

**T.C.
FIRAT ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

ÇELİK KİRİŞ - KOLONLARIN BURKULMA ANALİZİ

Zeynep DERE YAMAN

YÜKSEK LİSANS TEZİ

MEKANİK ANABİLİM DALI

96352

ELAZIĞ

2000

**T.C.
FIRAT ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

ÇELİK KİRİŞ – KOLONLARIN BURKULMA ANALİZİ

Zeynep DERE YAMAN

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
MEKANİK ANABİLİM DALI**

ELAZIĞ

2000

T.C.
FIRAT ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ÇELİK KİRİŞ-KOLONLARIN BURKULMA ANALİZİ

Zeynep DERE YAMAN

YÜKSEK LİSANS TEZİ

MEKANİK ANABİLİM DALI

Bu Tez, 29.09.2000 Tarihinde, Aşağıda Belirtilen Jüri Tarafından Oybirliği /Oyçokluğu İle Başarılı / Başarısız Olarak Değerlendirilmiştir.

Doç.Dr. Mehmet ÜLKER Prof.Dr. Aydın TURGUT Doç.Dr.Zülfü ÇINAR ULUCAN

Danışman

Üye

Üye

Bu tezin kabulü, Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun/...../..... tarih ve sayılı kararıyla onaylanmıştır.

ÖZET

Bu çalışmada, eğilmeye ve aksenal basınç kuvveti etkisiyle burkulmaya çalışan Kiriş- Kolonların burkulma analizi yapılmıştır.

Kiriş – Kolonların burkulma analizi için AISC, LRFD ve TS 648’de verilen gerçekleştirme formüllerinin teorik olarak nasıl çıkarıldığı ve şartnamelere nasıl yansıtıldığı araştırılmıştır. Ayrıca, Kiriş – Kolonların statik yükler altında elastik ve plastik dengesi de bu çalışmada incelenmiştir.



ABSTRACT

In this study, the spraining analysis of beam – columns which are trying to bend down and sprain with the effect of axis pressure power are examined.

For the spraining analysis of beam – columns, how the confirmation formulas are theoretically arised in AISC, LRFD and TS 648 and how they are reflected to the list of conditions are examined. And also, the elastic and plastic balance of beam – columns under static burdens are examined in this study.



ÖNSÖZ

Birçok mühendislik yapısı perçin, cıvata ve kaynak yardımıyla ikiden fazla çubuğun birleştirilmesi sonucu oluşur. Çubuklar pek çok yapının ana elemanları olarak kullanıldıkları için, taşıdıkları yükün tipine ve onların fonksiyonuna göre tamamen farklı isimlerle isimlendirilirler. Çubuklar genel olarak; kirişler ve kolonlar olarak sınıflandırılırlar.

Kirişler eğilme momentinin ve kesme kuvvetinin hakim olduğu yerlerde kullanılan elemanlar, kolonlarda aksel basıncın hakim olduğu yerlerdeki elemanlardır. Bunların dışında hem eğilme momentlerinin hem de aksel basıncın birlikte etkin olduğu yerlerde kullanılan çubuk elemanlar vardır. Bunlar, bünyesinde hem kiriş hem de kolon davranışı gösteren, genel bir yapısal eleman olan kiriş-kolonlardır.

Bütün yapılar yük altında elastik özelliklere sahiptir ve deformasyon yapar. Ve genel olarak yapısal analizlerde bu geometrik değişikliklerden kaynaklanan etkiler ihmal edilir. Oysa kiriş -kolonların analizi, deformasyon sonucu çubuk geometrisindeki değişimin denge denklemleri üzerindeki etkisini dikkate almamız gerektiğini ortaya koyar. Çubuk geometrisindeki deformasyon çubuk bünyesinde önemli oranda ek bir moment oluşturur. İşte bu durum dikkate alınarak; kiriş-kolonun elastik davranışlar gösterdiği sınırlar içerisinde yazılan diferansiyel denklemlerin çözümü güçleşirken, plastik davranış gösteren bölge için düzenlenen diferansiyel denklemler genellikle çözülemez. Çözümleri elde etmek için sayısal metodların kullanılması gerekir.

Bu çalışmada kiriş-kolonların davranışını ve mukavemetini belirlemek için gerekli olan temel işlemlerle, çeşitli analiz metotları incelenmiştir.

TEŞEKKÜR

Bu çalışmayı yaparken benden yardımlarını ve ilgilerini esirgemeyen; başta danışman hocam Doç. Dr. Mehmet ÜLKER beye, eşim can yoldaşım Çetin YAMAN'a, DERE ve YAMAN ailelerine, saygıdeğer arkadaşımız Ertuğrul GELEN'e, Niğde Üniversitesi Aksaray Mühendislik Fakültesinde çalışan tüm akademisyen arkadaşlarıma, Sakarya Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'ndeki hocamız Prof. Dr. Muzaffer ELMAS bey, Arş. Gör. Naci ÇAĞLAR bey ve diğer mesai arkadaşlarıma sonsuz minnet ve şükran duygularımı sunuyorum. Allah hepsine yar ve yardımcı olsun.



İÇİNDEKİLER

ÖZET	I
ABSTRACT	II
ÖNSÖZ	III
TEŞEKKÜR	IV
İÇİNDEKİLER	V
ŞEKİLLER LİSTESİ	VII
TABLolar LİSTESİ	X
SİMGELER LİSTESİ	XI
KISALTMALAR LİSTESİ	XIV
1. GİRİŞ	1
2. KİRİŞ – KOLONLARIN GENEL DURUMU	2
2.1. Eksenel Basınç Kuvveti ve Eğilme Momenti Etkisindeki Elemanlar	2
2.2. Enine Yükler Altında Kiriş – Kolonlar	8
2.2.1. Mesnetleri Yanal Ötelemeye Karşı Tutulmuş Kiriş – Kolonlar	8
2.2.2. Mesnetleri Yanal Ötelemeye Karşı Tutulmamış Kiriş – Kolonlar	12
2.3. C_m Katsayısı İçin Boyutlandırma Kabulleri	15
2.3.1. Sadece Uç Momentleri Etkisinde Uçları Yanal Deplasmanlara Karşı Tutulmuş Eleman Hali	15
2.3.2. Yanal Yükler Etkisinde Uçları Rölatif Yanal Deplasmanlara Karşı Tutulmuş Eleman Hali	16
2.3.3. Uçları Rölatif Yanal Deplasmanlara Karşı Tutulmamış Eleman Hali	16
3. KİRİŞ – KOLONLARDA EĞİLME DAVRANIŞI	18
3.1. Kirişlerde Eğilme Davranışı	18
3.2. Başlangıçta y_0 Eğrilğine Sahip Bir Kiriş – Kolon İçin Basınç Gerilmesi Bağıntısının Bulunması	22
3.3. Uç Noktalarından Birinde Momentin Maksimum Olduğu Kiriş – Kolonlar	29

3.4.	Bileşik Eğilme Durumu	30
3.4.1.	Dikdörtgen Kesitler İçin Kesitin Plastikleşmesi	30
3.4.2.	“T” Kesitler İçin Kesitin Plastikleşmesi Durumu	32
	A) x-x Eksenine Göre Kesitin Plastikleşmesi	32
4.	KİRİŞ – KOLONLARIN DİZAYNI İÇİN FORMÜLLER	37
4.1.	Elastik Davranışı Esas Alan Bir Metotla Çerçeve Analizi	38
4.2.	Elasto – Plastik Davranışı Esas Alan Bir Metotla Çerçeve Analizi	38
4.3.	Plastik Davranış Teorisi İle Çerçeve Analizi	39
5.	KİRİŞ – KOLONLAR İÇİN KULLANILAN GERİLME FORMÜLLERİ	40
5.1.	AISC / ASD Şartnamesinde Gerilme Formülleri	40
5.2.	AISC / LRFD Şartnamesinde Gerilme Formülleri	45
5.3.	TS 648’deki Gerilme Formülleri	50
6.	SAYISAL UYGULAMA	52
7.	SONUÇLAR	84
	KAYNAKLAR	86
	EKLER	88

ŞEKİLLER LİSTESİ

Şekil	2. 1.	Bir Kiriş - Kolon için Genel Durum	2
Şekil	2. 2.	Uç Momentleri Etkisindeki Bir Kiriş – Kolonda Birinci ve İkinci Mertebe Momentleri	6
Şekil	2. 3.	Enine Yüklere Maruz Basit Mesnetli Bir Kiriş – Kolon ve Moment Dağılımları	9
Şekil	2. 4.	Sonsuz Rijit Kirişten Oluşmuş Bir Çerçeve Sistemi	13
Şekil	2. 5.	Sonsuz Rijit Kirişten Oluşmuş Enine Yüklere Maruz Bir Çerçeve Sistemi	14
Şekil	3. 1.	Kirişlerde Eğilme Davranışı	19
Şekil	3. 2.	Başlangıçta y_0 Eğriliğine Sahip Bir Kiriş – Kolon	23
Şekil	3. 3.	$\sec \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P}{P_E}}$ Grafiği	26
Şekil	3. 4.	Kesitin Akma Noktasındaki Gerilme Dağılımı	27
Şekil	3. 5.	Farklı Uç Momentlerine Maruz Kiriş – Kolonlar	29
Şekil	3. 6.	Bileşik Eğilme Durumundaki Bir Kesitte Gerilme Diyagramının Gelişimi	30
Şekil	3. 7.	Bileşik Eğilmelerde Gerilmelerin Bileşenlere Ayrılması	31
Şekil	3. 8.	Çift Simetrikli “I” Kesitlerde x-x Eksenine Göre Etkileşim Eğrisi	35
Şekil	6. 1.	Sayısal Çalışmada Ele Alınan Tip Model	52
Şekil	6. 2.	$P=2 t - L=2 m$ İçin Burkulma Tahkik Diagramı	54
Şekil	6. 3.	$P=2 t - L=2 m$ İçin Burkulmasız Gerilme Tahkik Diagramı	54
Şekil	6. 4.	$P=2 t - L=4 m$ İçin Burkulma Tahkik Diagramı	55
Şekil	6. 5.	$P=2 t - L=4 m$ İçin Burkulmasız Gerilme Tahkik Diagramı	55
Şekil	6. 6.	$P=2 t - L=6 m$ İçin Burkulma Tahkik Diagramı	56
Şekil	6. 7.	$P=2 t - L=6 m$ İçin Burkulmasız Gerilme Tahkik Diagramı	56
Şekil	6. 8.	$P=2 t - L=8 m$ İçin Burkulma Tahkik Diagramı	57
Şekil	6. 9.	$P=2 t - L=8 m$ İçin Burkulmasız Gerilme Tahkik Diagramı	57
Şekil	6. 10.	$P=2 t - L=10 m$ İçin Burkulma Tahkik Diagramı	58
Şekil	6. 11.	$P=2 t - L=10m$ İçin Burkulmasız Gerilme Tahkik Diagramı	58
Şekil	6. 12.	$P=4 t - L=2 m$ İçin Burkulma Tahkik Diagramı	59

Şekil	6. 13.	$P=4 t - L=2 m$ İçin Burkulmasız Gerilme Tahkik Diagramı	59
Şekil	6. 14.	$P=4 t - L=4 m$ İçin Burkulma Tahkik Diagramı	60
Şekil	6. 15.	$P=4 t - L=4 m$ İçin Burkulmasız Gerilme Tahkik Diagramı	60
Şekil	6. 16.	$P=4 t - L=6 m$ İçin Burkulma Tahkik Diagramı	61
Şekil	6. 17.	$P=4 t - L=6 m$ İçin Burkulmasız Gerilme Tahkik Diagramı	61
Şekil	6. 18.	$P=4 t - L=8 m$ İçin Burkulma Tahkik Diagramı	62
Şekil	6. 19.	$P=4 t - L=8 m$ İçin Burkulmasız Gerilme Tahkik Diagramı	62
Şekil	6. 20.	$P=4 t - L=10 m$ İçin Burkulma Tahkik Diagramı	63
Şekil	6. 21.	$P=4 t - L=10 m$ İçin Burkulmasız Gerilme Tahkik Diagramı	63
Şekil	6. 22.	$P=6 t - L=2 m$ İçin Burkulma Tahkik Diagramı	64
Şekil	6. 23.	$P=6 t - L=2 m$ İçin Burkulmasız Gerilme Tahkik Diagramı	64
Şekil	6. 24.	$P=6 t - L=4 m$ İçin Burkulma Tahkik Diagramı	65
Şekil	6. 25.	$P=6 t - L=4 m$ İçin Burkulmasız Gerilme Tahkik Diagramı	65
Şekil	6. 26.	$P=6 t - L=6 m$ İçin Burkulma Tahkik Diagramı	66
Şekil	6. 27.	$P=6 t - L=6 m$ İçin Burkulmasız Gerilme Tahkik Diagramı	66
Şekil	6. 28.	$P=6 t - L=8 m$ İçin Burkulma Tahkik Diagramı	67
Şekil	6. 29.	$P=6 t - L=8 m$ İçin Burkulmasız Gerilme Tahkik Diagramı	67
Şekil	6. 30.	$P=6 t - L=10 m$ İçin Burkulma Tahkik Diagramı	68
Şekil	6. 31.	$P=6 t - L=10 m$ İçin Burkulmasız Gerilme Tahkik Diagramı	68
Şekil	6. 32.	$P=8 t - L=2 m$ İçin Burkulma Tahkik Diagramı	69
Şekil	6. 33.	$P=8 t - L=2 m$ İçin Burkulmasız Gerilme Tahkik Diagramı	69
Şekil	6. 34.	$P=8 t - L=4 m$ İçin Burkulma Tahkik Diagramı	70
Şekil	6. 35.	$P=8 t - L=4 m$ İçin Burkulmasız Gerilme Tahkik Diagramı	70
Şekil	6. 36.	$P=8 t - L=6 m$ İçin Burkulma Tahkik Diagramı	71
Şekil	6. 37.	$P=8 t - L=6 m$ İçin Burkulmasız Gerilme Tahkik Diagramı	71
Şekil	6. 38.	$P=8 t - L=8 m$ İçin Burkulma Tahkik Diagramı	72
Şekil	6. 39.	$P=8 t - L=8 m$ İçin Burkulmasız Gerilme Tahkik Diagramı	72
Şekil	6. 40.	$P=8 t - L=10 m$ İçin Burkulma Tahkik Diagramı	73
Şekil	6. 41.	$P=8 t - L=10 m$ İçin Burkulmasız Gerilme Tahkik Diagramı	73
Şekil	6. 42.	$P=10 t - L=2 m$ İçin Burkulma Tahkik Diagramı	74
Şekil	6. 43.	$P=10 t - L=2 m$ İçin Burkulmasız Gerilme Tahkik Diagramı	74
Şekil	6. 44.	$P=10 t - L=4 m$ İçin Burkulma Tahkik Diagramı	75

