq \frac{N}{N_p} \leq 1 \text{ ise } M_{uy} = \left[1 - \left(\frac{\frac{N}{N_p} - \chi_y}{1 - \chi_y} \right)^2 \right] M_{py} \quad (3.59)$$

bağıntıları yardımıyla belirlenir.



Şekil 3.9 - Çift simetrlili I kesitler için normal kuvvet eğilme momenti karşılıklı etki diyagramı

iii- Y-Y Zayıf Asal Eksenine Göre Eğilen Çift Simetrlili Sandık Kesitler

y-y zayıf asal eksenine göre eğilen çift simetrlili sandık kesitler için, x-x eksenine göre eğilen çift simetrlili I kesit bağıntıları kullanılabilir. Bu durumda itibari I kesitin gövde alanı yerine sandık kesitin toplam başlık alanları kullanılmalıdır.

iv - Dikdörtgen Kesitler

Bu durumda M , M_u ve M_p eğilmenin oluştuğu x-x ya da y-y eksenine göre;

x-x ekseninde,

y-y ekseninde,

$$M_{ux} = \left[1 - \left(\frac{N}{N_p} \right)^2 \right] M_{px} \quad M_{uy} = \left[1 - \left(\frac{N}{N_p} \right)^2 \right] M_{py} \quad (3.60)$$

alınır.

3.3.1.2 - Bileşik Eğik Eğilme ($N+M_x+M_y$) Durumu

Bileşik eğik eğilme etkisinde, çift simetrlili bir kesitteki N , M_x , M_y kesit tesirleri arasında;

$$\left(\frac{M_x}{M_{ux}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_y}{M_{uy}} \right)^\beta \leq 1.0 \quad (3.61)$$

ilişkisi sağlanmalıdır. Burada M_{ux} ve M_{uy} Bölüm 1.1’de açıklanan, N/N_p oranına bağlı büyüklüklerdir. α ve β üstel katsayıları ise kesit biçimine bağlı olarak değişir.

Dikdörtgen kesitlerde;

$$\alpha = \beta = 1.73 + 1.8 \left(\frac{N}{N_p} \right)^3 \quad (3.62)$$

Çift simetrik I kesitlerde;

$$\alpha = 2 \quad (3.63)$$

$$\beta \leq \frac{1}{5N/N_p} \quad (3.64)$$

Çift simetrik sandık kesitlerde;

$$0 \leq \frac{N}{N_p} \leq 0.8 \quad \text{ise} \quad \alpha = \beta = \frac{1.66}{1 - 1.13 \left(\frac{N}{N_p} \right)^2} \quad (3.65)$$

$$0.8 \leq \frac{N}{N_p} \leq 1 \quad \text{ise} \quad \alpha = \beta = 6 \quad (3.66)$$

3.3.2 - Eksenel Basınç Kuvveti Ve Eğilme Momenti Etkisindeki Taşıyıcı Elemanlarda Stabilite Kontrolü

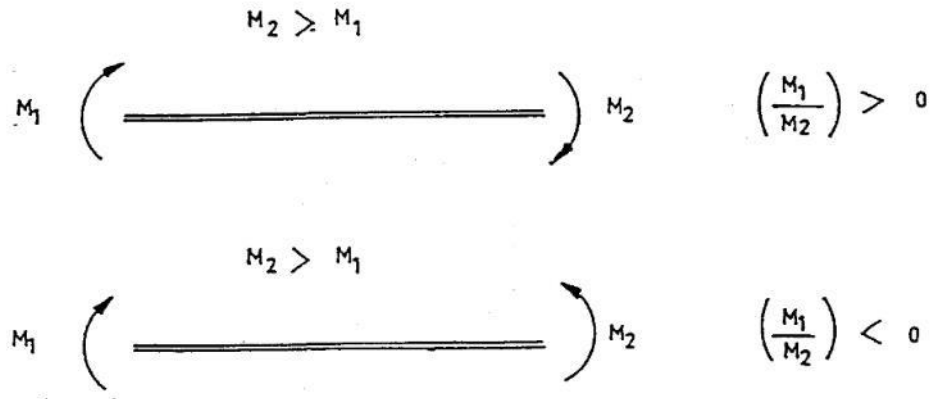
Bu maddede stabilite kontrolleri için verilen kurallar çift simetri eksenli I, ya da sandık enkesitli prizmatik elemanlara uygulanır. Stabilite kontrollerinde momentin ikinci mertebe etkileri de içerecek şekilde hesaba katılması için C_m katsayıları kullanılır. Çeşitli haller için bu katsayıların nasıl hesaplanacağı, izleyen maddelerde açıklanacaktır.

3.3.2.1 - Eksenel Basınç Kuvvetiyle Birlikte Sadece Uç Momentleri Etkisinde Ve Uçları Yanal Deplasmanlara Karşı Tutulmuş Eleman Durumu

Bu tür elemanlarda C_m katsayısı,

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0.4 \quad (3.67)$$

bağıntısıyla hesaplanabilir. Burada M_1/M_2 elemanın iki ucundaki eğilme momentlerinden sayısal olarak küçüğünün büyüğüne oranıdır. Bu oranın işareti Şekil 3.8'de belirtildiği gibi, iki eğrilikli eğilmede pozitif, bir eğrilikli eğilmede negatif alınmalıdır.



Şekil 3.10 - Bir ve iki eğrilikli eğilme durumlarında M_1/M_2 oranı ve işaretleri

3.3.2.2 - Eksenel Basınç Kuvvetiyle Birlikte Moment Düzlemindeki Yanal Yükler Etkisinde Ve Uçları Yanal Yer Değiştirmelere Karşı Tutulmuş Eleman Durumu

Uçları yanal deplasmanlara karşı tutulmuş ve bu noktalar arasında yanal yükler etkisindeki elemanlar için C_m katsayısı;

$$C_m = 1 + \psi\alpha \quad (3.68)$$

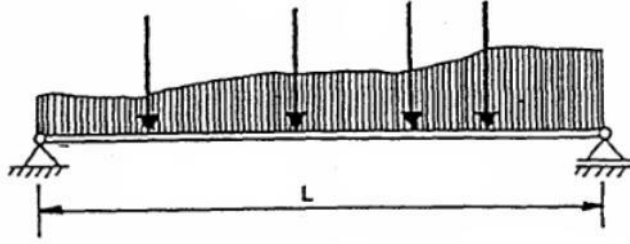
bağıntısı ile hesaplanır. Burada, N elemana etkiyen eksenel yük, N_e elemanın moment düzlemindeki Euler burkulma yükü olmak üzere, α aşağıdaki bağıntılarla hesaplanır.

$$N_e = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad \alpha = N/N_e \quad (3.69)$$

ise, Şekil 3.9'de görüldüğü gibi eleman bir basit kiriş olarak düşünüldüğünde, açıklıkta meydana gelen en büyük çökme δ_0 , en büyük eğilme momenti M_0 olmak üzere,

$$\psi = \frac{\pi^2 EI \delta_0}{M_0 L^2} - 1 \quad (3.70)$$

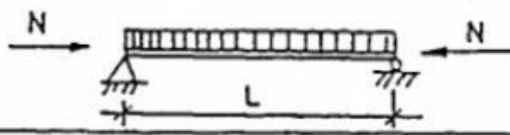
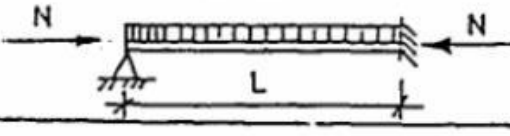
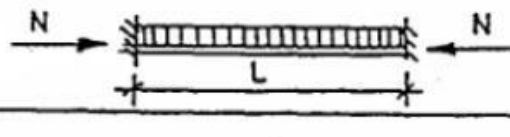
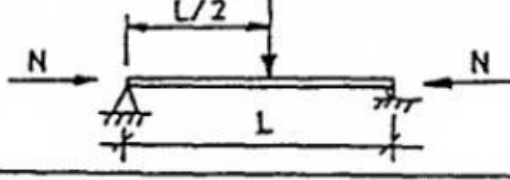
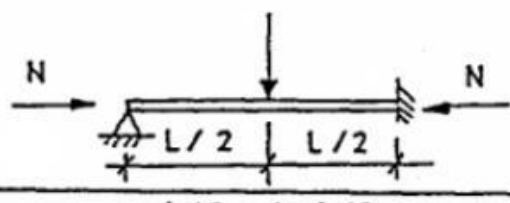
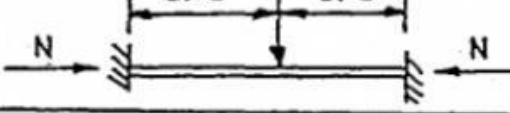
bağıntısıyla belirlenir.