Şekil 6. 45.	$P=10 \text{ t} - L=4 \text{ m}$ İçin Burkulmasız Gerilme Tahkik Diagramı	75
Şekil 6. 46.	$P=10 \text{ t} - L=6 \text{ m}$ İçin Burkulma Tahkik Diagramı	76
Şekil 6. 47.	$P=10 \text{ t} - L=6 \text{ m}$ İçin Burkulmasız Gerilme Tahkik Diagramı	76
Şekil 6. 48.	$P=10 \text{ t} - L=8 \text{ m}$ İçin Burkulma Tahkik Diagramı	77
Şekil 6. 49.	$P=10 \text{ t} - L=8 \text{ m}$ İçin Burkulmasız Gerilme Tahkik Diagramı	77
Şekil 6. 50.	$P=10 \text{ t} - L=10 \text{ m}$ İçin Burkulma Tahkik Diagramı	78
Şekil 6. 51.	$P=10 \text{ t} - L=10 \text{ m}$ İçin Burkulmasız Gerilme Tahkik Diagramı	78
Şekil 6. 52.	$L=4 \text{ m}'$ iken Yük-Profil Değişim Grafiği	81
Şekil 6. 53.	$P=2 \text{ t}'$ iken Açıklık-Profil Değişim Grafiği	81
Şekil 6. 54.	$P=4 \text{ t}'$ iken Açıklık-Profil Değişim Grafiği	82
Şekil 6. 55.	$P=6 \text{ t}'$ iken Açıklık-Profil Değişim Grafiği	82
Şekil 6. 56.	$P=8 \text{ t}'$ iken Açıklık-Profil Değişim Grafiği	83
Şekil 6. 57.	$P=10 \text{ t}'$ iken Açıklık-Profil Değişim Grafiği	83



TABLolar LİSTESİ

Tablo 2. 1.	$C_m = 1 - 0.178 \frac{P}{P_E}$ katsayısının $C_m = 0.85$ sabit sayısına yaklaşıklığı	13
Tablo 2. 2.	$C_m = 1 + 0.028 \frac{P}{P_E}$ katsayısının $C_m = 1$ sabit sayısına yaklaşıklığı	14
Tablo 2. 3.	Çeşitli Enine Yükleme Durumları İçin ψ ve C_m Katsayıları	17
Tablo 6. 1.	Sayısal Uygulamada Kullanılan IPB Profil Enkesitleri	53
Tablo 6. 2.	P Yük değerleri ve L mesafe değerleri için uygun profil aralıkları	79



SİMGELER LİSTESİ

A	Alan
B	Eğilme faktörü
C_m	Eksenel basınç ve eğilmeye maruz elemanlarda elemanın şeklini gözönüne alan bir katsayısı
c	Kiriş dış liflerinin nötr eksenenden uzaklığı
d	Kesit yüksekliği
E	Elastisite modülü
E_t	Tanjant modülü
F_a	AISC/ASD – AISC/LRFD şartnamelerine göre Müsaade edilen eksenel basınç gerilmesi
F_b	AISC/ASD – AISC/LRFD şartnamelerine göre Müsaade edilen eğilme gerilmesi
F_{bcr}	AISC/ASD – AISC/LRFD şartnamelerine göre Kritik eğilme gerilmesi
F_{cr}	AISC/ASD – AISC/LRFD şartnamelerine göre Kritik basınç gerilmesi
F_E	AISC/ASD – AISC/LRFD şartnamelerine göre Euler kolon gerilmesi
F'_E	AISC/ASD – AISC/LRFD şartnamelerine göre Müsaade edilen Euler kolon gerilmesi
F_u	AISC/ASD – AISC/LRFD şartnamelerine göre Maksimum gerilme
F_{ucr}	AISC/ASD – AISC/LRFD şartnamelerine göre Elastik kritik kesme gerilmesi
F_y	AISC/ASD – AISC/LRFD şartnamelerine göre Akma gerilmesi
f	AISC/ASD – AISC/LRFD şartnamelerine göre Hesaplanan gerilme
f_a	AISC/ASD – AISC/LRFD şartnamelerine göre Hesaplanan eksenel basınç gerilmesi
f_b	AISC/ASD – AISC/LRFD şartnamelerine göre Hesaplanan eğilme gerilmesi
f_c	AISC/ASD – AISC/LRFD şartnamelerine göre Hesaplanan basınç gerilmesi
I	Atalet momenti
I_{eff}	Efektif atalet momenti
I_p	Polar atalet momenti
I_{PG}	Ağırlık merkezine göre polar atalet momenti

I_{xy}	Çarpım atalet momenti
K	Efektif uzunluk katsayısı
k	Burkulma katsayısı ($\sqrt{P/EI}$)
L	Uzunluk; Kat yüksekliği
l	Uzunluk
M	Moment
M_1	Desteksiz mesafedeki en küçük uç momenti
M_2	Desteksiz mesafedeki en büyük uç momenti
M_{cr}	Kritik moment
M_{lt}	Yanal ötelemeden kaynaklanan moment
M_m	Yanal ötelemeden dolayı oluşan moment
M_n	En küçük direnç momenti
M_{nt}	Yanal öteleme olmaksızın meydana gelen moment
M_0	Kiriş – kolonda enine yüklerden kaynaklanan moment
M_p	Plastik moment
M_u	En büyük moment
M_y	Eğilme momenti
N	Normal kuvvet
n	Emniyet katsayısı; güvenlik faktörü
P	Yük
P_{cr}	Kolon kritik yükü
P_E	Euler kolon yükü
P_u	En büyük yük
P_y	Plastik aksenal yük
S	Elastik kesit modülü
s	Mesafe
t	Kalınlık
t_b	Başlık kalınlığı
t_g	Gövde kalınlığı
W	Kiriş üzerindeki yük
w	Kiriş üzerindeki yayılı yük
x_0	Ağırlık merkezinin kesme merkezinden uzaklığı

y_0	Kiriş kolonda enine yüklerden dolayı meydana gelen sapma
δ	Kolon orta noktasındaki sapma
δ_0	Başlangıçtaki eğrilikten kaynaklanan kolon orta bölgesindeki sapma
ε_y	Akma gerilmesi
σ_a	Türk Standartlarına göre Malzemenin akma sınırı
σ_b	Yalnız eğilme momenti etkisi altında hesaplanan basınç gerilmesi
σ_B	Yalnız eğilme momenti etkisi altında müsaade edilecek basınç eğilme gerilmesi
σ_{bem}	Yalnız basınç kuvveti etkisi altında müsaade edilecek basınç gerilmesi
σ_{eb}	Yalnız basınç kuvveti altında hesaplanan gerilme
Φ_b	Eğilme direnç faktörü
Φ_c	Basınç direnç faktörü



KISALTMALAR LİSTESİ

AASHTO	Amerikan Devlet Karayolları ve Nakliye Görevlileri Birliği
AISC	Amerikan Çelik Yapılar Enstitüsü
AISI	Amerikan Demir ve Çelik Enstitüsü
AREA	Amerikan Demiryolu Mühendisliği Birliği
ASCE	Amerikan Sivil Mühendisler Topluluğu
ASD	Amerikan Çelik Dizayn Şartnameleri
LRFD	Yükleme Direnç Faktörüyle Yapıların Dizaynı
TS 648	Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları



1. GİRİŞ

Kiriş-kolonlar, aynı anda hem aksel basınç kuvvetine, hem de eğilmeye maruz kalan elemanlardır. Eğilmeye, elemanın uç noktalarına tatbik edilen momentler neden olduğu gibi; eğilme, elemana doğrudan etkiyen enine yüklerden dolayı da meydana gelir.

Enine yükler, eğilme momenti ve basınç kuvvetine maruz kalan yatay elemanlar kiriş kolonlar olarak adlandırıldıkları gibi, rijit çerçeveler, eğilme ve basınca maruz kalan dikey elemanlar da kiriş-kolonlar kapsamına girmektedir. Aksel yüklü kolonlar üzerinde yapılan incelemeler kiriş-kolonlarla ilgili araştırmaların esasını teşkil eder. Bu bakımdan, kiriş-kolonlar incelenirken öncelikle eğilmenin ve aksel yükün etkisi dikkate alınmıştır.



2. KİRİŞ - KOLONLARIN GENEL DURUMU

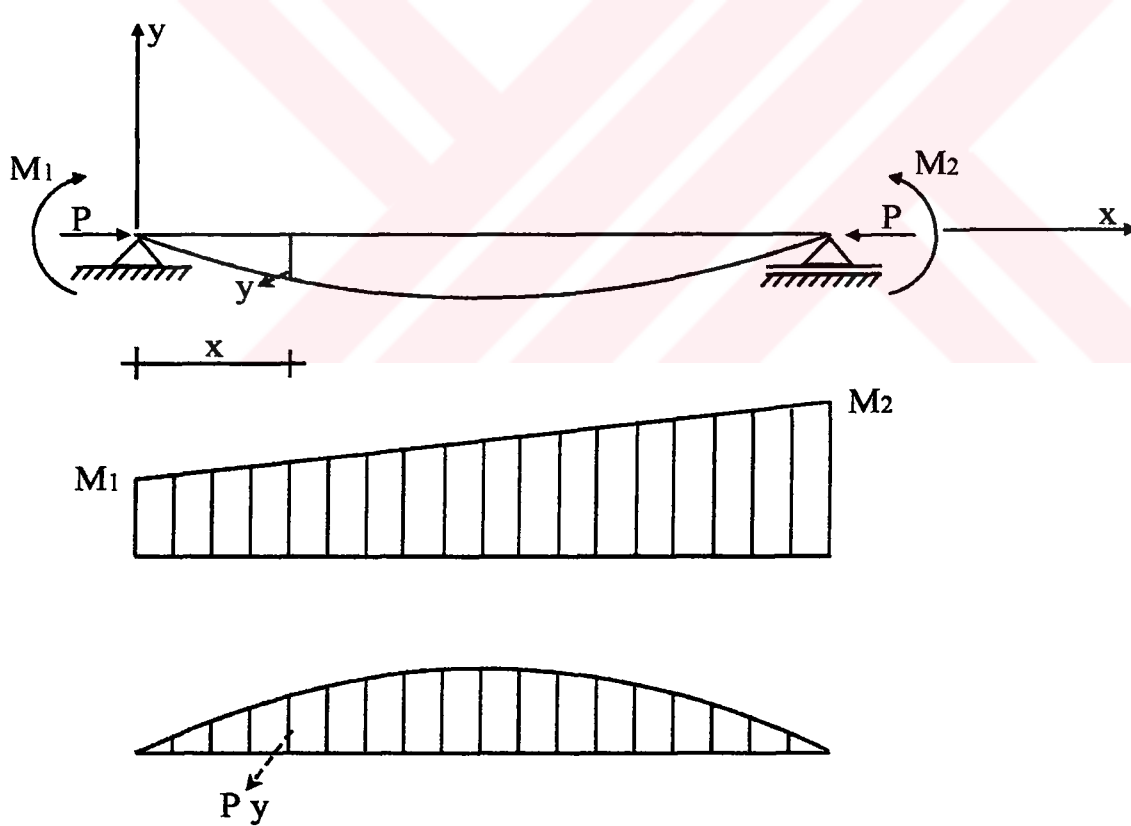
2.1. Eksenel Basınç Kuvveti ve Eğilme Momenti Etkisindeki Elemanlar

Bir kiriş – kolonun genel durumu gösteren Şekil 2.1’de görüldüğü gibi, sabit en kesitli bir kiriş-kolon üzerinde, x apsisi bir noktada moment;

$$M_X = -EI \frac{d^2 y}{dx^2} \quad (2-1-a)$$

$$M_X = M_i + Py \quad (2-1-b)$$

şeklinde yazılabilir. M_i , M_1 ve M_2 uç momentlerinin oluşturduğu birinci mertebeye eğilme momentidir. Denklem (2-1-a) ve (2-1-b)’ den faydalanılarak;



Şekil 2.1 Bir kiriş - kolon için genel durum

$$-EI \frac{d^2 y}{dx^2} = M_i + P y \quad (2-1-c)$$

elde edilebilir. Denklemin her iki tarafı EI ya bölünüp ve $k^2 = \frac{P}{EI}$ dönüşümü yapılarak;

$$\frac{d^2 y}{dx^2} + k^2 y = -\frac{M_i}{EI} \quad (2-2)$$

ifadesi elde edilir. Bu ifadenin her iki tarafının iki defa türevi alınarak;

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + k^2 \frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{1}{EI} \frac{d^2 M_i}{dx^2} \quad (2-3)$$

elde edilir.

$$M_x = -EI \frac{d^2 y}{dx^2} \quad (2-3-a)$$

ifadesinden yola çıkılarak;

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{M_x}{EI} \quad (2-4-a)$$

$$\frac{d^4 y}{dx^4} = -\frac{d^2 M_x}{dx^2} \frac{1}{EI} \quad (2-4-b)$$

denklemleri elde edilir. (2-4-a) ve (2-4-b) ifadeleri (2-3) ifadesinde yerine yazılarak ve gerekli düzenlemeler yapılarak;

$$\frac{d^2 M}{dx^2} + k^2 \frac{M_x}{EI} = \frac{d^2 M_i}{dx^2} \quad (2-5)$$

ifadesi bulunur. Yukarıdaki yükleme şekli için M_i eğilme momenti,

$$M_i = M_1 + \frac{(M_2 - M_1)}{L} x \quad (2-6)$$

şeklinde yazılabilir. Bu ifadeden $\frac{d^2 M_i}{dx^2} = 0$ olduğu görülür. Bu durumda (2-5) eşitliğinin

sağ tarafı sıfır olacaktır. Böylece (2-5) denklemi ikinci dereceden bir diferansiyel denklem (2-7)'ye dönüşür.

$$\frac{d^2 M_x}{dx^2} + k^2 \frac{M_x}{EI} = 0 \quad (2-7)$$

Bu diferansiyel denklemin genel çözümü;

$$M_x = A \cos kx + B \sin kx \quad (2-8)$$

şeklindedir. M_x sürekli bir fonksiyon olarak kabul edilirse, M_x 'in maksimum değere

ulaştığı noktada $\frac{dM_x}{dx} = 0$ dır. Bu durumda (2-8) eşitliğinin x ' e göre türevi alınırsa;

$$\frac{dM}{dx} = -A \sin kx + B \cos kx = 0 \quad (2-9)$$

eşitliği elde edilir. Gerekli düzenlemeler yapıldığında;

$$\tan kx = \frac{B}{A} \quad (2-10)$$

eşitliği elde edilir. Dik üçgenlerde pisagor teoremi yardımı ile;

$$\sin kx = \frac{B}{\sqrt{(A^2 + B^2)}} \quad (2-11-a)$$

$$\cos kx = \frac{A}{\sqrt{(A^2 + B^2)}} \quad (2-11-b)$$

ifadeleri yazılabilir. (2-11a) ve (2-11b) denklemleri (2-8) denkleminde yerlerine yazılır ve gerekli işlemler yapılırsa momentin maksimumu değeri;

$$M_{x_{\max}} = \sqrt{(A^2 + B^2)} \quad (2-12)$$

şeklinde elde edilir. A ve B katsayıları (2-8) denklemini kullanılarak ve sınır şartlarından hesaplanabilir.