Şekil 3.11 - Çeşitli yükler altındaki elemanın basit kiriş olarak gösterilişi

Bazı elemanlar yanal yük ve mesnet şartları için 3.68 bağıntısıyla hesaplanmış olan C_m katsayıları, Tablo 3.3'de, aynı yanal yük halleri ve uçlarından yarı rijit bağlı elemanlar için 3.68 ifadesiyle hesaplanmış C_m katsayıları ise Tablo 3.4'de verilmiştir.

Tablo 3.6 - Bazı basit yanal yük ve mesnet şartları için C_m katsayıları

	Hâl	ψ	$C_m = 1 + \psi\alpha$
1		0	1.0
2		-0,3	$1 - 0,3 \frac{N}{N_e}$
3		-0,4	$1 - 0,4 \frac{N}{N_e}$
4		-0,2	$1 - 0,2 \frac{N}{N_e}$
5		-0,4	$1 - 0,4 \frac{N}{N_e}$
6		-0,6	$1 - 0,6 \frac{N}{N_e}$

Tablo 3.7 - Yarı rijit mesnetli elemanlarda C_m katsayıları

	Hâl	C_m
1		$1 - \frac{0,225}{0,13 + \left(\frac{L_K}{L}\right)^2} \left(\frac{N}{N_e}\right)$
2		$1 - \frac{0,2 \left[1 - \left(\frac{L_K}{L}\right)^2 \right]}{0,13 + \left(\frac{L_K}{L}\right)^2} \left(\frac{N}{N_e}\right)$
3		$1 - \frac{0,9 \beta^2}{0,13 + \left(\frac{L_K}{L}\right)^2} \left(\frac{N}{N_e}\right)$

Her iki çizelgede de N_e , moment düzlemindeki Euler burkulma yüküdür ve L gerçek eleman boyu burkulma boyu olarak kullanılarak hesaplanmalıdır. Eğilme düzlemindeki L_K etkin burkulma boyunu, elemanın uç rijitliklerine bağlı olarak hesaplamak için kullanılacak yöntem, çelik yapıların elastik teoriye göre hesap ve yapım kurallarını içeren TS 648'de yer almaktadır.

3.3.2.3 - Uçları Yanal Deplasmanlara Karşı Tutulmamış Eleman Durumu

Bu durum için C_m katsayısı değeri,

$$C_m = 0.85 \quad (3.71)$$

olarak alınabileceği gibi;

$$C_m = 1 - 0.85\alpha \quad (3.72)$$

bağıntısıyla da hesaplanabilir. Bu bağıntıdaki α katsayısı, Bölüm 3.3.2.2'de verilen şartları sağlamalıdır.

3.3.2.4 - Stabilite Kaybının Olmadığı Durumlar

Elemanın herhangi bir burkulma deformasyonu yapamayacak şekilde tutulduğu hallere kesit tesirleri, Bölüm 3.3.1.1'de verilen şartları sağlamalıdır.

3.3.2.5 - Eğilme Düzleminde Stabilite Kaybının Olduğu Durumlar

Bu durumda kesit tesirleri,

$$\frac{N}{N_{Kr}} + \frac{C_m M_i}{M_p (1 - N/N_e)} \leq 1.0 \quad (3.73)$$

şartını sağlamalıdır. Burada, N_e moment etki düzleminde elemanın sistem boyu, burkulma boyu olarak alınarak hesaplanan Euler burkulma yüküdür, N_{Kr} ise eğilme momenti olmadığı halde elemanın taşıyabileceği en büyük aksel kuvvettir. Moment etki düzlemi dışına doğru yer alabilecek burkulma deformasyonları yeterince önlenmiş ise, N_{Kr} momentsiz halde elemanın bu düzlemdeki burkulma yüküdür ve,

$$N_{Kr} = \frac{F \sigma_a}{\varpi} = \frac{Np}{\varpi} \quad (3.74)$$

bağıntısıyla hesaplanır. Bu bağıntıdaki ϖ moment etki düzleminde elemanın sistem boyu burkulma boyu olarak alınarak hesaplanması gereken burkulma katsayısıdır. C_m katsayısı, Bölüm 3.3.2.1 ve 3.3.2.3'de çeşitli durumlar için verilmiştir. Aynı bağıntıdaki M_i momenti, eleman üzerinde etkili olan birinci mertbe momenti olup aşağıdaki maddelerde belirlenmiştir.

3.3.2.6 - Aksel Basınç Kuvvetiyle Birlikte Sadece Uç Momentleri Etkisinde Ve Uçları Yanal Deplasmanlara Karşı Tutulmuş Eleman Durumu

Bu durumda, 3.73 ifadesinde elemanın uçlarına etkiyen iki momentten sayısal olarak büyük olanı M_i olarak alınır (Şekil 3.9). Aynı bağıntıdaki C_m katsayısı, Bölüm 3.3.2.1'de verilen bağıntıyla hesaplanmalıdır.

3.3.2.7 - Moment Düzlemindeki Yanal Yükler Etkisinde Ve Uçları Yanal Deplasmanlara Karşı Tutulmuş Eleman Durumu

Bu durumda, 3.73 ifadesinde, M_i olarak sadece yanal yüklerden dolayı eleman uçları arasında oluşan en büyük basit kiriş eğilme momenti alınır. Ayrıca C_m katsayısı Bölüm 3.3.2.2 uyarınca hesaplanmalıdır.

3.3.2.8 - Uçları Yanal Deplasmanlara Karşı Tutulmamış Eleman Durumu

Bu durumda 3.73 bağıntısında M_i olarak eleman uçlarına etkiyen sayısal olarak en büyük moment alınır. C_m katsayısı ise Bölüm 3.3.2.3 uyarınca hesaplanır.

3.3.2.9 - Stabilité Kaybının Burulmalı Yanal Burkulma Yoluyla Oluşturduğu Durumlar

Bu durumda, eleman büyük atalet momenti veren asal eksenini etrafında etkiyen momentlere ve aksenal basınç kuvvetine maruzdur. Moment düzlemi dışına yapabileceği deplasmanlara karşı yeterliseviyede tutulmadıkça, eleman plastik moment taşıma kapasitesine ulaşılmalıdır burulmalı yanal burkulma yaparak stabilite kaybına uğrar. Bu durumda kesit tesirleri;

$$\frac{N}{N_{Kr}} + \frac{C_m M_i}{M_{Kr} (1 - N/N_e)} \leq 1.0 \quad (3.75)$$

şartını sağlamalıdır. Bu bağıntıda N elemana etkiyen aksenal basınç kuvvetini, N_e moment etki düzleminde elemanın sistem boyu burkulma boyu alınarak hesaplanan Euler burkulma yükünü, M_i , Bölüm 3.3.2.5'de belirlenen birinci mertebe eğilme momentini, N_{Kr} , Bölüm 3.3.2.5'de belirlenen ve elemanın eğilme momentsiz olarak taşıyabileceği en büyük aksenal kuvveti ifade etmekte olup, elemanın sistem boyu burkulma boyu olarak alınarak zayıf asal eksen etrafında hesaplanmalıdır. C_m ve M_i değerleri çeşitli haller için Bölüm 3.3.2.6, Bölüm 3.3.2.7 ve Bölüm 3.3.2.8'de verilmiştir. 3.75 ifadesindeki M_{Kr} momenti aksenal yük etkisi olmadığında elemanın burulmalı yanal burkulma yapmadan taşıyabileceği en büyük eğilme momentidir.

3.3.2.10 - Eğik Eğilme Ve Eksenel Basınç Kuvveti Etkisindeki Elemanlar

Bu durumda kesit tesirleri;

$$\frac{N}{N_{Kr}} + \frac{M_x C_{mx}}{M_{Krx} (1 - N/N_{ex})} + \frac{M_y C_{my}}{M_{Kry} (1 - N/N_{ey})} \leq 1.0 \quad (3.76)$$

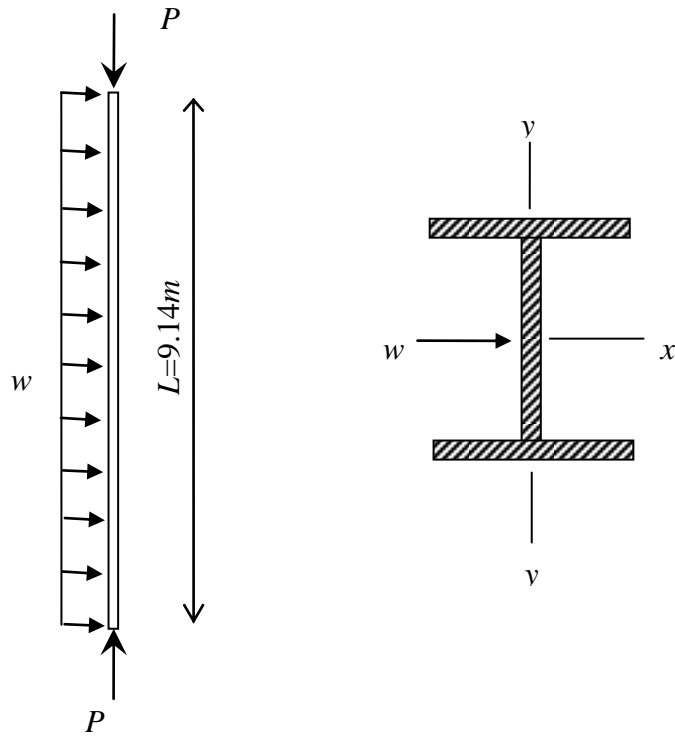
şartını sağlamalıdır. Bölüm 3.3.2.9'da verilen 3.75 ifadesinin terimleri için yapılmış olan tanımlar, bu bağıntının bazı terimleri için de geçerlidir. Ancak bu bağıntının bazı terimleri için kullanılmış olan x ve y indisleri, bu terimlerin eleman kesitinin x ve y asal eksenleri etrafındaki eğilme için hesaplanacaklarını ifade etmektedir.

4 - SAYISAL ÖRNEKLER ÜZERİNDE LRFD, EUROCODE 3 VE TS 4561 ŞARTNAMESLERİNİN UYGULANMASI VE KARŞILAŞTIRILMASI

4.1 - Düzlem Eğilme Durumu

4.1.1 - Zayıf Eksen Etrafında Eğilme

$P = 1780kN$ aksenal yük, $w = 5.84kN/m$ yanal üniform yayılı yük etkisinde zayıf ekseninde eğilen $9.14m$ uzunluğundaki kiriş-kolon için uygun kesit belirlenecektir. A36 çeliği kullanılacaktır.



Şekil 4.1 - Zayıf ekseninde düzlem eğilme yapan eleman

İstenilen eksenel yük taşıma kapasitesi	:	$P = 1780kN$
Efektif eleman boyu	:	$L = 9.14m$
İstenilen yayılı yük taşıma kapasitesi	:	$w = 5.84kN/m$
Akma gerilmesi	:	$F_y = 345 N/mm^2$
Elastisite modülü	:	$E = 200000 N/mm^2$
Maksimum moment	:	$M_{\max} = \frac{wL^2}{8} = 61.04kNm$

i - LRFD Şartnamesine Göre Tasarım

W14x90 profilinin kesit özellikleri:

$$A = 170.97cm^2 \quad b_f = 36.88cm. \quad Z_y = 1238.86cm^3$$

$$d = 35.61cm \quad t_f = 1.80cm. \quad S_y = 817.71cm^3$$

$$t_w = 1.12cm \quad r_y = 9.4cm$$

Kesit narinlik oranı:

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = 10.225 \quad \lambda_r = \frac{95}{\sqrt{F_y}} = 13.435 \quad (\text{AISCs, Tablo 5.1})$$

Sınır aşılmaması sebebiyle, kesit için yerel burkulma indirgemesi yapılmasına gerek yoktur.

Eksenel taşıma kapasitesi:

$$\lambda_{cy} = \frac{KL}{r_y \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{914.4}{9.4 \times 3.14} \sqrt{\frac{345}{200000}} = 1.286 < 1.5$$

$$F_{cr} = 345 \times 0.658^{\lambda_{cy}^2} = 172.7 N/mm^2$$

$$\phi_c = 0.85 \quad P_n = F_{cr} A = 2957.8kN$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{1780}{0.85 \times 2957.8} = 0.71 > 0.2 \text{ bu durumda kullanılacak etkileşim denklemi}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \text{ 'dir.}$$

Eğilme kapasitesi:

AISCs Bölüm F2'de belirtilen şekilde;

Plastik moment

$$M_p = F_y Z_y = 34.5 \times 1238.86 = 42740.7 kNcm$$

Uç lifte elastik yük dağılımı için eğilme momenti

$$M_y = F_y S_y = 34.5 \times 817.71 = 28210.99 kNcm$$

$$1.5M_y = 1.5 \times 28210.99 = 42316.5 kNcm \Rightarrow 1.5M_y < M_p \Rightarrow M_{ny} < 1.5M_y = 42316.5 kNcm$$

İstenilen arttırılmış moment:

$$M_{nt} = M_{\max} \quad M_{lt} = 0 \quad C_m = 1$$

$$P_{e1} = \frac{AF_y}{\lambda_{cy}^2} \quad B_1 = \frac{C_m}{1 - P_u/P_{e1}} = 1.997$$

$$M_{uy} = B_1 M_{nt} = 1.997 \times 6104 = 12189.69 kNcm$$

Elde edilen değerler, etkileşim denkleminde yerine konularak;

$$\phi_b = 0.90$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} = 0.71 + \frac{8}{9} \frac{12189.69}{0.90 \times 42316.5} = 0.994 < 1.0$$

W14x90 profilinin kullanılması uygundur.

ii - Eurocode 3 Şartnamesine Göre Tasarım

Enkesit sınıfı:

$$f_y \cong 235 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \varepsilon = \sqrt{235/235} = 1$$

$$\text{Gövde : } d/t_w = 35.61/1.12 \cong 31.8 \Rightarrow 31.8/1 \cong 32$$

$$\text{Başlık : } c/t_f = 36.88 \times 0.5/1.80 = 10.24 \cong 10$$

Kesit 1. sınıftır.

Enkesit dayanım değerleri:

$$N_{pl,Rd} = Af_y / \gamma_{M0} = 170.97 \times 23.5/1.10 = 3652.54 \text{ kN}$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_{M0} = 1238.86 \times 23.5/1.10 = 26466.55 \text{ kNcm}$$

Zayıf eksende eğilme durumu sözkonusudur.

$$N_{Sd} = 1780 \text{ kN}$$

$$n = \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{1780}{3652.54} \cong 0.49$$

$$a = \frac{A - 2btf}{A} = \frac{170.97 - (2 \times 36.88 \times 1.80)}{170.97} \cong 0.22$$

$$n > a \Rightarrow M_{y,N,Rd} = M_{y,pl,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] = 26466.55 \left[1 - \left(\frac{0.49-0.22}{1-0.22} \right)^2 \right] = 23295.26 \text{ kNcm}$$

Etkileşim denklemi;

$$\frac{M_{Sd}}{M_{y,N,Rd}} + \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{6104}{23295.26} + \frac{1780}{3652.54} = 0.75 < 1.0$$

Stabilite kontrolü:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1.0$$

burkulma eğrisi b

$$\bar{\lambda} = \left[\beta_A A f_y / N_{cr} \right]^{0.5} = (\lambda / \lambda_1) \beta_A^{0.5}$$

$$\beta_A = 1$$

$$\lambda = 914.4 / 9.4 = 97.28$$

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 93.9$$

$$\bar{\lambda} = (97.28 / 93.9)^{0.5} = 1.035 \Rightarrow \chi \cong 0.60$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Sd}}{\chi_y A f_y} \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left[\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right] = 0.60(2 \times 1.3 - 4) + \left[\frac{1238.86 - 817.71}{817.71} \right] = -0.325$$

$$k_y = 1 - \frac{-0.325 \times 1780}{0.60 \times 170.97 \times 23.5} \cong 1.24$$

$$\frac{1780}{0.60 \times 170.97 \times 23.5 / 1.10} + \frac{1.24 \times 6104}{1238.86 \times 23.5 / 1.10} = 1.1 > 1.0$$

Bu durumda W14x90 profili, burkulma açısından yetersizdir.