Bu durumda, sınır şartlarından

$$x = 0 \Rightarrow M_x = M_1, A = M_1 \text{ ve}$$

$$x = l \Rightarrow M_x = M_2, B = \frac{M_2 - M_1 \cos kl}{\sin kl} \text{ olarak bulunur.}$$

Bu değerler (2-8), (2-11) ve (2-12) denklemlerinde yerlerine yazılırsa;

$$M_x = M_1 \cos kx + \frac{M_2 - M_1 \cos kl}{\sin kl} \sin kx \quad (2-13)$$

$$M_{x_{\max}} = \sqrt{M_1^2 + \left(\frac{M_2 - M_1 \cos kl}{\sin kl} \right)^2} \quad (2-14)$$

ifadeleri elde edilir. Gerekli düzenlemeler yapılırsa;

$$M_{x_{\max}} = M_2 \operatorname{csc} kl \sqrt{\left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 - 2 \frac{M_1}{M_2} \cos kl + 1} \quad (2-15)$$

olarak bulunur.

Mesnetlerdeki uç momentlerinin birbirine eşit olması durumunda, $M_1 = M_2 = M$, (2-15) denklemi;

$$M_{x_{\max}} = M \sqrt{\frac{2(1 - \cos kl)}{\sin^2 kl}} \quad (2-16)$$

şeklinde elde edilir. Uygun trigonometrik dönüşüm formülleriyle;

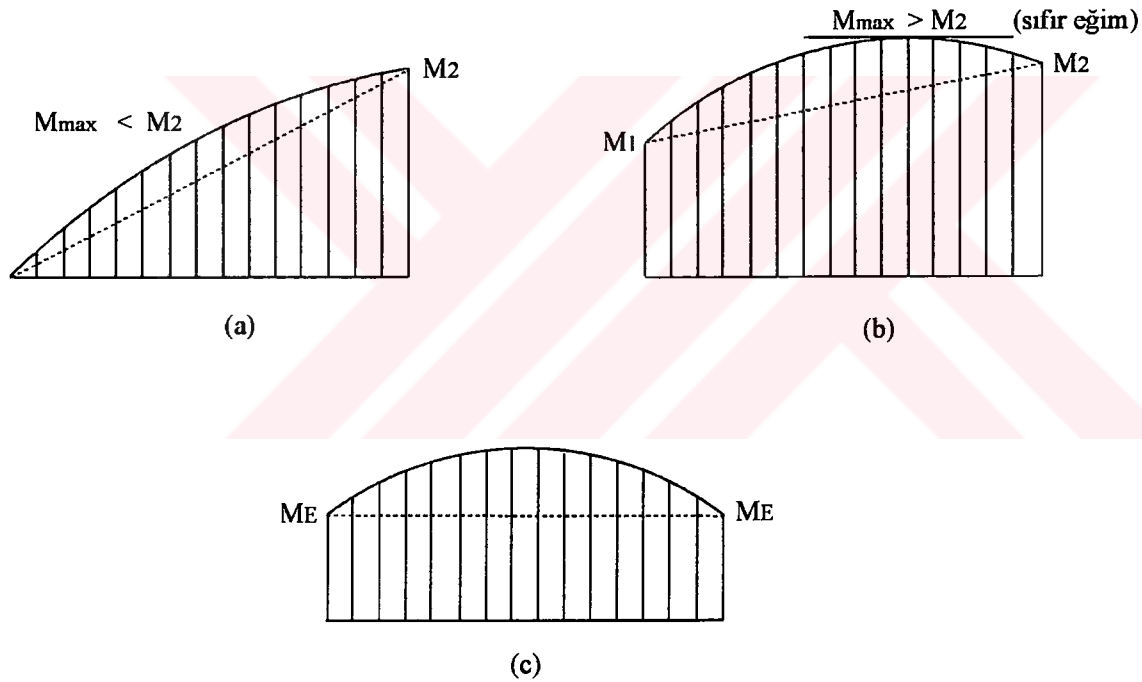
$$M_{x_{\max}} = M \sec \frac{kl}{2} \quad (2-17)$$

elde edilir.

Görüldüğü gibi aksenal P kuvvetiyle birlikte farklı veya eşit uç momentlerine maruz bir elemanda, eleman eksen boyunca yer alan moment dağılımının en büyük

değeri; aksenal basınç kuvveti P 'nin etkisi nedeniyle bir büyütme faktörüyle artırılarak, eleman ekseni üzerinde meydana gelebilecek maksimum gerçek moment değeri $M_{x_{\max}}$ 'a ulaşabilir.

(2-15) denklemi, Şekil 2.1' de görülen; uçları rölatif yanal deplasmanlara karşı tutulmuş, sadece uç momentlerine maruz eleman hali için teorik maksimum moment ifadesini verir. Bu eleman üzerindeki maksimum moment değeri; $M_2 > M_{\max}$ ise mesnet üzerinde (Şekil 2.2-a), veya M_1/M_2 oranına bağlı olarak eleman ekseni boyunca herhangi bir noktada oluşur (Şekil 2.2-b).



a) Maksimum moment uçlarda

b) Maksimum moment uçlarda değil

c) Eşdeğer üniform moment yaklaşımı ile maksimum moment ortada

Şekil 2.2 Uç momentleri etkisindeki bir kiriş - kolonda birinci ve ikinci mertebeli momentleri

Kiriş - kolonlarda boyutlandırma yapılırken, maksimum momentin mesnet noktaları dışında yer alıp almadığının, eğer mesnet noktaları dışında yer alıyorsa bunun mesnetten uzaklığının bilinmesi gerekir. Bu değerlerin hesaplanması yerine; maksimum momentin mesnet noktaları dışında oluşması halinde, açıklık ortasında oluştuğu kabulüne dayanan “Eşdeğer moment yaklaşımı” kullanılır (Şekil 2.2-c). Bu durumda M_E eşdeğer moment değeri kullanılarak maksimum moment denklemi; denklem (2-16)’dan

$$M_{x_{\max}} = M_E \sqrt{\frac{2(1 - \cos kl)}{\sin^2 kl}} \quad (2-18)$$

şeklinde ifade edilebilir.

Eşdeğer moment yaklaşımı göz önüne alınmadan önce, M_1 ve M_2 momentlerine bağlı olarak yazılan maksimum moment ifadesi denklem (2-15) ile verilmişti. Bu durumda (2-15) ve (2-18) denklemleri birbirine eşitlenirse;

$$M_E = M_2 \sqrt{\frac{\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 - 2\left(\frac{M_1}{M_2}\right) \cos kl + 1}{2(1 - \cos kl)}} \quad (2-19)$$

ifadesi elde edilir. Bu eşitlikten, M_2 momentini M_E momentine yükseltgeyen çarpım halindeki kareköklü terim moment büyütme faktörü;

$$C_m = \sqrt{\frac{\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 - 2\left(\frac{M_1}{M_2}\right) \cos kl + 1}{2(1 - \cos kl)}} \quad (2-20)$$

olarak tanımlanırsa, M_E eşdeğer momentini;

$$M_E = C_m M_2 \quad (2-20-a)$$

şeklinde yazılabilir.

2.2 Enine Yükle Altında Kiriş-Kolonlar

2.2.1 Mesnetleri Yanal Ötelemeye Karşı Tutulmuş Kiriş-Kolonlar

Bundan önce, kiriş - kolonun, sadece mesnet momentleri ve tarafsız eksene paralel P yükleri etkisiyle hareketi incelenmiş, kiriş - kolonlar üzerinde dış etkilerden dolayı oluşabilecek enine yüklerin varlığı ve etkisi dikkate alınmamıştır.

Bu kısımda, Şekil (2. 3)' de görüldüğü gibi; P yüküyle birlikte enine yüklemeye maruz basit mesnetli bir kiriş - kolon durumu incelenmiştir.

Elemanın herhangi bir noktasındaki moment değerini veren ifade;

$$M = M_0 + P y \quad (2-21)$$

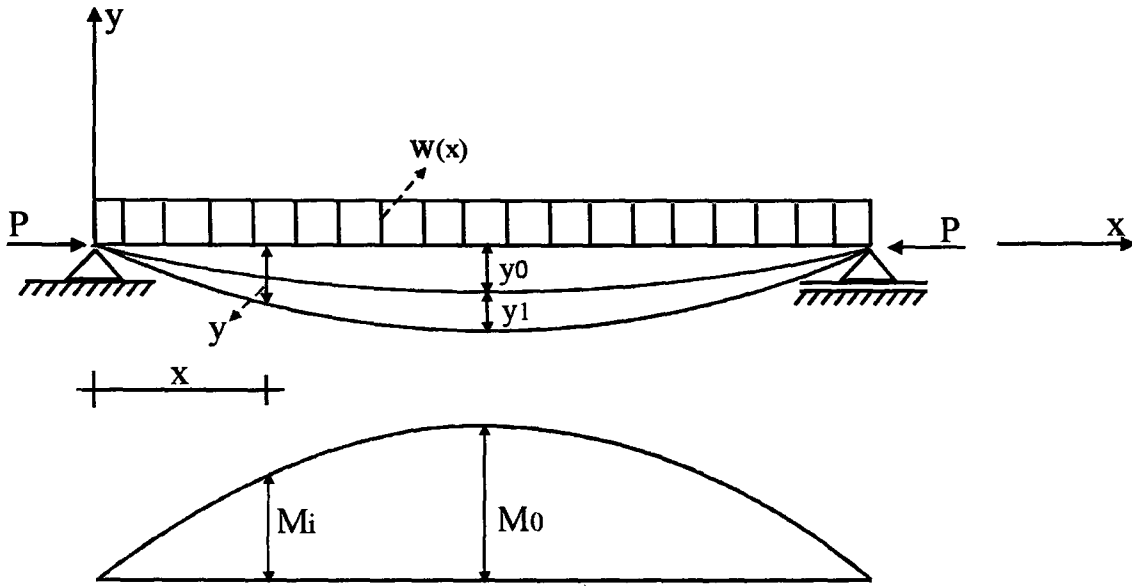
şeklindedir. Burada M_0 enine yüklerden dolayı meydana gelen momenttir ve $P y$ ise aksenal basınç kuvvetinin meydana getirdiği eğilme deformasyonundan kaynaklanan ikinci mertebe momenttir. Bu momentin eleman eksenini boyunca dağılımının bir sinüs eğrisi formunda olduğu kabul edilirse, bu ikinci mertebe momentlerin, elemanın orta noktasında oluşturduğu y_1 eğilme deformasyonu Şekil (2.3) 'ten faydalanılarak aşağıdaki şekilde hesaplanabilir;

$$y_1 = \frac{P}{EI} (y_1 + y_0) \left(\frac{L}{2}\right) \left(\frac{2}{\pi}\right) \left(\frac{L}{\pi}\right) = (y_1 + y_0) \frac{PL^2}{\pi^2 EI} \quad (2-22)$$

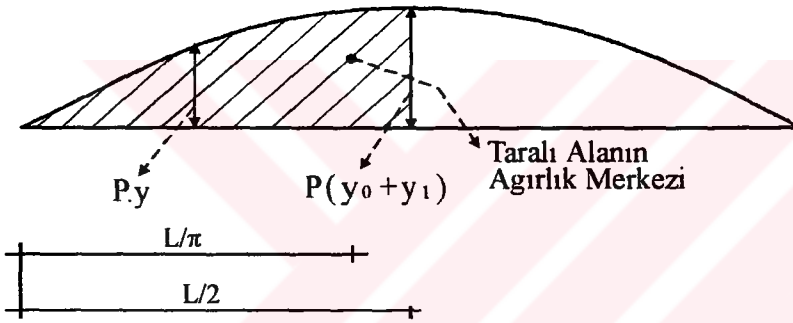
$$P_E = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \text{ dönüşümü ile;}$$

$$y_1 = (y_1 + y_0) \frac{P}{P_E} \quad (2-23)$$

ifadesi elde edilir.



a) Uniform yayılı yükten dolayı oluşan moment diagramı



b) P Eksenel basınç kuvvetinden dolayı oluşan moment diagramı

Şekil 2.3 Enine yüklere maruz basit mesnetli bir kiriş-kolon ve moment dağılımları

Buradan;

$$y_1 \left(1 - \frac{P}{P_E} \right) = y_0 \frac{P}{P_E} \quad \Rightarrow \quad y_1 = y_0 \left(\frac{\frac{P}{P_E}}{\left(1 - \frac{P}{P_E} \right)} \right) \quad (2-24)$$

olarak bulunur.

Şekil (2-3)' ten de görülebileceği gibi $y_{\max} = y_0 + y_1$ olacağından;

$$y_{\max} = y_0 \frac{1}{\left(1 - \frac{P}{P_E}\right)} \quad (2-25)$$

ifadesi elde edilir. (2-21) denklemine göre;

$$M_{\max} = M_0 + P y_{\max} \quad (2-26)$$

olarak ifade edilen moment denklemi üzerinde düzenleme yapılırsa;

$$M_{\max} = M_0 \left[\frac{1 + \frac{P}{P_E} \left[\frac{P_E y_0}{M_0} - 1 \right]}{\left(1 - \frac{P}{P_E}\right)} \right] \quad (2-27)$$

şekline dönüşür. Burada ;

$$\psi = \frac{P_E y_0}{M_0} - 1 \quad (2-28)$$

$$C_m = 1 + \psi \frac{P}{P_E} \quad (2-29)$$

olarak tanımlanırsa, maksimum moment denklemi;

$$M_{\max} = M_0 \frac{1 + \psi \frac{P}{P_E}}{1 - \frac{P}{P_E}} \quad (2-30)$$

$$M_{\max} = \frac{C_m M_0}{1 - \frac{P}{P_E}} \quad (2-31)$$

biçiminde elde edilebilir. (2-29) denklemi daha açık bir ifadeyle yazılacak olursa;

$$C_m = 1 + \left(\frac{P_E y_0}{M_0} - 1 \right) \frac{P}{P_E} = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI y_0}{L^2 M_0} - 1 \right) \frac{P}{P_E} \quad (2-32)$$

olduğu görülür.

Bu denklemlerden yardımıyla bazı eleman ve yükleme şekilleri için C_m değerleri hesaplanabilir. Örneğin; eğer elemanın ve yüklemenin şekli simetrikse elemanın orta noktasında M_0 ve y_0 değeri maksimumdur. Buna göre açıklık ortasında W enine yüküyle yüklenmiş L boyunda ve uçları yanal ötelemeye karşı tutulmuş bir kiriş-kolon için maksimum moment ve maksimum çökme değerleri aşağıda verildiği gibidir.

$$M_0 = \frac{WL}{4} \quad y_0 = \frac{WL^3}{48 EI} \quad P_E = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (2-33)$$

Bu değerler yardımıyla, (2-28) ve (2-29) denklemlerinden

$$\psi = -0.178 \quad (2-34)$$

$$C_m = 1 - 0.178 \frac{P}{P_E} \quad (2-35)$$

olarak bulunur.