W14x99 profili için stabilite kontrolü yapılırsa;

$$\bar{\lambda} = \left[\beta_A A f_y / N_{cr} \right]^{0.5} = (\lambda / \lambda_1) \beta_A^{0.5}$$

$$\beta_A = 1$$

$$\lambda = 914.4/9.44 = 96.86$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon = 93.9$$

$$\bar{\lambda} = (96.86/93.9)^{0.5} = 1.03 \Rightarrow \chi \cong 0.60$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{sd}}{\chi_y A f_y} \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left[\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right] = 0.60(2 \times 1.3 - 4) + \left[\frac{1370 - 904.6}{904.6} \right] = -0.326$$

$$k_y = 1 - \frac{-0.326 \times 1780}{0.60 \times 188 \times 23.5} \cong 1.24$$

$$\frac{1780}{0.60 \times 188 \times 23.5/1.10} + \frac{1.24 \times 6104}{1370 \times 23.5/1.10} = 0.998 < 1.0$$

W14x99 profili kullanım için uygundur.

iii - TS 4561 Şartnamesine Göre Tasarım

W14x90 profili için kontrol

Hadde profiller için;

$$\chi_y = 0.20$$

$$N_p = F_{eff} \times \sigma_a = 170.97 \times 23.5 = 4017.795 kN$$

$$\frac{N}{N_p} = \frac{1780}{4017.795} = 0.44$$

Bu durumda

$$\chi_y < \frac{N}{N_p} < 1.0 \Rightarrow M_{uy} = \left[1 - \left(\frac{\frac{N}{N_p} - \chi_y}{1 - \chi_y} \right)^2 \right] M_{py}$$

$$M_{py} = W_p \sigma_a = 1238.86 \times 23.5 = 29113.21 \text{ kNcm}$$

$$M_{uy} = \left[1 - \left(\frac{\frac{1780}{4017.795} - 0.20}{1 - 0.20} \right)^2 \right] 29113.21 = 26426.46 \text{ kNcm}$$

$$M_y = 6104 \text{ kNcm} < M_{uy} = 26426.46 \text{ kNcm}$$

Stabilite kontrolü;

TS 4561 Çizelge 1'den

$$C_m = 1.0$$

$$\lambda = \frac{914.4}{9.38} = 97.48 \Rightarrow \omega = 1.90$$

$$N_{Kr} = \frac{N_p}{\omega} = \frac{4017.8}{1.90} = 2114.63 \text{ kN}$$

$$\frac{N}{N_{Kr}} + \frac{C_m M_i}{M_{Kr} (1 - N/N_e)} \leq 1.0$$

$$\frac{1780}{2114.63} + \frac{1.0 \times 6104}{29113.21 (1 - 1780/3557)} = 0.842 + 0.42 = 1.262 > 1.0$$

Kesit stabilite açısından uygun değildir.

W14x99 profili için kontrol;

$$N_p = F_{eff} \times \sigma_a = 187.74 \times 23.5 = 4411.89 \text{ kN}$$

$$N_{Kr} = \frac{N_p}{\omega} = \frac{4411.89}{1.90} = 2322.05 \text{ kN}$$

$$N_e = 3557 \times 16732.5 / 15067.58 = 3950.04 \text{ kN}$$

$$\frac{1780}{2322.05} + \frac{1.0 \times 6104}{29113.21(1 - 1780/3950)} = 0.77 + 0.38 = 1.1 \cong 1.0$$

W14x99 profili kullanım için uygundur.

4.1.2 - Kuvvetli Eksen Etrafında Eğilme

i - LRFD Şartnamesine Göre Tasarım

W14x90 için kesit özellikleri:

$$A = 171\text{cm}^2 \quad b_f = 36.83\text{cm.} \quad Z_y = 2573\text{cm}^3$$

$$d = 35.56\text{cm} \quad t_f = 1.80\text{cm.} \quad S_y = 2340\text{cm}^3$$

$$t_w = 1.12\text{cm} \quad r_y = 15.6\text{cm} \quad r_z = 9.4\text{cm}$$

Başlık narinlik oranı:

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = 10.225 \quad \lambda_r = \frac{95}{\sqrt{F_y}} = 13.435 \quad (\text{AISC S, Tablo 5.1})$$

Sınır aşılmaması sebebiyle, kesit için yerel burkulma indirgemesi yapılmasına gerek yoktur.

Eksenel yük taşıma kapasitesi:

Burkulma kuvvetli ekseninde oluşur:

$$\lambda_{cy} = \frac{KL}{r_y \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{914.4}{15.6 \times 3.14} \sqrt{\frac{345}{200000}} = 0.77 < 1.5$$

$$F_{cr} = 345 \times 0.658^{\lambda_{cy}^2} = 269.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\phi_c = 0.85 \quad P_n = F_{cr} A = 4603.3 \text{ kN}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{1780}{0.85 \times 4603.3} = 0.45 > 0.2$$

bu durumda kullanılacak etkileşim denklemi;

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \text{ 'dir.}$$

Moment taşıma kapasitesi:

$$M_p = F_y Z_y = 34.5 \times 2573 = 88768.5 \text{ kNcm}$$

Uç lifte elastik yük dağılımı için eğilme momenti

$$M_y = F_y S_y = 34.5 \times 2340 = 80730 \text{ kNcm}$$

$$1.5M_y = 1.5 \times 80730 = 121095 \text{ kNcm} \Rightarrow 1.5M_y > M_p \Rightarrow M_{ny} = 88768.5 \text{ kNcm}$$

İstenilen arttırılmış moment:

$$M_{nt} = M_{\max} \quad M_{lt} = 0 \quad C_m = 1$$

$$P_{e1} = \frac{AF_y}{\lambda_{cy}^2} \quad B_1 = \frac{C_m}{1 - P_u/P_{e1}} = 1.303$$

$$M_{uy} = B_1 M_{nt} = 1.303 \times 6104 = 7953.51 \text{ kNcm}$$

Elde edilen değerler, etkileşim denkleminde yerine konularak;

$$\phi_b = 0.90$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} = 0.45 + \frac{8}{9} \frac{12189.69}{0.90 \times 88768.5} = 0.538 < 1.0$$

W14x90 kesiti uygundur.

ii - Eurocode 3 Şartnamesine Göre Tasarım

Enkesit sınıfı:

$$f_y \cong 235 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \varepsilon = \sqrt{235/235} = 1$$

$$\text{Gövde :} \quad d/t_w = 35.61/1.12 \cong 31.8 \Rightarrow 31.8/1 \cong 32$$

$$\text{Başlık : } c/t_f = 36.88 \times 0.5/1.80 = 10.24 \cong 10$$

Kesit 1. sınıftır.

$$N_{pl,Rd} = Af_y / \gamma_{M0} = 170.97 \times 23.5/1.10 = 3652.54kN$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl}f_y / \gamma_{M0} = 2572.77 \times 23.5/1.10 = 54963.72kNcm$$

Enkesit dayanım değerleri:

$$N_{pl,Rd} = Af_y / \gamma_{M0} = 170.97 \times 23.5/1.10 = 3652.54kN$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl}f_y / \gamma_{M0} = 2572,77 \times 23.5/1.10 = 54963.72kNcm$$

Kuvvetli eksen de eğilme durumu sözkonusudur.

$$N_{Sd} = 1780kN$$

$$n = \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{1780}{3652.54} \cong 0.49$$

$$a = \frac{A - 2btf}{A} = \frac{170.97 - (2 \times 36.88 \times 1.80)}{170.97} \cong 0.22$$

$$M_{y,N,Rd} = M_{y,Pl,Rd} \times \frac{(1-n)}{(1-0.5a)} = 549.64 \times \frac{(1-0.49)}{(1-0.5 \times 0.22)} = 314.96kNm$$

Etkileşim denkle mi;

$$\frac{M_{Sd}}{M_{y,N,Rd}} + \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{6104}{31496} + \frac{1780}{3652.54} = 0.684 < 1.0$$