Benzer olarak, yine uçları yanal ötelemeye karşı sabitlenmiş L boyuna sahip ve w üniform yükü ile yüklenmiş bir kiriş-kolon için, maksimum moment ve maksimum çökme değerleri aşağıda verildiği gibidir.

$$W = wL \quad M_0 = \frac{WL}{8} \quad y_0 = \frac{5WL^3}{384 EI} \quad P_E = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (2-36)$$

Bu değerler yardımıyla, (2-28) ve (2-29) denklemlerinden

$$\psi = 0.028 \quad (2-37)$$

$$C_m = 1 + 0.028 \frac{P}{P_E} \quad (2-38)$$

değerleri elde edilir.

1-2-2 Mesnetleri Yanal Ötelemeye Karşı Tutturulmamış Kiriş - Kolonlar

Şu ana kadar incelenen kiriş-kolonlarda, mesnetlerin yanal ötelemeye karşı tutturulmuş olduğu kabulünü yaparak C_m değerleri hesaplandı. Yanal yer değiştirme yapan kiriş - kolonlar için, C_m değerlerini hesaplamak oldukça zordur. Bu durum için, mesnetleri arasında enine yükler bulunmayan ve sonsuz rijit bir kirişten oluşmuş bir çerçeve sistemi gözönüne alınarak yaklaşık bir C_m değeri hesaplanabilir (Şekil 2. 4. a).

Her bir kolon; eğer mesnetler mafsalıysa, orta noktasından $2H$ yüküyle yüklenmiş, mesnetler arası mesafesi $2L$ kadar olan basit mesnetli bir kiriş - kolon olarak (Şekil 2. 4. b) ve eğer mesnetler ankastre ise yine orta noktasından $2H$ yüküyle yüklenmiş, mesnetler arası mesafesi L kadar olan bir kiriş - kolon olarak düşünülebilir

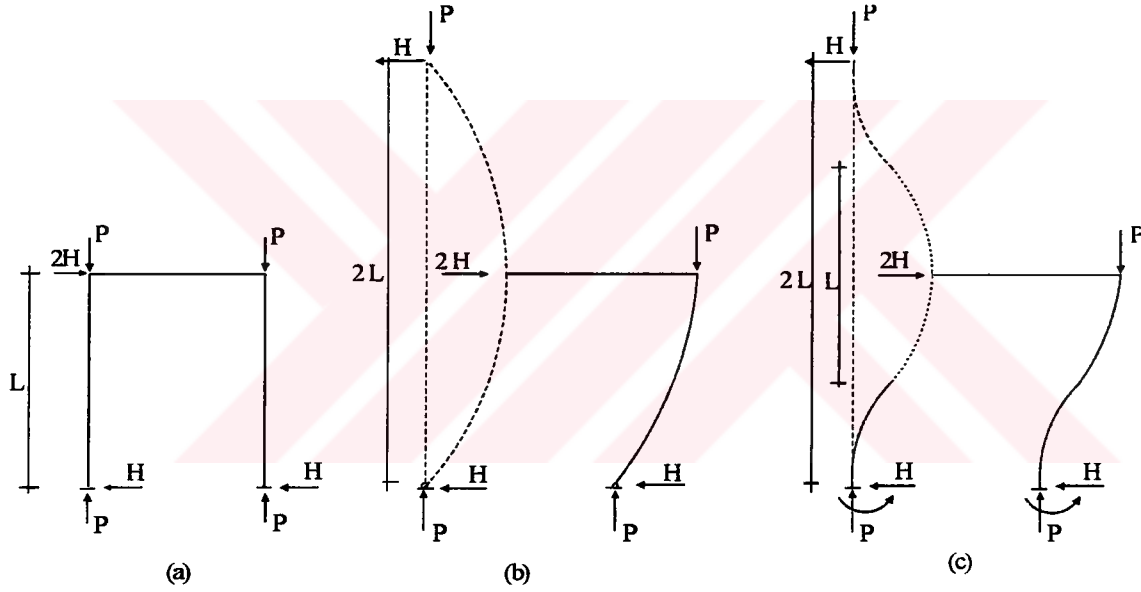
(Şekil 2. 4. c). Her iki durumda da C_m değeri, $C_m = 1 - 0.178 \frac{P}{P_E}$ eşitliğiyle

hesaplanabilir. C_m her yük ve kiriş boyu değişiminde ayrı ayrı hesaplanmasının yerine C_m ' in bir sabit değer olarak ifadesi işlemleri kolaylaştıracaktır. $C_m=0.85$ değerinin (2-31) denklemindeki M_0 ' ın $C_m / (1 - (P / P_E))$ katına çok yakın sonuçlar verdiği Tablo 2. 1 ' de görülmektedir.

Benzer olarak yanal yer değiştirme yapabilen ve üzerinde üniform yayılı yük bulunan kiriş - kolonlar için C_m değerinin hesaplanması istenirse, yine sonsuz rijit bir kirişten oluşmuş çerçeve sistemi gözönüne alınıp, kiriş - kolon üzerine w üniform yayılı yükü etkililir (Şekil 2. 5).

Tablo 2.1 $C_m = 1 - 0.178 \frac{P}{P_E}$ katsayısının $C_m = 0.85$ sabit değerine yaklaşıklığı

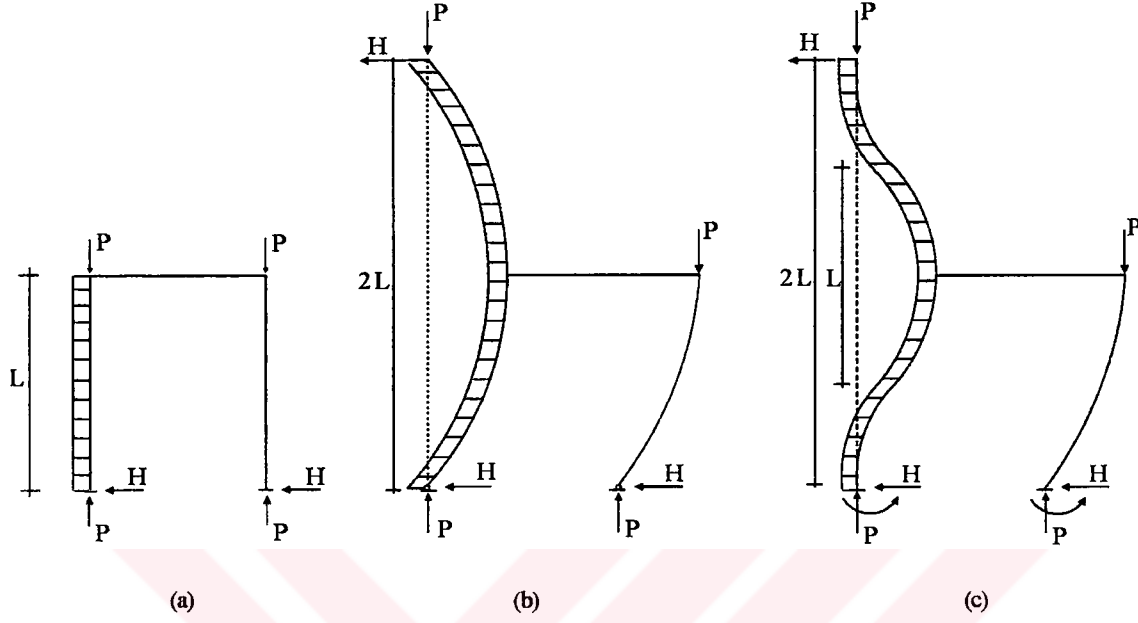
$\frac{P}{P_E}$	$1 - 0.178 \frac{P}{P_E}$	$\frac{0.85}{1 - \frac{P}{P_E}}$
0	1	0.85
0.2	1.20	1.06
0.4	1.55	1.42
0.6	2.23	2.13
0.8	4.28	4.25



Şekil 2.4 : Sonsuz rijit kirişten oluşmuş çerçeve sistemi

Böylece Şekil 2.5. b ve Şekil 2.5. c' de görüldüğü gibi mesnetlerin mafsallı veya ankastre oluşuna göre değişen burkulma şekilleri ve boyları gözönüne alınıp, C_m katsayısı benzer olarak önceden çıkarılmış olan $C_m = 1 + 0.028 \frac{P}{P_E}$ denklemi ile hesaplanabilir. Bunun yanında, daha öncede belirttiğimiz gibi C_m 'in her yük ve kiriş boyu değişiminde ayrı ayrı hesaplanmasının yerine sabit bir değer olarak alınması işlemleri

kolaylaştıracaktır. $C_m=1$ değerinin (2-31) denklemindeki M_0 ' ın $C_m/(1-(P/P_E))$ katına çok yakın sonuçlar verdiği **Tablo 2.2** ' de görülmektedir.



Şekil 2.5 : Sonsuz rijit kirişten oluşmuş enine yüklü bir çerçeve sistemi

Tablo 2.2 $C_m = 1 + 0.028 \frac{P}{P_E}$ katsayısının $C_m=1$ sabit sayısına yaklaşıklığı

$\frac{P}{P_E}$	$\frac{1 + 0.028 \frac{P}{P_E}}{1 - \frac{P}{P_E}}$	$\frac{1}{1 - \frac{P}{P_E}}$	$\frac{0.85}{1 - \frac{P}{P_E}}$
0	1	1	0.85
0.2	1.26	1.25	1.06
0.4	1.69	1.67	1.42
0.6	2.54	2.5	2.13
0.8	5.11	5.0	4.25

Ancak yanal yer değiştirme yapabilen kiriş-kolonlar için C_m değeri genelleştirilecek olursa; C_m katsayısının en uygun değerinin $C_m = 0.85$ olduğu Tablo 2. 1 ve Tablo 2. 2 ' den görülmektedir.

2. 3. C_m Katsayısı İçin Boyutlandırma Kabulleri

2. 3. 1. Sadece Uç Momentleri Etkisinde, Uçları Yanal Deplasmanlara Karşı

Tutulmuş Eleman Hali:

şekil 2. 1 'de gösterilmiş olan bu tip bir durum için açıklık ortasında oluşan teorik maksimum moment değeri, Bölüm 2.1 'de anlatıldığı gibi, yapılan işlemler sonucu denklem (2-15) ile ifade edilmiştir. Bu denklem uç momentlerinin eşit olması durumu için ise denklem (2-17) şekline dönüşmüştür. Ayrıca maksimum momentin açıklık ortasında değil mesnetlerde oluşması durumu için ise maksimum moment denklemi "Eşdeğer Moment Yaklaşımı" metodu kullanılarak denklem (2-18) ile ifade edilmiştir. Sonuç olarak uçları yanal deplasmanlara karşı tutulmuş, sadece uç momentleri etkisindeki elemanın maksimum moment değerini hesaplayan denklem (2-15) ve denklem (2-18)'in eşitlenmesiyle C_m katsayısını veren ifade;

$$C_m = \sqrt{\frac{\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 - 2\left(\frac{M_1}{M_2}\right)\cos kl + 1}{2(1 - \cos kl)}} \quad (2-39)$$

şeklinde elde edilir.

2. 3. 2 Yanal Yükler Etkisinde, Uçları Rölatif Yanal Deplasmanlara Karşı

Tutulmuş Eleman Hali:

Şekil 2. 3 ' de gösterilen bu eleman Bölüm 2. 2. 1' de incelenmiş ve maksimum moment ifadesinden bu grup elemanlar için C_m ve ψ katsayısı (2-28) ve (2-29) denklemleri ile

$$\psi = \frac{P_E y_0}{M_0} \quad (2-40-a)$$

$$C_m = 1 + \frac{P}{P_E} \quad (2-40-b)$$

olarak elde edilmişlerdir. Farklı enine yükleme durumlarına maruz kiriş-kolonlar için ψ ve C_m katsayıları hesaplanarak Tablo 2. 3 ' de verilmiştir.

2. 3. 3 Uçları Rölatif Yanal Deplasmanlara Karşı Tutulmamış Eleman Hali:

Bu durumdaki elemanların durumu Bölüm (2. 2. 2)' de incelenerek, üzerinde enine yayılı yük bulunmayan kiriş-kolonlarda C_m katsayısı için $C_m = 1 - 0,178 \frac{P}{P_E}$ ifadesi


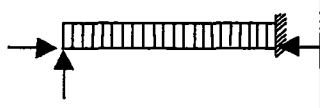
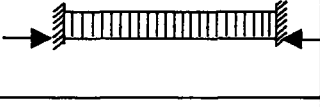

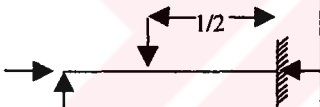
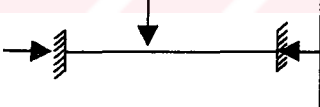
üzerinde enine yayılı yük bulunan kiriş-kolonlarda ise C_m katsayısı için

$C_m = 1 + 0,028 \frac{P}{P_E}$ ifadesi elde edilmiştir. Bu eşitlikler üzerinde yapılan sayısal

incelemeler sonucu uçları rölatif yanal deplasman yapabilen elemanlar için C_m katsayısını

$C_m = 0,85$ sabit değer olarak alınmasının işlem kolaylığı açısından uygun olduğu görülmüştür.

Tablo 2.3 : Çeşitli Enine Yükleme Durumları için ψ ve C_m Katsayıları

Durum	ψ	C_m
	0	1.0
	-0.3	$1 - 0.3 \frac{P}{P_e}$
	-0.4	$1 - 0.4 \frac{P}{P_e}$
	-0.2	$1 - 0.2 \frac{P}{P_e}$
	-0.4	$1 - 0.4 \frac{P}{P_e}$
	-0.6	$1 - 0.6 \frac{P}{P_e}$

3. KİRİŞ – KOLONLARDA EĞİLME DAVRANIŞI

Bir yapıdaki hemen hemen bütün elemanlar eğilme momentiyle birlikte eksenel basınç ve çekme kuvvetine maruzdur. Bunlardan herhangi birinin etkisi diğerinin yanında ihmal edilebilirse, eleman bir kiriş olarak veya eksenel yüklü bir basınç veya çekme çubuğu olarak boyutlandırılabilir. Birçok halde her iki etkide ihmal edilemez. Kiriş – kolon olarak adlandırılan bu yapı elemanlarının boyutlandırma prensiplerinin tespit edilebilmesi için kirişlerde ve kolonlardaki eğilme davranışının incelenmesi gerekecektir.

3. 1. Kirişlerde Eğilme Davranışı

Şekil (3-1)' de orijinal doğru şeklindeki bir kirişin belirli bir uzunluğu için, M moment çifti etkisiyle ρ yarıçaplı eğilmesi görülmektedir. Burada, eğilmeden önceki kiriş kesitinin uzunluğu ile eğilmeden sonraki kiriş kesitinin uzunluğunun aynı olduğu ve eğilmeden sonra kiriş üzerinde incelenen AB ve CD kesitlerinin de birbirine birim mesafede olduğu kabul edilmiştir.