Stabilite kontrolü:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} Af_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1.0$$

burkulma eğrisi a

$$\bar{\lambda} = [\beta_A Af_y / N_{cr}]^{0.5} = (\lambda / \lambda_1) \beta_A^{0.5}$$

$$\beta_A = 1$$

$$\lambda = 914.4 / 15.59 = 58.65$$

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 93.9$$

$$\bar{\lambda} = (58.65 / 93.9)^{0.5} = 0.625 \Rightarrow \chi \cong 0.89$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{sd}}{\chi_y Af_y} \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left[\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right] = 0.625(2 \times 1.3 - 4) + \left[\frac{2572.77 - 2343.35}{2343.35} \right] = -0.78$$

$$k_y = 1 - \frac{-0.78 \times 1780}{0.89 \times 170.97 \times 23.5} \cong 1.39 < 1.5$$

$$\frac{1780}{0.60 \times 170.97 \times 23.5 / 1.10} + \frac{1.39 \times 6104}{2572.77 \times 23.5 / 1.10} = 0.966 < 1.0$$

Bu durumda W14x90 profili, burkulma açısından yeterlidir.

iii - TS 4561 Şartnamesine Göre Tasarım

W14x90 profili için kontrol

Hadde profiller için;

$$\chi_x = 0.15$$

$$N_p = F_{eff} \times \sigma_a = 170.97 \times 23.5 = 4017.795 kN$$

$$\frac{N}{N_p} = \frac{1780}{4017.795} = 0.44$$

Bu durumda

$$\chi_x < \frac{N}{N_p} < 1.0 \Rightarrow M_{ux} = \frac{1 - \frac{N}{N_p}}{1 - \chi_x} M_{px}$$

$$M_{px} = W_p \sigma_a = 2572.77 \times 23.5 = 60460.095 \text{ kNcm}$$

$$M_{ux} = \frac{1 - 0.44}{1 - 0.15} 604.60 = 398.32 \text{ kNm}$$

$$M_x = 61.04 \text{ kNm} < M_{ux}$$

Stabilite kontrolü;

TS 4561 Çizelge 1'den

$$C_m = 1.0$$

$$\lambda = \frac{914.4}{15.60} = 58.6 \Rightarrow \omega = 1.34$$

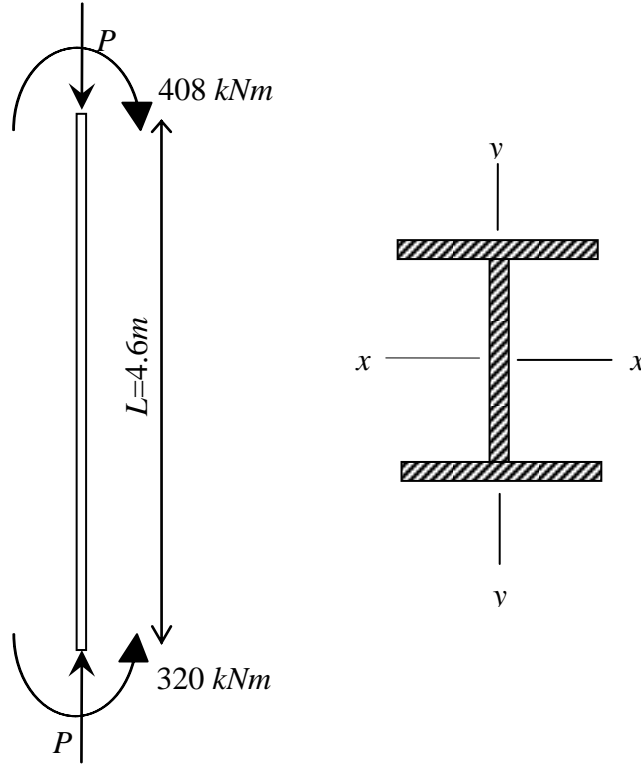
$$N_{Kr} = \frac{N_p}{\omega} = \frac{4017.8}{1.34} = 2998.36 \text{ kN}$$

$$\frac{N}{N_{Kr}} + \frac{C_m M_i}{M_{Kr} (1 - N/N_e)} \leq 1.0$$

$$\frac{1780}{2998.36} + \frac{1.0 \times 6104}{60460 (1 - 1780/3557)} = 0.79 < 1.0$$

Kesit stabilite açısından uygundur.

4.2 - Yanal Burulmalı Burkulma Durumu



Şekil 4.2 - Yanal burulmalı burkulma yapan eleman

$P = 2600kN$ aksenal yük, $M_1 = 320kNm$, $M_2 = 408kNm$ uç momentleri etkisinde kuvvetli ekseninde eğilen $4.6m$ uzunluğundaki kiriş-kolon için uygun kesit belirlenecektir. A36 çeliği kullanılacaktır.

İstenilen aksenal yük taşıma kapasitesi : $P = 2600kN$

Efektif eleman boyu : $L = 4.6m$

Uç momentleri : $M_1 = 320kNm$

$M_2 = 408kNm$

Akma gerilmesi : $F_y = 345 N/mm^2$

Elastisite modülü : $E = 200000 N/mm^2$

Maksimum moment : $M_{max} = 408kNm$

i - LRFD Şartnamesine Göre Tasarım

W14x109 için kesit özellikleri:

$$A = 206\text{cm}^2 \quad b_f = 37.08\text{cm.} \quad Z_y = 3150\text{cm}^3 \quad Z_x = 1003\text{cm}^3$$

$$d = 35.56\text{cm} \quad t_f = 2.18\text{cm.} \quad S_y = 2840\text{cm}^3 \quad S_x = 1520\text{cm}^3$$

$$t_w = 1.33\text{cm} \quad r_y = 16\text{cm} \quad r_x = 9.5\text{cm}$$

Başlık narinlik oranı:

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = 8.50 \quad \lambda_r = \frac{65}{\sqrt{F_y}} = 9.192 \quad (\text{AISC S, Tablo 5.1})$$

Sınır aşılmaması sebebiyle, kesit için yerel burkulma indirgemesi yapılmasına gerek yoktur.

Eksenel yük taşıma kapasitesi:

Burkulma zayıf ekseninde oluşur:

$$\phi_c P_n = 5115\text{kN}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{2600}{5115} = 0.51$$

Bu durumda kullanılacak etkileşim denklemi;

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} \leq 1.0 \text{ 'dir.}$$

Moment taşıma kapasitesi:

M_{ux} 'in belirlenmesi;

$$\lambda_x = \frac{L}{r_x \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.382$$

$$P_{ex} = \frac{AF_y}{\lambda_x^2} = 48646.13kN$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_{u1}}{M_{u2}} \right) = 0.914$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - P_u/P_{ex}} = 0.965 < 1.0 \Rightarrow B_1 = 1.0$$

$$M_{ux} = B_1 M_{u2} = 408kNm$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_{u1}}{M_{u2}} \right) + 0.3 \left(\frac{M_{u1}}{M_{u2}} \right)^2 = 1.111$$

$$\phi_b M_n = C_b \left[\phi_b M_p - (\phi_b M_p - \phi_b M_r) \frac{L - L_p}{L_r - L_p} \right] = 1002.96kNm > \phi_b M_p = 918kNm$$

$$\phi_b M_n = \phi_b M_p = 918kNm$$

Elde edilen değerler, etkileşim denkleminde yerine konularak;

$$\phi_b = 0.90$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} = 0.881 < 1.0$$

W14x109 kesiti uygundur.

Aynı hesaplar W14x99 kesiti için uygulandığında etkileşim denklemi toplamı 0.98 olmaktadır. Bu durumda W14x99 kullanılmalıdır.

ii - Eurocode 3 Şartnamesine Göre Tasarım

Enkesit sınıfı:

$$f_y \cong 235 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \varepsilon = \sqrt{235/235} = 1$$

$$\text{Gövde : } d/t_w = 35.56/1.33 \cong 26.74 \Rightarrow 26.74/1 = 26.74$$

$$\text{Başlık : } c/t_f = 37.08 \times 0.5/2.18 = 8.50$$

Kesit 1. sınıftır.

Enkesit dayanım değerleri:

$$N_{pl,Rd} = Af_y / \gamma_{M0} = 206 \times 23.5/1.10 = 4400 \text{ kN}$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_{M0} = 3150 \times 23.5/1.10 = 67295.45 \text{ kNcm}$$

Kuvvetli ekseninde eğilme durumu sözkonusudur.

$$N_{Sd} = 1780 \text{ kN}$$

$$n = \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{2600}{4400} \cong 0.59$$

$$a = \frac{A - 2btf}{A} = \frac{206 - (2 \times 36.32 \times 2.18)}{206} \cong 0.23$$

Normal kuvvet kesit aksenal dayanımının 0.25'inden büyük olduğundan moment kapasitesinde indirgeme yapılmalıdır.

$$M_{y,N,Rd} = M_{y,Pl,Rd} \times \frac{(1-n)}{(1-0.5a)} = 672.95 \times \frac{(1-0.59)}{(1-0.5 \times 0.23)} = 309.6 \text{ kNm}$$

Bu durumda

$$M_{SD} > M_{y,N,Rd}$$

Kesit yetersizdir.

W14x120 enkesiti için kesit değerleri;

$$\begin{aligned} A &= 228\text{cm}^2 & b_f &= 37.34\text{cm}. & Z_y &= 3474\text{cm}^3 & Z_x &= 1671\text{cm}^3 \\ d &= 32.05\text{cm} & t_f &= 2.39\text{cm}. & S_y &= 3119\text{cm}^3 & S_x &= 1104\text{cm}^3 \\ t_w &= 1.5\text{cm} & r_y &= 15.9\text{cm} & r_x &= 9.5\text{cm} \end{aligned}$$

Enkesit dayanım değerleri:

$$N_{pl,Rd} = A f_y / \gamma_{M0} = 228 \times 23.5 / 1.10 = 4870.91\text{kN}$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_{M0} = 3474 \times 23.5 / 1.10 = 74217.3\text{kNcm}$$

Kuvvetli ekseninde eğilme durumu sözkonusudur.

$$N_{Sd} = 2600\text{kN}$$

$$n = \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{2600}{4870.91} \cong 0.53$$

$$a = \frac{A - 2b t_f}{A} = \frac{228 - (2 \times 37.34 \times 2.39)}{228} \cong 0.22$$

Etkileşim denklemi;

$$\frac{M_{Sd}}{M_{pl,Rd}} + \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{408}{742.2} + \frac{2600}{4870.9} = 1.08 > 1.0$$

W14x132 kesiti için enkesit değerleri;

$$\begin{aligned} A &= 250\text{cm}^2 & b_f &= 37.34\text{cm}. & Z_y &= 3835\text{cm}^3 & Z_x &= 1852\text{cm}^3 \\ d &= 32.10\text{cm} & t_f &= 2.62\text{cm}. & S_y &= 3411\text{cm}^3 & S_x &= 1222\text{cm}^3 \\ t_w &= 1.64\text{cm} & r_y &= 15.95\text{cm} & r_x &= 9.55\text{cm} \end{aligned}$$

Enkesit dayanım değerleri:

$$N_{pl,Rd} = Af_y / \gamma_{M0} = 250 \times 23.5 / 1.10 = 5340.91 kN$$

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_{M0} = 3835 \times 23.5 / 1.10 = 81929.54 kNcm$$

Kuvvetli eksen de eğilme durumu sözkonusudur.

$$N_{sd} = 2600 kN$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{2600}{5340.91} \cong 0.49$$

$$a = \frac{A - 2btf}{A} = \frac{250 - (2 \times 37.34 \times 2.62)}{250} \cong 0.22$$

Etkileşim denklemini;

$$\frac{M_{sd}}{M_{y,N,Rd}} + \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{408}{819.29} + \frac{2600}{5340.91} = 0.98 < 1.0$$

Stabilite kontrolü:

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{y,sd}}{W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1.0$$

burkulma eğrisi a

$$\bar{\lambda} = [\beta_A A f_y / N_{cr}]^{0.5} = (\lambda / \lambda_1) \beta_A^{0.5}$$

$$\beta_A = 1$$

$$\lambda = 460 / 9.55 = 48.17$$

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 93.9$$

$$\bar{\lambda} = (48.17 / 93.9)^{0.5} = 0.513 \Rightarrow \chi \cong 0.92$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{sd}}{\chi_y A f_y} \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left[\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right] = 0.513(2 \times 1.24 - 4) + \left[\frac{3835 - 3119}{3119} \right] = -0.55$$

$$k_y = 1 - \frac{-0.55 \times 2600}{0.92 \times 250 \times 23.5} \cong 1.264 < 1.5$$

$$\frac{2600}{0.60 \times 250 \times 23.5 / 1.10} + \frac{1.264 \times 408}{3835 \times 23.5 / 1.10} = 0.82 < 1.0$$

W14x132 enkesiti stabilite açısından da uygundur.

iii -TS 4561 Şartnamesine Göre Tasarım

W14x132 profili için kontrol

Hadde profiller için;

$$\chi_x = 0.25$$

$$N_p = F_{eff} \times \sigma_a = 250 \times 23.5 = 5875 kN$$

$$\frac{N}{N_p} = \frac{2600}{5875} = 0.44$$

Bu durumda

$$\chi_x < \frac{N}{N_p} < 1.0 \Rightarrow M_{ux} = \frac{1 - \frac{N}{N_p}}{1 - \chi_x} M_{px}$$

$$M_{px} = W_p \sigma_a = 3835 \times 23.5 = 90122.5 kNcm$$

$$M_{ux} = \frac{1 - 0.44}{1 - 0.15} 901.22 = 593.74 kNm$$

$$M_x = 408 kNm < M_{ux}$$

Stabilite kontrolü;

TS 4561 Çizelge 1'den

$$C_m = 1.0$$

$$\lambda = \frac{460}{9.5} = 48.42 \Rightarrow \omega = 1.24$$

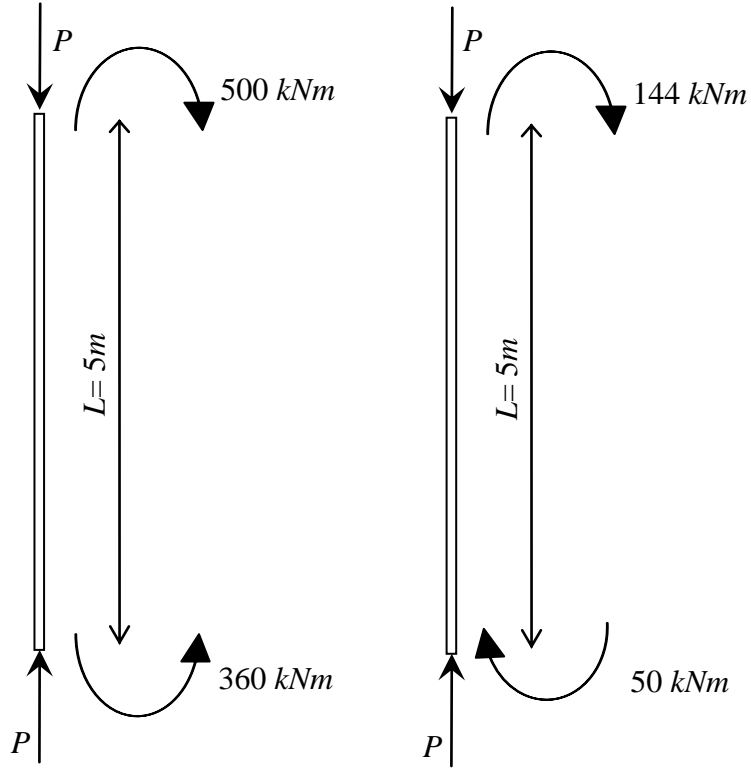
$$N_{Kr} = \frac{N_p}{\omega} = \frac{5875}{1.24} = 4737.90kN$$

$$\frac{N}{N_{Kr}} + \frac{C_m M_i}{M_{Kr}(1 - N/N_e)} \leq 1.0$$

$$\frac{2600}{4737.9} + \frac{1.0 \times 408}{901.22(1 - 2600/29039)} = 1.03 \cong 1.0$$

W14x132 enkesiti stabilite açısından da uygundur.

4.3 - İki Eksenli Eğilme Durumu



Şekil 4.3 - İki eksenli eğilme yapan eleman

$P = 2000kN$ aksenal yük ve şekilde gösterildiği gibi iki eksenli uç momentleri etkisinde $5m$ uzunluğundaki kiriş-kolon için uygun kesit belirlenecektir. A36 çeliği kullanılacaktır.