Eğilen kiriş kesiti üzerindeki Oab ve bcd üçgenlerinin benzerlik özelliğinden faydalanılarak (3-1-a) ifadesi yazılabilir. Bu ifadede $|ab|$ birim uzunluk olduğu için etkisiz elemandır. Böylece (3-1-b) eşitliği elde edilir.

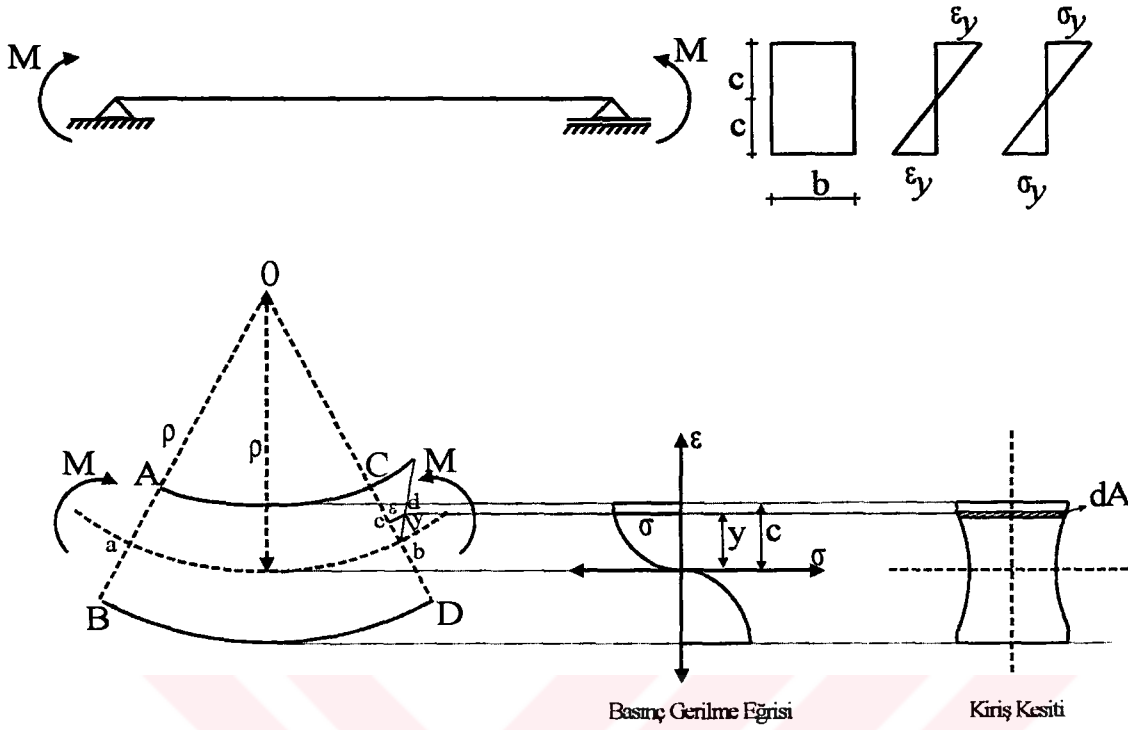
$$\frac{y}{\rho} = \frac{\varepsilon}{|ab|} \quad (3-1-a)$$

$$\varepsilon = \frac{y}{\rho} \quad (3-1-b)$$

Kiriş kesit ekseninden y kadar mesafedeki dA alanına sahip birim elemana etkiyen eğilme momenti;

$$M = \int_A y \cdot \sigma \cdot dA \quad (3-1-c)$$

denklemlerle hesaplanabilir. Basınç ve gerilme arasındaki bağıntıdan;



Şekil 3. 1 : Kirişlerde Eğilme Davranışı

$$\sigma = E \varepsilon \quad (3-1-d)$$

$$\sigma = E \frac{y}{\rho} \quad (3-1-e)$$

yazılabilir. Bu ifade (3-1-c) denkleminde yerine yazıldığında;

$$M = \frac{EI}{\rho} \quad (3-1-f)$$

olarak bulunur. Bulunan moment denklemi y değişkenine bağlı olarak yazılırsa

$$\rho = \frac{y}{\varepsilon}$$

$$M = \frac{\sigma I}{y}$$
(3-2)

haline dönüşür.

Dikdörtgen kesitli olan kirişte, en dış liflerdeki çekme gerilme değeri “ $\varepsilon_y =$ akma gerilmesi değerine” ulaştığında en iç liflerdeki basınç gerilmesi değeri de σ_y ’ ye ulaşır. Bu durumda $\sigma = \sigma_y$ ve $y = c$ olur

M moment ifadesi akma sınırı değeri dikkate alınarak yazılırsa,

$$M = \frac{\sigma_y I}{c}$$
(3-3)

şeklini alır.

Bu durumda M değeri kirişin emniyetle taşıyabileceği maksimum eğilme momentidir. Böylece;

$$M_{\max} = \frac{\sigma_y I}{c}$$
(3-4)

olarak yazılabilir. Bu ifadeden;

$$\sigma_y = \frac{M_{\max} c}{I}$$
(3-5-a)

elde edilir.

Şu ana kadar sadece eğilme momentine maruz kiriş durumu incelenmiştir. Şimdi ise hem eğilme momentine hem de aksenal basınç kuvvetine maruz kiriş durumu incelenecektir.

Eksenel basınca maruz bir eleman için basınç gerilmesi bilindiği gibi;

$$\sigma_y = \frac{P}{A} \text{ dir.} \quad (3-5-b)$$

Kiriş - kolonlar hem eksenel basınca hem de eğilme momentine maruz elemanlar olduğuna göre; (3-5-a) ve (3-5-b) denklemlerinden; σ_y ' yi

$$\sigma_y = \frac{P}{A} + \frac{M_{\max} c}{I} \quad (3-6)$$

şeklinde yazabiliriz. (2-15) nolu denklemle ifade ettiğimiz M_{\max} değerini (3-6) denkleminde yerine yazarsak;

$$\sigma_y = \frac{P}{A} + \frac{M_2 c}{I} \sqrt{\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 - 2 \left(\frac{M_1}{M_2}\right) \cos\left(\sqrt{\frac{P}{EI}} l\right) + 1} \csc\left(\sqrt{\frac{P}{EI}} l\right). \quad (3-7-a)$$

Euler burkulma yükü $P_E = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$ denkleminde, EI değeri (3-7-a) denkleminde yerine yazılırsa;

$$\sigma_y = \frac{P}{A} + \frac{M_2 c}{I} \sqrt{\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 - 2 \left(\frac{M_1}{M_2}\right) \cos\left(\pi \sqrt{\frac{P}{P_E}}\right) + 1} \csc\left(\pi \sqrt{\frac{P}{P_E}}\right) \quad (3-7-b)$$

ifadesi elde edilir.

Kiriş-kolon uçlarına uygulanan M_1 ve M_2 momentlerinin $M_1 = M_2 = M$ olması halinde, gerilme denklemi;

$$\sigma_y = \frac{P}{A} + \frac{M c}{I} \sqrt{2 - 2 \cos\left(\pi \sqrt{\frac{P}{P_E}}\right)} \csc\left(\pi \sqrt{\frac{P}{P_E}}\right) \quad (3-8-a)$$

şeklinde yazılır ve denklem gerekli trigonometrik dönüşüm işlemleri uygulandığında;

$$\sigma_y = \frac{P}{A} + \frac{Mc}{I} \sec \left(\frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P}{P_E}} \right) \quad (3-8-b)$$

şekline dönüşür. Denklem $\left(\frac{P}{A} \right)$ parantezine alınırsa;

$$\sigma_y = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{M}{P} \frac{c}{(I/A)} \sec \left(\frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P}{P_E}} \right) \right) \quad (3-8-c)$$

olarak yazılır. Denklemdeki $\frac{M}{P}$ değerini “ e ” olarak ifade edersek;

$$e = \frac{M}{P} \quad (3-8-d)$$

$$\sigma_y = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{ec}{(I/A)} \sec \left(\frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P}{P_E}} \right) \right) = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{ec}{r^2} \sec \left(\frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P}{P_E}} \right) \right) \quad (3-8-e)$$

$$(I = \int_A r^2 dF = \int (x^2 + y^2) dF = I_x + I_y)$$

$$\sigma_Y = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{ec}{r^2} \sec \left(\frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P}{P_E}} \right) \right) \quad (3-9)$$

şekline dönüşür. Bu denklem “sekant formülü” olarak adlandırılır.

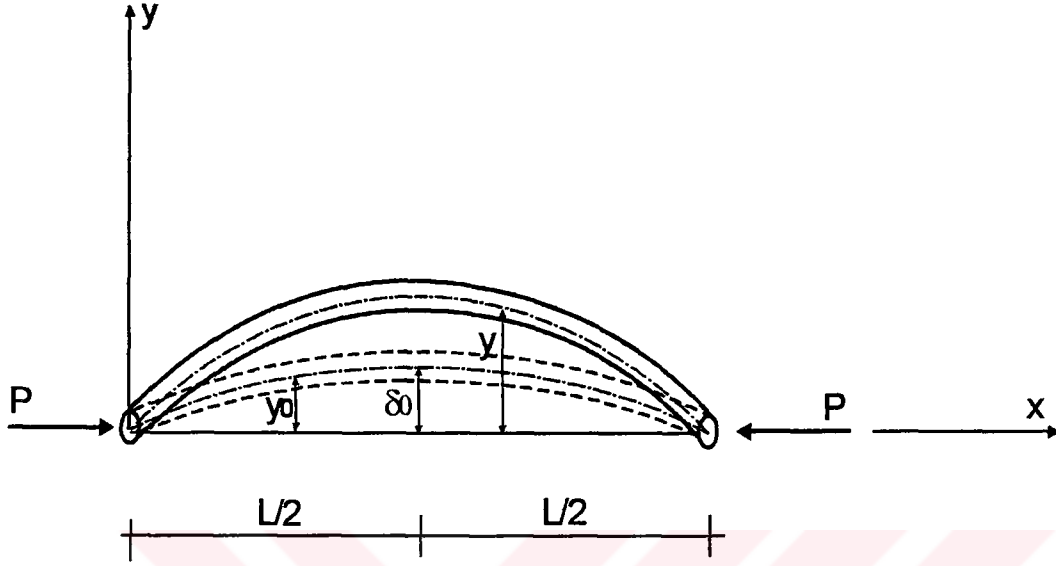
3. 2. Başlangıçta y_0 Eğriliğine Sahip Bir Kiriş - Kolon İçin Basınç Gerilmesi Bağıntısının Bulunması

Başlangıçta y_0 eğriliğine sahip olan ve üzerine P basınç yükü etkileyen bir kolon için eğrilik denklemi;

$$-EI \frac{d^2y}{dx^2} + EI \frac{d^2y_0}{dx^2} = Py \quad (3-10-a)$$

$$EI \left(\frac{d^2 y}{dx^2} - \frac{d^2 y_0}{dx^2} \right) = -Py \quad (3-10-b)$$

şeklinde yazılır.



Şekil 3. 2. Başlangıçta bir y_0 eğriliğine sahip bir kolonun aksenal P basınç yükü altındaki eğilme davranışı

Kolonun başlangıçta bir y_0 eğriliğine sahip olduğu kabulünü yapmamızın nedeni; kolonun başlangıçta eğri olması, malzemenin homojen olmaması, yüklemının dışında artık gerilmelerin olması gibi tüm kusurların etkilerini göz önüne almak içindir ve y_0 eğriliğinin bir sinüs eğrisine benzediği düşünülerek;

$$y_0 = \delta_0 \sin \frac{\pi x}{l} \quad (3-10-c)$$

şeklinde yazılabilir. Bu durumda y_0 değerinin birinci ve ikinci dereceden türevi alınıp eğrilik denkleminde yerine yazılırsa eğrilik denklemi;

$$\frac{d^2 y}{dx^2} + k^2 y = -\delta_0 \frac{\pi^2}{l^2} \sin \frac{\pi x}{l} \quad (3-10-d)$$

şekline dönüşür. Elde edilen bu ikinci dereceden kısmi diferansiyel denklemin;

$$x = 0 \Rightarrow y = 0$$

$$x = l \Rightarrow y = 0$$

sınır şartlarına göre çözülmesiyle;

$$y = \frac{\delta_0}{1 - (P/P_E)} \sin \frac{\pi x}{l} \quad (3-10-e)$$

şekline dönüşür. $x = \frac{l}{2}$ de $y = y_{\max}$ 'tır ve bir sinüs fonksiyonu olarak elde edilen eğrilik denkleminden;

$$y_{\max} = \frac{\delta_0}{1 - (P/P_E)} \quad (3-11)$$

şeklinde yazılabilir.

Eğri kolonlar için maksimum basınç gerilmesi denkleminin

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M c}{I} \quad (3-12-a)$$

olduğu bilinmektedir. Bu denklem üzerinde gerekli işlemler ve sadeleştirmeler yapıldığı takdirde eğri kolonlar için, basınç gerilmesi denklemi;

$$\sigma = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{\delta_0 \cdot c}{r^2} \cdot \frac{1}{\left(1 - \frac{P}{P_E} \right)} \right) \quad (3-12-b)$$

şeklinde elde edilir.

Eğri kolonlar için bulunan basınç gerilmesi denklemi (3-13-a) ile;

$$\sigma = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{\delta_0 c}{r^2} \frac{1}{\left(1 - \frac{P}{P_E} \right)} \right) \quad (3-13-a)$$

kiriş-kolonlar için bulunan basınç gerilmesi denklemi (3-13-b);

$$\sigma_y = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{ec}{r^2} \sec \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P}{P_E}} \right) \quad (3-13-b)$$

birbirine benzer denklemler olduğundan parantez içerisindeki “ $\sec \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P}{P_E}}$ ” ifadesinin “ $1/(1-(P/P_E))$ ” ifadesine uygun (benzer) olduğu görülür. Bu iki terimin uygunluğunu (benzerliğini) grafik olarak ta gösterebiliriz (Şekil 3. 3).