İstenilen aksenal yük taşıma kapasitesi : $P = 2000kN$

Efektif eleman boyu : $L = 5m$

Uç momentleri : $M_{1x} = -360kNm$

$$M_{2x} = 500kNm$$

$$M_{1y} = 50kNm$$

$$M_{1x} = 144kNm$$

$$\text{Akma gerilmesi} : F_y = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Elastisite modülü} : E = 200000 \text{ N/mm}^2$$

i - LRFD Şartnamesine Göre Tasarım

W14x132 için kesit özellikleri:

$$A = 250 \text{ cm}^2 \quad b_f = 37.3 \text{ cm.} \quad Z_x = 3834 \text{ cm}^3 \quad Z_y = 1852 \text{ cm}^3$$

$$t_f = 2.62 \text{ cm.} \quad S_x = 3411 \text{ cm}^3 \quad S_y = 1222 \text{ cm}^3$$

$$t_w = 1.64 \text{ cm} \quad r_x = 15.95 \text{ cm} \quad r_y = 9.54 \text{ cm}$$

Nominal moment kapasitesini belirlemek için eğilme dayanım parametreleri:

$$\phi M_{px} = 1190 \text{ kNm} \quad \phi M_{rx} = 850 \text{ kNm}$$

$$L_p = 4.05 \text{ m} \quad L_r = 5.88 \text{ m}$$

Yalnız uç momentler etkisi için C_b faktörü:

$$C_b = 1.75 + 1.05 \frac{M_{x1}}{M_{x2}} + 0.3 \left(\frac{M_{x1}}{M_{x2}} \right)^2 = 1.15$$

$L_p < L < L_r$ olduğundan x ekseninde moment kapasitesi

$$\phi M_{nx} = C_b \left[\phi M_{px} - (\phi M_{px} - \phi M_{rx}) \frac{L - L_p}{L_r - L_p} \right] = 1165.035 \text{ kNm} < \phi M_p = 1190 \text{ kNm}$$

y ekseninde moment kapasitesi

$$\phi M_{ny} = 0.9 Z_y F_y = 577.53 \text{ kNm}$$

Eksenel yük taşıma kapasitesi:

$$\lambda_y = \frac{L}{\pi r_y} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.691$$

$$F_{cr} = F_y \times 0.658 \lambda_y^2 = 282.55 \text{MPa}$$

$$P_n = AF_{cr} = 7063.752 \text{kN}$$

B_1 'in hesaplanması:

$$\lambda_x = \frac{L}{\pi r_x} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.416$$

$$P_{ex1} = \frac{AF_y}{\lambda_x^2} = 49902.694 \text{kN}$$

$$C_{mx} = 0.6 - 0.4 \frac{M_{x1}}{M_{x2}} = 0.888$$

$$B_{1x} = \frac{C_{mx}}{1 - P_u/P_{ex1}} = 0.925 < 1.0 \Rightarrow B_{1x} = 1.0$$

$$P_{ey1} = \frac{AF_y}{\lambda_y^2} = 18078.135 \text{kN}$$

$$C_{my} = 0.6 - 0.4 \frac{M_{y1}}{M_{y2}} = 0.461$$

$$B_{1y} = \frac{C_{my}}{1 - P_u/P_{ey1}} = 0.518 < 1.0 \Rightarrow B_{1y} = 1.0$$

$$M_{ux} = B_{1x} M_{ux2} = 500 \text{kNm}$$

$$M_{uy} = B_{1y} M_{uy2} = 144 \text{kNm}$$

$$\phi_c = 0.85 \frac{P_u}{\phi_c P_n} = 0.333 > 0.2$$

Etkileşim denklemi:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) = 0.936 < 1.0$$

W14x132 kesiti kullanım için uygundur.

ii - Eurocode 3 Şartnamesine Göre Tasarım

Enkesit sınıfı:

$$f_y \cong 235 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \varepsilon = \sqrt{235/235} = 1$$

$$\text{Gövde : } d/t_w = 32.3/1.64 \cong 19.7 \Rightarrow 19.7/1 = 19.7$$

$$\text{Başlık : } c/t_f = 37.33 \times 0.5/2.61 = 7.15$$

Kesit 1. sınıftır.

Enkesit dayanım değerleri:

$$N_{pl,Rd} = Af_y / \gamma_{M0} = 250 \times 23.5/1.10 = 5340.91 \text{ kN}$$

$$M_{pl,y,Rd} = W_{ply} f_y / \gamma_{M0} = 3835 \times 23.5/1.10 = 81929.5 \text{ kNcm}$$

$$M_{pl,z,Rd} = W_{plz} f_y / \gamma_{M0} = 1852 \times 23.5/1.10 = 39565.4 \text{ kNcm}$$

Kuvvetli ekseninde eğilme durumu sözkonusudur.

$$N_{Sd} = 1780 \text{ kN}$$

$$n = \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{2600}{5340.91} \cong 0.37 > 0.25 \text{ moment indirgemesi yapılmalıdır.}$$

$$a = \frac{A - 2btf}{A} = 0.22$$

$$M_{y,N,Rd} = M_{y,Pl,Rd} \times \frac{(1-n)}{(1-0.5a)} = 57995.04 \text{ kNcm}$$

$$M_{z,N,Rd} = M_{z,Pl,Rd} \times \left(1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right) = 38102.2 \text{ kNcm}$$

İki eksenli eğilme için

$$\left(\frac{M_{y,Sd}}{M_{Ny,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,Sd}}{M_{Nz,Rd}} \right)^\beta \leq 1.0$$

$$\alpha = 2, \beta = 5n = 1.85 > 1 \Rightarrow \beta = 1$$

$$\left(\frac{500}{579.95} \right)^2 + \left(\frac{144}{381} \right)^1 = 1.12 > 1.0$$

kesit yetersizdir.

W14x145 için kontrol;

$$\begin{array}{llll} A = 275.5 \text{cm}^2 & b_f = 39.4 \text{cm.} & Z_y = 4260.6 \text{cm}^3 & Z_z = 2179.5 \text{cm}^3 \\ & t_f = 2.77 \text{cm.} & S_y = 3786.7 \text{cm}^3 & S_z = 1431.5 \text{cm}^3 \\ & t_w = 1.73 \text{cm} & r_y = 16.07 \text{cm} & r_z = 10.11 \text{cm} \end{array}$$

Enkesit dayanım değerleri:

$$N_{pl,Rd} = A f_y / \gamma_{M0} = 275 \times 23.5 / 1.10 = 5875 \text{kN}$$

$$M_{pl,y,Rd} = W_{ply} f_y / \gamma_{M0} = 4261 \times 23.5 / 1.10 = 91030.5 \text{kNcm}$$

$$M_{pl,z,Rd} = W_{plz} f_y / \gamma_{M0} = 2179 \times 23.5 / 1.10 = 46551.4 \text{kNcm}$$

$$n = \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{2000}{5875} \cong 0.34$$

$$a = \frac{A - 2btf}{A} = 0.20$$

$$M_{y,N,Rd} = M_{y,Pl,Rd} \times \frac{(1-n)}{(1-0.5a)} = 66755.7kNcm$$

$$M_{z,N,Rd} = M_{z,Pl,Rd} \times \left(1 - \left(\frac{n-a}{1-a}\right)^2\right) = 45125.8kNcm$$

İki eksenli eğilme için

$$\left(\frac{M_{y,Sd}}{M_{Ny,Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,Sd}}{M_{Nz,Rd}}\right)^\beta \leq 1.0$$

$$\alpha = 2, \beta = 5n = 1.7 > 1 \Rightarrow \beta = 1$$

$$\left(\frac{500}{667.56}\right)^2 + \left(\frac{144}{451.2}\right)^1 = 0.88 < 1.0$$

kesit uygundur.

Stabilite kontrolü:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{W_{pl,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1.0$$

$$\bar{\lambda} = [\beta_A A f_y / N_{cr}]^{0.5} = (\lambda / \lambda_1) \beta_A^{0.5}$$

$$\beta_A = 1$$

$$\lambda_y = 500 / 16.07 = 31$$

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.33 \Rightarrow \chi_y = 0.97$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Sd}}{\chi_y A f_y} \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{M_y} - 4) + \left[\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right] = 0.33(2 \times 2.304 - 4) + \left[\frac{4261 - 3787}{3787} \right] = 0.326$$

$$k_y = 0.9 < 1.5$$

$$\lambda_z = 500/10.11 = 49.45$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.53 \Rightarrow \chi_y = 0.88$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{sd}}{\chi_z A f_y} \leq 1.5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_y(2\beta_{M_z} - 4) + \left[\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right] = 0.062$$

$$k_z = 0.98 < 1.5$$

$$\frac{2000}{0.88 \times 275 \times 23.5/1.1} + \frac{0.9 \times 50000}{4261 \times 23.5/1.1} + \frac{0.98 \times 14400}{2179 \times 23.5/1.1} = 1.18 > 1.0$$

Kesit stabilite durumu açısından yetersizdir.