Böylece (3-8-b) ve (3-9) denklemlerinin birbirine eşit olduğu görülür ve kiriş - kolonlar için basınç gerilmesi denklemi;

$$\sigma_y = \frac{P}{A} + \frac{M c}{I} \frac{1}{1 - \frac{P}{P_E}} \quad (3-14)$$

şeklinde yazılabilir. (3-14) denkleminin her iki tarafını σ_y ’ ye bölersek

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M}{M_y} \frac{1}{1 - \frac{P}{P_E}} = 1 \quad (3-15)$$

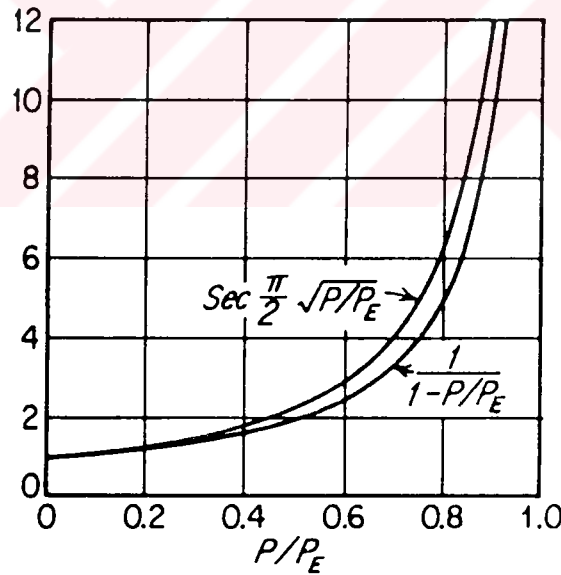
eşitliğini elde ederiz.

Bu eşitlik “etkileşim (interaction) formülü” olarak adlandırılır. Bu denklemdeki $1/(1-(P/P_E))$ katsayısı ise; M momentinin $M + P_y$ momentinin yaklaşık katlara alınması halinde “yükseltme (genleşme – büyütme) faktörü” olarak adlandırılır. Bu faktör

bize (3-15) denklemindeki P ve M ' nin ekstrem değerlerini belirlemede yardımcı olur. (3-15) denklemi düzenlenirse;

$$\frac{M}{M_y} = \left(1 - \frac{P}{P_y}\right) \left(1 - \frac{P}{P_E}\right) \quad (3-16)$$

şekline dönüşür. Bu denklem P ve M ' nin ekstrem değerlerini belirlemede kolaylık sağlar. Bu denklemden de görüldüğü gibi $P = 0$ olduğu zaman " $M = M_y$ " dir. Yani M momentinin ekstrem değeri " $M_y =$ akma momentidir ". $M = 0$ olduğu zaman P için iki ekstrem değer bulunur. Bunlar $P = P_y$ ve $P = P_E$ ' dir. Yani kiriş - kolonun elastik davranışı için P ' nin uygun ekstrem değeri P_E , inelastik davranışı için de P_y ' dir. (3-15) denkleminde inelastik ekstrem değer olan P_y ' nin yerine P_{cr} terimini yazabiliriz. Burada P_{cr} terimi; düz akma çeliğinden yapılmış ideal olmayan bir kolonun dayanımı veya yivli akma çeliğinden yapılmış bir kolon için tanjant modül yükünü ifade eder.



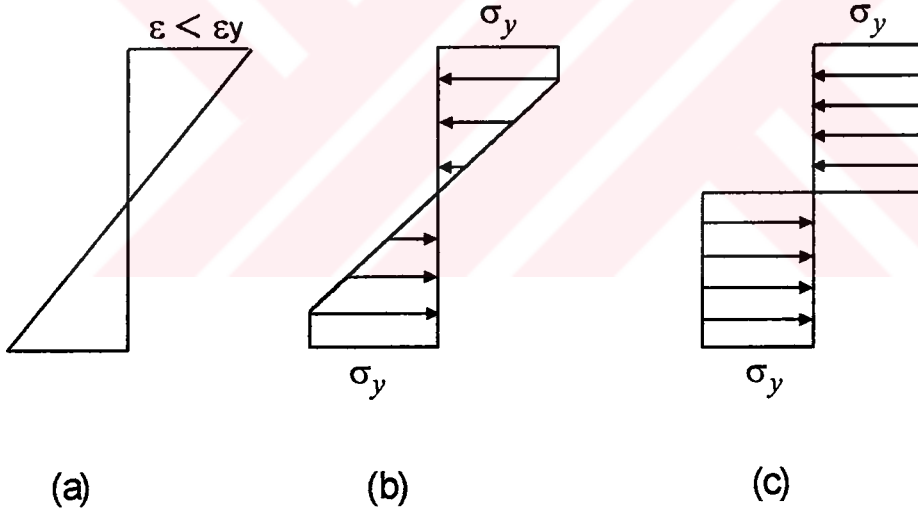
Şekil 3. 3. $\sec \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P}{P_E}}$ ve $1/(1-(P/P_E))$ ifadelerinin benzerliğini gösterir diagram

Böylece (3-15) denklemini;

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{M}{M_y} \frac{1}{1 - \frac{P}{P_E}} = 1 \quad (3-17)$$

şeklinde yazabiliriz.

Bu denklem M ve P ' nin uygun ekstrem değerlerini belirlememizde yardımcı olur. M ve P terimleri ekstrem değerlere ulaştığı anda kiriş – kolonun asal eksene en uzak noktalarında (liflerinde) akma gerilmeleri meydana gelir. Ve bu durumda kesitteki gerilme dağılımı; Şekil 3. 4. a da görüldüğü gibi çapraz kesitlidir. Bu nedenle bu formülle elemanın dayanımı eksik değerlendirilir. Çünkü en dış liflerde akma başladığı zaman kiriş – kolonun eğilmeye karşı dayanımı henüz tamamlanmamış olduğundan bu formül $P = 0$ değeri için $M = M_y$ sınır değerini doğrulamaz.



Şekil 3. 4. Kesitin Akma Noktasındaki Gerilme Dağılımı

Şekil 3. 4. a' dan da görüldüğü gibi, kiriş–kolon kesitinin bir kısım liflerinde akma gerilmesine ulaşılmamışken veya henüz akma sınırına ulaşılmışken, dış liflerde akma çoktan başlamıştır. Kiriş – kolonun tamamıyla dayanımını kaybetmesi demek; tüm liflerde akma gerilmesi sınırına ulaşılması demektir. Bu durumda M ve P ' nin gerçek sınır

değerini (ekstrem değerini) elde edebilmek için (3-17) denkleminde M_y yerine M_p moment değeri yazılmalıdır. Böylece;

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{M}{M_p} \frac{1}{\left(1 - \frac{P}{P_E}\right)} = 1 \quad (3-18)$$

bağıntısı elde edilir.

Tahmini gerilmeyi hesaplaması beklenen bu formül çok iyi sonuçlar vermez. Çünkü hem deneysel sonuçlar, hem de elastik olmayan (plastik) davranış analizinin sonuçları dikkate alınmamıştır. Bu yüzden tüm bu analiz sonuçları da dikkate alınarak (3-18) denklemi yeniden şekillendirilecektir.

Bu durumda, bu denklemden maksimum moment değerini elde etmek için daha önceki bölümlerde yapılan analizlerden yola çıkarak (3-17) ve (3-18) numaralı denklemleri;

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{C_m M}{M_y} \frac{1}{1 - \frac{P}{P_E}} = 1 \quad (3-19)$$

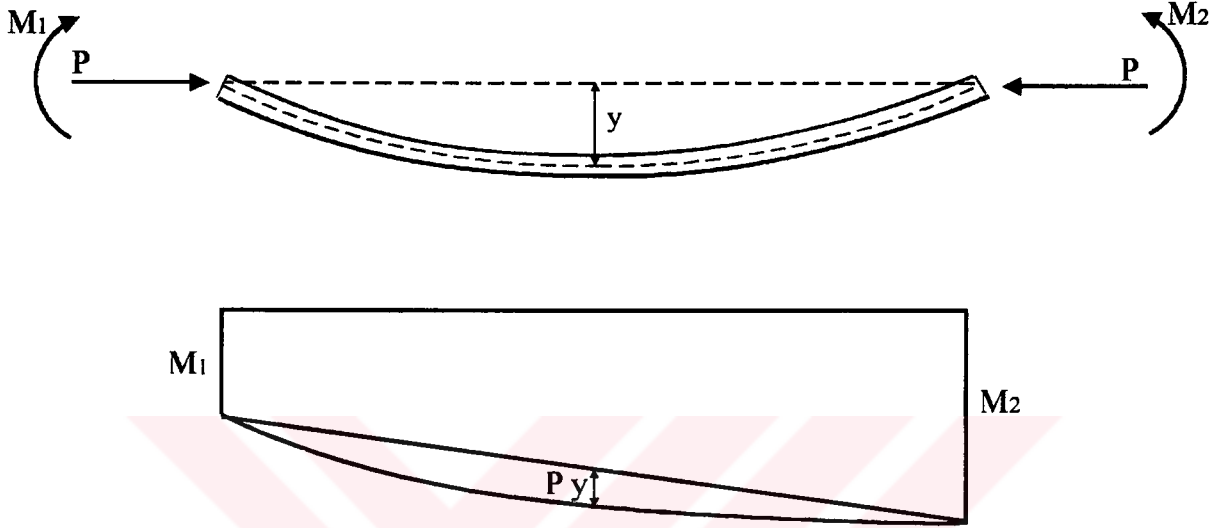
$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{C_m M}{M_p} \frac{1}{1 - \frac{P}{P_E}} = 1 \quad (3-20)$$

şeklinde yazabiliriz.

Her iki denklemden de anlaşılacağı gibi M momenti her iki uç momentinden daha büyüktür. (3-19) denklemi dış liflerin akmaya başlaması anındaki P ve M değerlerini verirken, (3-20) denklemi de kesitin tüm liflerinde akmanın oluşması ile kesitin dayanabileceği en büyük P ve M değerlerini verir.

3. 3. Uç Noktalarından Birinde Momentin Maksimum Olduğu Kiriş-Kolonlar:

(3-19) ve (3-20) nolu denklemlerden $C_m M / (1 - (P/P_E))$ ifadesi ile elde edilen moment değeri, kiriş - kolonun orta noktasındaki kesitin maksimum momentidir. Yani, maksimum momentin kiriş - kolonun orta noktasında olduğu kabul edilmiştir.



Şekil 3. 5. Farklı Uç Momentlerine Maruz Kiriş - Kolonlar

Fakat bazı durumlarda kiriş - kolonun açıklığında maksimum moment oluşmaz. Şekil 3. 5. de görüldüğü gibi maksimum moment mesnettedir. Bu durumda en dış liflerde akmayı başlatan gerilme değeri;

$$\sigma_y = \frac{P}{A} + \frac{M_{\max} c}{I} = \frac{P}{A} + \frac{M_2 c}{I} \quad (3-21)$$

ile hesaplanır. Maksimum moment mesnette olduğu için ve $P y$ momenti mesnette sıfır olduğundan P kuvvetinin maksimum momentin oluşumuna etkisi olmayacağından bu tür kiriş-kolonlar için etkileşim formülü;

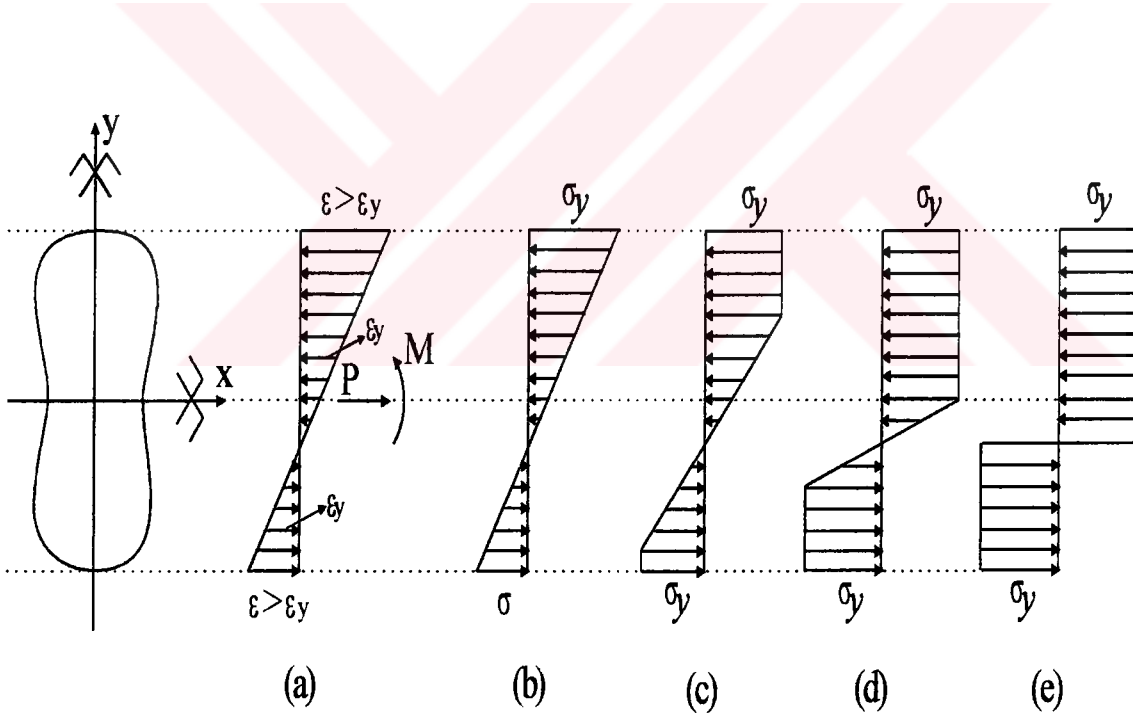
$$\frac{P}{P_y} + \frac{M}{M_y} = 1 \quad (3-22)$$

şeklinde yazılır. Formülde görüleceği gibi $M = 0$ olduğunda $P = P_y$ ve $P = 0$ olduğunda $M = M_y$ ' dir.

3. 4. Bileşik Eğilme Durumu:

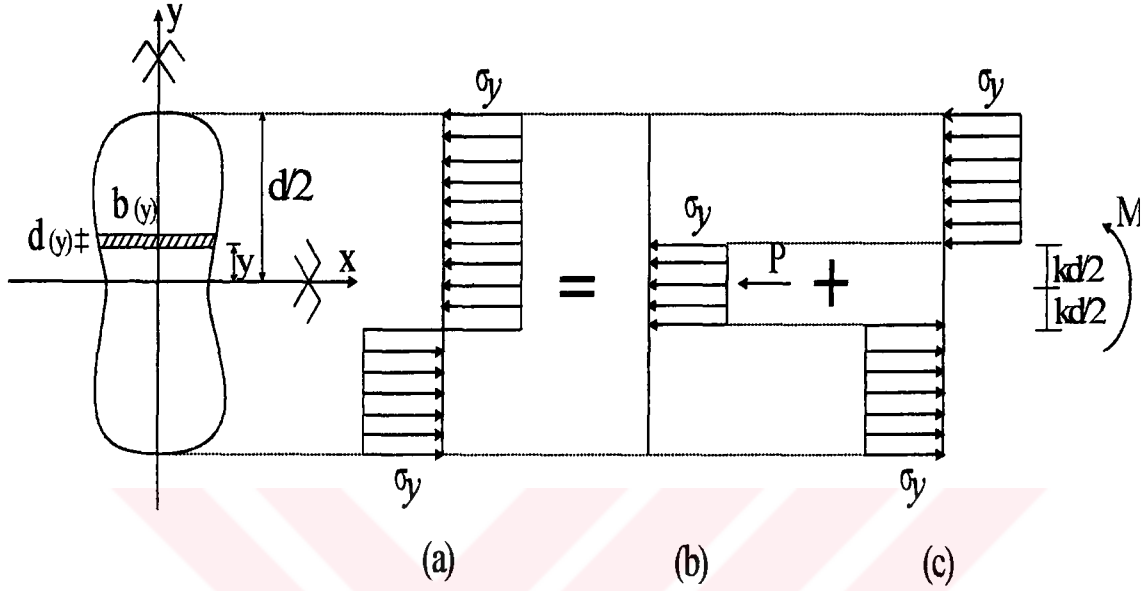
3. 4. 1. Dikdörtgen kesitler için kesitin plastikleşmesi:

Hem x hem de y eksenini etrafında simetrik olan bir kesitte P normal kuvvetinin sabit ve M eğilme momentinin artan bir değişkenlik gösterdiği kabul edilirse kesitin gerilme diyagramı şekil (3-6)' daki aşamaları gösterir.