Aynı stabilite kontrolleri W14x176 enkesiti için yapıldığında etkileşim denkleminin verdiği sonuç $0.98 < 1.0$ şeklindedir. Yani kullanım açısından W14x176 enkesiti uygundur.

iii - TS 4561 Şartnamesine Göre Tasarım

W14x176 enkesiti için bileşik eğik eğilme kontrolü yapılacaktır.

$$\left(\frac{M_x}{M_{ux}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_y}{M_{uy}} \right)^\beta \leq 1.0$$

Çift simetrlili I kesitlerde

$$\alpha = 2 \quad \beta \leq \frac{1}{5N/N_p}$$

$$M_{px} = W_{px} \sigma_a = 123229.3kNcm$$

$$M_{py} = W_{py} \sigma_a = 62768.5kNcm$$

$$N_p = F \sigma_a = 7849kN$$

x-x kuvvetli ekseninde,

$$F_g / 2F \cong 0.5 \Rightarrow \chi_x = 0.25$$

$$\frac{N}{N_p} = \frac{2000}{7849} \cong 0.25 \Rightarrow M_{ux} = M_{px} = 123229.3kNcm = 1232kNm$$

y-y zayıf ekseninde,

$$\chi_y = 0.20 < N/N_p$$

$$M_{uy} = M_{py} \left(1 - \left(\frac{N/N_p - \chi_y}{1 - \chi_y} \right)^2 \right) = 693.25kNm$$

$$\left(\frac{500}{1232} \right)^2 + \left(\frac{144}{627.7} \right) = 0.39 < 1.0$$

Stabilite kontrolü;

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0.4$$

$$C_{mx} = 0.6 - 0.4 \left(-\frac{360}{500} \right) = 0.89 > 0.4$$

$$C_{my} = 0.6 - 0.4 \left(\frac{50}{144} \right) = 0.46 > 0.4$$

$$N_{Kr} = \frac{N_p}{\varphi} = 7849 / 1.24 = 6329.8 \text{ kN}$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{L^2} = 71061 \text{ kN}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{L^2} = 27556 \text{ kN}$$

$$\frac{N}{N_{Kr}} + \frac{M_x C_{mx}}{M_{Krx} (1 - N/N_{ex})} + \frac{M_y C_{my}}{M_{Kry} (1 - N/N_{ey})} \leq 1.0$$

$$\frac{2000}{6329.8} + \frac{500 \times 0.89}{1232(1 - 2000/71061)} + \frac{144 \times 0.46}{693.25(1 - 2000/27556)} = 0.88 < 1.0$$

W14x176 enkesiti stabilite açısından da uygundur.

5 - SONUÇLAR

İncelenen tasarım prensipleri ve şartnameler ile uygulanan sayısal örnekler sonucunda etkileşim denklemlerinin kullanımının, tasarım açısından büyük ölçüde pratik ve zaman açısından ekonomik bir yöntem olduğu görülmüştür. Bu sayede tasarım süreci belli bir sistematik içinde kolayca yürütülebilmekte, analitik çözümler ile yaklaşık sonuçlar veren etkileşim denklemlerinin diyagramları karşılaştırıldığında ise sonuçların gayet yeterli bir şekilde analitik çözüm ile elde edilen olan kesin değerlere yakın olduğu gözlemlenmektedir.

LRFD ve EUROCODE 3 şartnamelerinin, tasarım açısından kesitleri narinliklerine göre sınıflandırması, bu şartnameler açısından göze çarpan en önemli özelliklerden biridir. Bu sayede, kullanılan enkesitin narinliği tasarıma direkt olarak girmekte ve bu doğrultuda plastik teoriye veya elastik teoriye göre tasarım yapılabilmektedir. LRFD’de kompakt, EUROCODE 3’te 1. ve 2. Sınıf kesitler kullanılması durumunda plastik teoriyle hesaba izin verilmektedir. TS 4561 Şartnamesi’nde böyle bir kesit sınıflandırması yoktur. Fakat bunun yerine, elemanlarda yerel burkulma problemini engellemek amacıyla, kesit narinliklerinin belli sınır değerleri aşmaması sağlanmıştır.

Bölüm 4’te zayıf ekseninde düzlem eğilme yapan bir kiriş-kolonun sırasıyla LRFD, EUROCODE 3 ve TS 4561 şartnamelerine göre tasarımı yapılmıştır. EUROCODE 3 ve TS 4561’e göre elde edilen sonuç uyarınca W14x99 profili enkesit için yeterli olmuştur. Hesap yöntemlerinin farklılığına rağmen iki şartnamenin de aynı mertebede sonuçlar vermesi, EUROCODE 3’ün uyguladığı prosedürün detaylılığı göz önüne alındığında TS 4561 şartnamesi açısından olumlu olarak nitelendirilebilir. Bunun dışında LRFD Şartnamesi’ne göre yapılan tasarım sonucunda daha ufak bir kesit olan W14x90 yeterli bulunmuştur. Bu farklılık, EUROCODE 3 ve TS 4561 uyarınca yapılan stabilite kontrolleri sebebiyle oluşmuştur.

Tablo 5.1 - Sayısal örnek sonuçları

ÖRNEK	SONUÇLAR		
	LRFD	Eurocode 3	TS 4561
4.1	W14x90	W14x99	W14x99
4.2	W14x109	W14x132	W14x132
4.3	W14x132	W14x176	W14x176

Sonuç olarak, güvenlik açısından TS 4561 Şartnamesi, LRFD ve EUROCODE 3 Şartnameleri ile aynı yeterliliği göstermektedir. Bunun yanında diğer iki şartnamenin uyguladığı yöntemlerin daha detaylı ve uzun olmakla beraber daha açıklayıcı ve tasarımcıya fazla inisiyatif bırakmayan daha sistematik özellikte olduğu kanısına varılmıştır.

KAYNAKLAR

- Englekirk R.**, 1994. Steel Structures, Controlling Behaviour Through Design, John Wiley & Sons Inc., Toronto
- Gaylord E. H. And Gaylord C. N.**, 1972. Design Of Steel Structures, McGraw-Hill Inc., New York
- Gaylord E. H., Gaylord C. N. and Stallmeyer J. E.**, 1992. Design Of Steel Structures, McGraw-Hill Inc., Singapore
- Galambos T. V. and Beedle L. S.**, 1964. Structural Steel Design, The Ronald Press Company, New York
- Galambos T. V., Lin F. J. and Johnston B. G.**, 1996. Basic Steel Design with LRFD, Prentice Hall, New Jersey
- McCormac J. C.**, 1992. Structural Steel Design, Fourth Edition (ASD Method), Longman Publishers Inc., New York
- Özgen A. ve Bayramođlu G.**, 2002. İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Yapı Anabilim Dalı Çelik Yapılar I Ders Notu, İstanbul
- Trahair N. S. and Bradford M. A.**, 1988. The Behaviour and Design of Steel Structures, Revised Second Edition, Chapman & Hall, London
- TS-4561**, 1985. Çelik yapıların plastik teoriye göre hesap kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- Eurocode 3**, 1992. Design of steel structures, *The European Committee for Standardization*, Europe.
- ASD**, 1973. Manual of Steel Construction, *American Institute of Steel Construction*, New York.
- LRFD**, 1999. Load And Resistance Factor Design Specifications for Structural Steel Buildings, *American Institute of Steel Construction*, Chicago.

ÖZGEÇMİŞ

Erkal ALBAYRAK, 1979 yılında Kocaeli’de doğmuştur. İlk ve orta öğrenimini Özel Seymen Koleji’nde, lise öğrenimini Özel Seymen Fen Lisesi’nde tamamlamıştır. Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü’nden 2002 Temmuz döneminde mezun olmuştur. 2002 Güz döneminde, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü’nün Yapı Mühendisliği yüksek lisans programına kayıt olmuştur. Halen eğitimine devam etmektedir.