Şekil 3. 6. Bileşik Eğilme Durumundaki Bir Kesitte Gerilme Diyagramının Gelişimi

Şekil 3. 6. e.'deki basınç dağılımı Şekil 3. 7. de görüldüğü gibi iki bileşene ayrılabilir. Diyagramın bileşenlerinden biri yalnız eğilme momentini, diğeri de yalnız normal kuvveti verir.



Şekil 3. 7. Bileşik Eğilmede Gerilmelerin Bileşenlere Ayrılması

Bu diyagramdan faydalanarak M ve P ;

$$M = \sigma_y b \left(\frac{d}{2} - \frac{kd}{2} \right) \left(\frac{d}{2} + \frac{kd}{2} \right) = \sigma_y \frac{bd^2}{4} (1 - k^2) \quad (3-23-a)$$

$$P = \sigma_y b k d \quad (3-23-b)$$

şeklinde yazılır.

$k = 0$ olduğunda $P = 0$ ve $M = \sigma_y \frac{bd^2}{4}$ olur ki, bu moment kesitin plastik direnç

momenti M_p ' dir. $k = 1$ olduğunda ise $M = 0$ ve $P = \sigma_y b d$ olur ve burada hesaplanan P aksenal yük kapasitesi olan P_y ' dir. Bu durumda (3-23-a) ve (3-23-b) denklemleri;

$$M = M_p (1 - k^2) \quad (3-23-c)$$

$$P = P_y k \quad (3-23-d)$$

şekline dönüşür. Bu eşitlikleri kullanarak dikdörtgen kesitler için etkileşim denklemini elde edebiliriz.

$$\frac{M}{M_p} = (1 - k^2) \quad (3-23-e)$$

$$\frac{P}{P_y} = k \quad (3-23-f)$$

$$\left(\frac{P}{P_y}\right)^2 + \frac{M}{M_p} = 1 \quad (3-23-g)$$

3. 4. 2. “I” kesitler için kesitin plastikleşmesi:

a) $x - x$ eksenine göre eğilen çift simetrlili “I” kesitler:

$x - x$ eksenine göre eğilen çift simetrlili “I” kesitlerde tarafsız eksenin gövdeyi kesmesi veya boşluklardan biri içinde kalması gibi iki durum söz konusudur. Bu iki durumu birbirinden ayıran sınır F_g gövde alanının F toplam alanına oranıdır.

Kesitin P_p plastikleşme normal kuvveti ve M_{px} plastikleşme eğilme momenti, W_{px} plastikleşme mukavemet yardımıyla tarafsız eksenin durumuna göre ayrı ayrı hesaplanır.

a.1.) Tarafsız eksen gövdeden geçiyorsa;

Yani $\frac{|P|}{|P_p|} \leq \frac{F_g}{F}$ ise etkileşim eğrisi denklemini aşağıdaki şekilde hesaplanır.

$$P_u = 2\sigma_a \int_0^{y_0} b(y) dy \quad (3-24)$$

denkleminde integrasyon yolu ile

$$P_u = 2\sigma_a t_g y_0 \quad (3-25)$$

olarak bulunur. Buradan

$$\frac{P_u}{P_p} = \frac{2t_g}{F} y_0 \quad (3-26)$$

$$y_0 = \frac{F}{2t_g} \frac{P_u}{P_p} \quad (3-27)$$

eşitlikleri elde edilir. M_{ux} değeri ise;

$$M_u = 2\sigma_a \int_0^{d/2} y b(y) dy \quad (3-28)$$

denkleminde M_{px} ve $\frac{P_u}{P_p}$ oranına bağlı;

$$M_{ux} = M_{px} - \frac{F^2}{4t_g} \left(\frac{P_u}{P_p} \right)^2 \sigma_a \quad (3-29)$$

eşitliği elde edilir. Ve bu eşitlikten;

$$\frac{M_{ux}}{M_{px}} = 1 - \frac{F^2}{4t_g W_{px}} \left(\frac{P_u}{P_p} \right)^2 \quad (3-30)$$

şeklinde etkileşim eğrisi denklemi elde edilir.

a.2.) Tarafsız eksen başlıklardan geçiyorsa:

Yani $\frac{F_g}{F} \left\langle \frac{|P|}{|P_p|} \right\rangle \leq 1$ ise etkileşim eğrisi denkleme benzer bir şekilde (3-24) ve

(3-28) nolu denklemler kullanılarak;

$$P_u = \sigma_a \left[F - 2b \left(\frac{d}{2} - y_0 \right) \right] \quad (3-31)$$

$$\frac{P_u}{P_p} = 1 - \frac{2b}{F} \left(\frac{d}{2} - y_0 \right) \quad (3-32)$$

$$y_0 = \frac{d}{2} - \frac{F}{2b} \left(1 - \frac{P_u}{P_p} \right) \quad (3-33)$$

$$M_{ux} = \sigma_a b \left(\frac{d^2}{4} - y_0^2 \right) \quad (3-34)$$

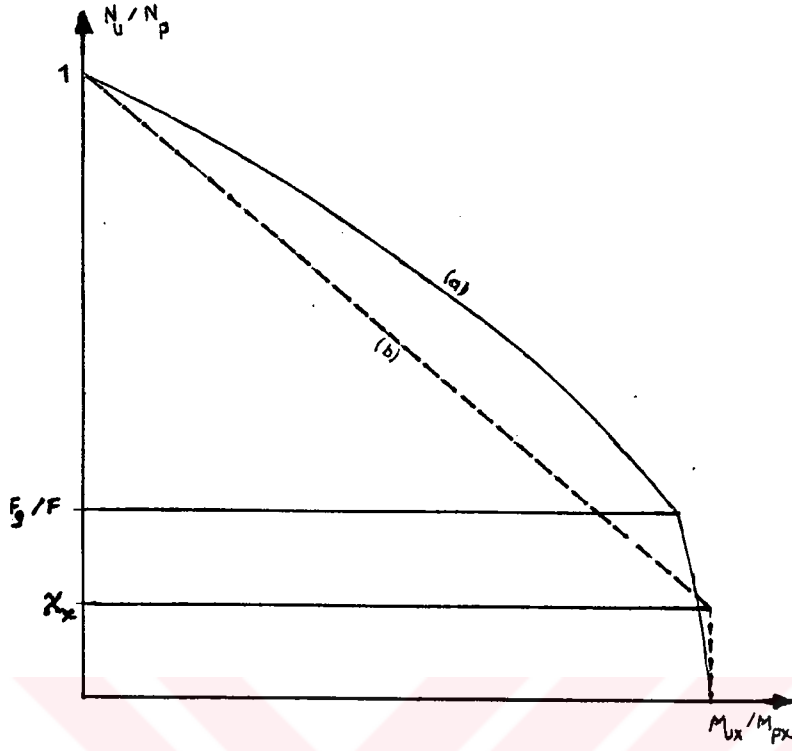
$$\frac{M_{ux}}{M_{px}} = \frac{F}{2W_{px}} \left(1 - \frac{P_u}{P_p} \right) \left[d - \frac{F}{2b} \left(1 - \frac{P_u}{P_p} \right) \right] \quad (3-35)$$

şeklinde elde edilir.

Tarafsız eksenin her iki durumu için elde edilen etkileşim eğrisi denklemleri kullanılarak x-x eksenine göre eğilen çift simetrik I kesitinin etkileşim eğrisi çizilir.

Özel ve önemli durumlarda kullanılan bu genel yolun yanısıra, çeşitli ülkelerin yönetmeliklerinde bu genel etkileşim eğrisi çok daha basit bir biçime indirgenmiştir.

$\frac{P_u}{P_p} = x_x$ oranının altındaki değerler için normal kuvvet etkisi ihmal edilmiştir.



(a) Kuramsal

(b) Basitleştirilmiş

Şekil 3. 8. Çift Simetrlili "I" Kesitlerde (x-x) Eksenine Göre Etkileşim Eğrisi

x_x değeri Türk, Fransız ve Japon yönetmeliklerinde;

$$x_x \leq \begin{cases} \frac{F_g}{2F} \\ 0,25 \end{cases} \quad (3-36)$$

olarak verilmiş ve bu eşitlikteki değerlerden küçük olan değer dikkate alınması kabulü yapılmıştır.

Türk Standartlarında, dar başlıklı hadde profillerinde x_x ' in bu alt ve üst sınır değerleri yerine ortalama bir değer olarak;

$$x_x = 0,15 \quad (3-37)$$

alınmasına izin verilmiştir.

Böylece Şekil 3. 8. ' deki etkileşim eğrilerinden yola çıkarak etkileşim denklemleri daha sade bir şekilde yazılabilir.

$$\left. \begin{aligned} 0 \leq \frac{P}{P_p} \leq x_x &\Rightarrow M_{ux} = M_{px} \\ x_x \leq \frac{P}{P_p} \leq 1 &\Rightarrow M_{ux} = \frac{1 - \frac{P}{P_p}}{1 - x_x} M_{px} \end{aligned} \right\} \quad (3-38)$$

Bu eşitlikler Türk Standartlarındaki kabule uygun olarak yazılırsa;

$$\left. \begin{aligned} 0 \leq \frac{P}{P_p} \leq 0,15 &\Rightarrow M_{ux} = M_{px} \\ 0,15 \leq \frac{P}{P_p} \leq 1 &\Rightarrow \frac{P}{P_p} + 0,85 \frac{M_{ux}}{M_{px}} = 1 \end{aligned} \right\} \quad (3-39)$$

şekline dönüşür.

4- KİRİŞ – KOLONLARIN DİZAYNI İÇİN FORMÜLLER

Kiriş – kolonların dizaynı için pratik bir metot yerine sadeleştirilmiş analizler verilir. Kiriş – kolonların maksimum gerilme dayanımının belirlenmesinde iki dizayn kriteri göz önüne alınır.

Birinci kriter başlangıçtaki çökme kriteridir. En dış lifler, malzemenin akma gerilmesi seviyesine ulaştığında kiriş – kolonun en büyük çökme durumuna ulaştığı varsayılır. Farklı yüklemeler ve eksen ötelemeleri ile maksimum gerilme arasındaki etkileşim terimleri en büyük gerilme durumunu önceden haber verir. Bu ikinci kriter olan “etkileşim kriteri” dir.

Başlangıçtaki çökme kriteri tam elastik analizle tespit edilebilir. Fakat sonuçlar çok fazla dikkat isteyebilir. Etkileşim kriteri dikkate alındığı zaman da birkaç ampirik formül kullanılır ve bazı yaklaşımlar dikkate alınır. Yinede tamamen teorik kuralların tek başına kullanılması ile kiriş – kolonların en büyük yükünün bulunması mümkün olmadığı gibi dizayn için ampirik formüllere de ihtiyaç duyulmaktadır.

Böylece, en dış liflerde akmanın başlaması durumunda;

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{C_m M}{M_y} \frac{1}{1 - \frac{P}{P_E}} = 1 \quad (4-1)$$

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M}{M_y} = 1 \quad (4-2)$$

azami yüke ulaşılması durumunda ise;

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{C_m M}{M_P} \frac{1}{1 - \frac{P}{P_E}} = 1 \quad (4-3)$$

$$\frac{P}{P_y} + 0,85 \frac{M}{M_p} = 1 \quad \frac{P}{P_y} \geq 0,15 \quad (4-4-a)$$

$$M = M_p \quad \frac{P}{P_y} \leq 0,15 \quad (4-4-b)$$

eşitlikleri dikkate alınır.

Maksimum momentin kiriş – kolonun her iki ucu arasındaki bir noktada oluşması durumunda (4-1) ve (4-3) denklemleri kullanılır. (4-2) ve (4-4) denklemleri ise maksimum momentin elemanın uç noktalarından birinde oluşması halinde kullanılan tahkik formülleridir. Kiriş – kolonun durumu tek tahkikle tanımlanamayacağı için her iki tahkikte yapılmalıdır.

Bu formüller kullanılarak kiriş – kolonun bağlantı noktalarındaki direnç momenti ile, çerçevelerdeki elemanların dayanımını hesaplamanın birkaç yolu vardır.

4. 1. Elastik Davranışı Esas Alan Bir Yöntemle Çerçeve Analizi

Bu tip analizde, kiriş – kolonların ve çerçevelerdeki diğer elemanların incelenmesi eğilme şekil değiştirme denklemleri ve (4-1) ve (4-2) denklemleriyle yapılır. Hem kiriş– kolonların hem de çerçevedeki diğer elemanların incelenmesi elastik davranış esasına dayanır. Bu durumda kiriş gerilmeleriyle çerçeve momentlerinin değeri birbirine uygun değerler olarak tespit edilir.

4. 2. Elasto – Plastik Davranışı Esas Alan Bir Yöntemle Çerçeve Analizi

Birinci analizde olduğu gibi, bu analiz de elastik davranış esasına dayanır. Fakat bu analizde çerçevenin, çerçeve momentleri hesaplanırken elastik davranış gösterdiği, kiriş

gerilmeleri hesaplanırken de inelastik davranış gösterdiği kabulünden hareketle tahkikler yapılır. Bu nedenle bu analizdeki kabuller tutarsızdır.

4. 3. Plastik Davranış Teorisi İle Çerçeve Analizi

Bu analiz, akmanın başlamasından sonra, çerçevedeki yük artışıyla meydana gelen en son moment dağılımının hesabını esas alır. Yani, akmanın başlamasından kırılma anına kadar, kalıcı şekil değişikliklerinin meydana gelmesine neden olan yük ve moment değerlerinin hesaplanarak, çerçeve elemanlarının bu büyüklüklere göre boyutlandırılması esasına dayanan bir analiz yöntemidir. Bu analiz uygulandığında kiriş – kolonların boyutlandırılması için (4-3) ve (4-4) denklemleri kullanılır. Ve yapılan hesaplamalardaki tüm kabuller, çerçeve ve çerçeve elemanlarının inelastik davranış sergilediği varsayımına göre yapılır. Kısaca bu analiz ve dizayn yöntemi plastik dizayn olarak adlandırılır.

5. KİRİŞ – KOLONLAR İÇİN KULLANILAN GERİLME FORMÜLLERİ

5.1. AISC / ASD Şartnamelerinde Gerilme Formülleri

Çerçevelerin plastik dizaynında kiriş – kolonlar için, AISC / ASD şartnamelerinde (4-3) ve (4-4) denklemleri kullanılır. (4-1) ve (4-2) denklemleri gerilme terimlerine bağlı olarak yazılmış denklemler olmalarına rağmen, akmanın başlaması anını esas alan yapısal dizayn için kullanılır. Böylece bu denklemler yardımıyla akmanın başlaması anındaki P ve M değerleri hesaplanır. Kiriş – kolonlar için bir “ n ” güvenlik faktörü dikkate alınıp, hesaplanan P ve M değerleri bu faktörle çarpılarak (4-1) denklemindeki P ve M değerlerinin yerine kullanılır. Bu durumda;

$$\frac{nP}{P_{cr}} + \frac{nM}{M_y} \frac{C_m}{1 - \frac{nP}{P_E}} = 1 \quad (5-1)$$

denklemini elde edilir. Bu denklemin birinci terimin pay ve paydası A kesit alanı ile, ikinci terimin pay ve paydası S kesit modülü ile ve üçüncü terimin paydasındaki (P/P_E) ifadesinin pay ve paydasını ise A kesit alanı ile çarparsak, denklem;

$$\frac{f_a}{F_{cr}/n} + \frac{f_b}{F_y/n} \frac{C_m}{1 - \frac{f_a}{(F_E/n)}} = 1 \quad (5-2)$$

şeklinde yazılabilir.

Burada f_a ve f_b terimleri işletme yükünün oluşturduğu gerilmelerdir. Bu gerilmeler güvenlik faktörü ile çarpılırsa;

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \frac{C_m}{1 - \frac{f_a}{F'_E}} = 1 \quad (5-3)$$

ifadesi elde edilir.

Burada;

$F_a =$ Sadece aksenal basınç kuvveti P ' nin etkisiyle oluşan aksenal basınç gerilmesi

$F_b =$ Sadece M momenti etkisiyle oluşan eğilme gerilmesi

$F_E =$ Euler gerilmesi

anlamlarını ifade eden terimlerdir.

C_m katsayısı için, Bölüm 2. 3.' de anlatılan boyutlandırma kabulleri dikkate alınır. Buna göre; eğer kiriş – kolonda enine yükleme yoksa ve kirişin bir ucu diğer ucuna göre dönme yapmıyorsa, C_m katsayısı $C_m = 0,6 - 0,4 \frac{M_1}{M_2}$ ifadesinden elde edilir. Bu durum

için AISC / ASD şartnameleri C_m katsayısını $C_m = 1$ sabit değeri olarak kabul eder. Kiriş – kolonda enine yükler varsa ve kiriş – kolonun uçları kalıcı dönmeler yapıyorsa AISC / ASD şartnameleri C_m katsayısı için $C_m = 0,85$ sabit değerini kabul eder. Kiriş – kolonda sadece mafsal yerlerinde dönme varsa yine C_m katsayısı $C_m = 0,85$ sabit değer olarak kabul edilir. (4-1) denkleminde uygulanan dönüşüm işlemleri (4-2) denkleminde uygulanırsa, denklem;

$$\frac{f_a}{0,6F_y} + \frac{f_b}{F_b} = 1 \quad (5-4)$$

şekline dönüşür.

(5-3) ve (5-4) denklemleri AISC / ASD şartnamelerinde eksantrik yükleme durumunu da kapsayacak şekilde çok genel bir formda yazılmıştır. Yani y eksenini doğrultusunda M_{1y} ve M_{2y} uç momentleri ve x eksenini doğrultusunda M_{1x} ve M_{2x} uç momentleri ile birlikte P basınç kuvvetinin de dikkate alınmasıyla bu denklemler eğilme terimlerinin toplamı şeklinde yazılabilir. Böylece (5-3) ve (5-4) denklemleri daha detaylı bir değerlendirme ile;

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} \frac{C_{mx}}{1 - \frac{f_a}{F'_{Ex}}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \frac{C_{my}}{1 - \frac{f_a}{F'_{Ey}}} = 1 \quad (5-5-a)$$

$$\frac{f_a}{0,6F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} = 1 \quad (5-5-b)$$

şeklinde yazılır.

M_y momentinin etkisi göz önüne alınarak yazılan (5-5-a) denklemiyle yapılan hesaplamalar yaklaşık sonuçlar verir. Çünkü her iki eğilme eksenindeki burulma etkisi ihmal edilmiştir. Akma sınırını esas alan bu formül genel bir ölçüdür. Çünkü azami yük değerine göre oluşturulmuştur. Ve bu denklemde burulma etkileri ihmal edilmiş olsa da dönmelerin etkisi çok fazladır. (5-5-a) ve (5-5-b) denklemleri AREA ve AASHTO şartnamelerinde de kullanılmaktadır. Fakat bu şartnamelerde daha büyük güvenlik faktörü esas alınarak bu denklemler oluşturulmuştur.

Eğer $\frac{f_a}{F_y} \leq 0,15$ ise AISC / ASD şartnameleri, (5-5-a) ve (5-5-b) denklemleri

yerine, daha basit bir ifade olan;

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} = 1 \quad (5-6)$$

denkleminin kullanılmasına müsaade eder.

Kiriş – kolonların kesit boyutları deneme – yanılma yolu ile hesaplanır. Hesaplarda kullanmamız gereken kesit değerini hesaplayan bir formül yazmak istersek C_{mx} ve C_{my} kapsamındaki tüm terimlerin etkisini ihmal edip, denklemde;

$$\left. \begin{aligned} f_a &= \frac{P}{A} \\ f_{bx} &= \frac{M_x}{S_x} \\ f_{by} &= \frac{M_y}{S_y} \end{aligned} \right\} \quad (5-7-a)$$

değerlerini yerlerine yazıp denklemi düzenlersek;

$$A = \frac{P}{F_a} + \frac{M_x}{F_{bx}} \frac{A}{S_x} + \frac{M_y}{F_{by}} \frac{A}{S_y} \quad (5-7-b)$$

ifadesini elde ederiz.

$$\left. \begin{aligned} \frac{A}{S_x} &= B_x \\ \frac{A}{S_y} &= B_y \end{aligned} \right\} \quad (5-7-c)$$

yazarsak;

$$A = \frac{P}{F_a} + B_x \frac{M_x}{F_{bx}} + B_y \frac{M_y}{F_{by}} \quad (5-7-d)$$

şeklini alır. (5-7-a)'daki değerler (5-5-b) denkleminde yerlerine konur ve gerekli düzenlemeler yapılırsa;

$$A = \frac{P}{0,6F_y} + B_x \frac{M_x}{F_{bx}} + B_y \frac{M_y}{F_{by}} \quad (5-8)$$

ifadesi elde edilir. Eksenel kuvvet P^* 'ın değerini ise (5-7) denklemini F_a ile çarparak bulabiliriz.

$$P^* = P + B_x M_x \frac{F_a}{F_{bx}} + B_y M_y \frac{F_a}{F_{by}} \quad (5-9)$$

(5-9) denklemi ile bulunan P^* değeri ile uygulanabilir eksenel yüklerle ait boyutlandırma tablolarından uygun bir kesit seçilir. Kullanılabilir eksenel yüklerin en küçük dönme yarıçapına göre belirlenmiş “KL” efektif uzunluğu için tablo oluşturulursa gerçek kesit değeri tespit edilebilir.

Eğer kiriş – kolon y eksenini doğrultusunda eğilmeye ve yanal burkulmaya karşı mesnetliyse bu tablo r_x yarıçapındaki bir efektif uzunlukla oluşturulur. Bu efektif uzunluk, kolonun mesnetsiz uzunluğu ile r_x / r_y oranını çarpımı ile bulunabilir. r_x / r_y nin oranları tabloda verilmektedir. r_x / r_y nin değerleri takriben kare kolonlar için ($b=d$) 2,1 ; ve $b \cong 0,8 d$ olan dikdörtgen kolonlar için ise 1,7’ dir.

(5-7) ve (5-9) denklemleri C_m terimleri ihmal edilerek ortaya çıkarılmıştı. Oysa bu terimler ihmal edilerek bulunan bu denklemlerle yapılan hesaplamalarda doğru sonuca yakın bir değer elde edilemez. Bu durumda C_m terimleri;

$$\frac{C_m}{1 - \frac{f_a}{F'_E}} = C_m \frac{F'_E}{F'_E - f_a} = C_m \frac{(KL)^2 F'_E}{(KL)^2 (F'_E - f_a)} = C_m \frac{0,149 \times 10^6 r^2}{0,149 \times 10^6 r^2 - \left(\frac{P}{A}\right) (KL)^2}$$

şekline dönüştürülür ve “ $0,149 \times 10^6 r^2$ ” terimi de “ α ” olarak ifade edilirse, P^* denklemi;

$$P^* = P + B_x M_x C_{mx} \frac{F_a}{F_{bx}} \frac{\alpha_x}{\alpha_x - P(KL)^2} + B_y M_y C_{my} \frac{F_a}{F_{by}} \frac{\alpha_y}{\alpha_y - P(KL)^2} \quad (5-10-a)$$

şeklinde yazılır. (5-5-b) denklemi de benzer bir dönüşümle;

$$P^* = P \frac{F_a}{0,6 F_y} + B_x M_x \frac{F_a}{F_{bx}} + B_y M_y \frac{F_a}{F_{by}} \quad (5-10-b)$$

ifadesini verir. Bu denklemlerin kullanımı α_x , α_y , B_x , B_y ’ nin değerlerinin tablo halinde verilmesi ile kolaylaşır.

5-2 AISC / LRFD Şartnamelerinde Gerilme Formülleri

AISC / LRFD şartnamelerinde kiriş – kolon etkileşim formülleri aşağıdaki gibidir;

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0,2 \quad \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1 \quad (5-11-a)$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0,2 \quad \frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1 \quad (5-11-b)$$

Bu denklemlerde;

P_u = İstenen basınç gerilmesi

P_n = Hesaplanan itibari basınç gerilmesi

M_u = İstenen bükülme (eğilme) gerilmesi

M_n = Hesaplanan itibari bükülme gerilmesi

ϕ_c = Basınç direnç faktörü = 0,85

ϕ_b = Burulma direnci = 0,90

ifade eden terimlerdir.

Tek eksenli eğilme durumu için (5-11) denklemleri Şekil 5. 1.' de grafike edilmiştir. Şekilden de görüldüğü gibi bu grafik “ I ” profili için çizilmiş Şekil 3.8.' in aynısıdır.

M_u bükülme kapasitesinin hesaplanması için üç analiz metodu kullanılır ve her üç analiz metodunda da aynı terimler ve kabuller dikkate alınır. Bu analiz metotlarına göre;

- 1) M_u , plastik analiz yöntemiyle belirlenmelidir.
- 2) M_u , yük faktörünün kullanıldığı ikinci derece analiz yöntemiyle belirlenmelidir.
- 3) İkinci derece analizin yerine, M_u momenti, birinci derece analizden belirlenen M_{nt} ve M_{lt} momentlerinin sapma etkilerini gözönüne alan bir faktör ile çarpımlarının toplamları olarak alınmalıdır.

Buna göre uygun bir ifadeyle Mu bükülme momenti kapasitesi;

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (5-12)$$

şeklinde yazılır. Bu ifadede;

M_{nt} = Çerçeve de yan al hareketin olmad ığı varsayı larak hesap lan an moment

M_{lt} = Çerçevenin yan al hareketinden kaynak lan an moment

B_1, B_2 = Büyüt me faktörleri

AISC / LRFD şart namelerindeki bu büyüt me faktörlerinin hesabı da a ş ağı daki şekilde verilmektedir.

$$a) B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_E}} \geq 1 \quad (5-13)$$

P_u = İstenen basınç gerilmesi

$$P_E = \frac{\pi^2 E A_g}{(K L / r)^2} = \text{Çerçevenin düzlemsel burkulması için gerekli Euler yükü.}$$

Burada $K=1$ den farklı olmalıdır. K ' nın değeri kolonların efektif uzunluğunun belirlenmesi için verilen nomogramlardan tespit edilir. Ve her iki nomogramdan tespit edilen değ erlerden küçük olan değ er kullanılır.

B_1 büyüt me faktörünün hesap lanmasında kullanılan C_m katsayısının değ erleri ise daha önceki bölümlerde anlatt ığımız şekilde belirlenir. Kısaca tekrar anlatırsak;

Mesnetler arasında enine yükler bulunmayan ve dönmesi engellenmiş giriş

– kolonlar için $C_m = 0,6 - 0,4 \frac{M_1}{M_2}$ eşitliği dikkate alınır. Mesnetler arasında enine

yüklerin olduğu giriş kolonlar için ise,

$$C_m = \begin{cases} 0,85 & \text{dönme engellenmişse} \\ 1 & \text{dönme var sa} \end{cases}$$

sabit değ erleri dikkate alınır.

$$b) B_2 = \frac{1}{1 - \sum P_u (\Delta_{oh} / L \sum H)} = \frac{1}{1 - \sum P_u / \sum P_E} \quad (5-14)$$

$\sum P_u$ = Bir kattaki tüm kolonların aksenal dayanımlarının toplamı

Δ_{oh} = Gözönüne alınan kattaki enine sapma

$\sum H$ = Tüm katlarda, yatay kuvvetlerden dolayı oluşan Δ_{oh} değerlerinin toplamı

L = Kat yüksekliği

$$P_E = \frac{\pi^2 E A_g}{(K L / r)^2} = \text{Çerçeve düzlemindeki Euler Burkulma Yüğü (K} \geq 1 \text{ olmalıdır)}$$

M_{nt} ve M_{lt} momentlerinin iki değişik yöntemle hesaplanması mümkündür. Birinci yöntemde yapı belirtilen yüklere göre iki durum için analiz edilir;

a) Mafsallarda dönmenin engellendiği yapı olarak dikkate alınır.

b) Mafsallarda dönmeye müsaade edilen yapı olarak dikkate alınır.

M_{nt} momenti (a) durumuna göre yapılan çözümden elde edilir. M_{lt} momentleri de (a) her iki durum için ayrı ayrı hesaplanır ve (b) durumu için elde edilen değerden (a) durumu için elde edilen değer çıkarılmasıyla bulunur.

İkinci yöntem (a)'da bahsedilen sabitlenmiş yapının çözümünü gerektirir. Ayrıca yanal ötelemeyi engellemesi istenen bağlayıcı kuvvetlerin hesabı bu incelenme kapsamındadır. M_{lt} momentleri (a) da ifade edilen bağlayıcı kuvvetlere maruz yapının sabitlenmiş çerçeve olarak analizi yapıldıktan sonra belirlenebilir. Bu yöntemde yapının yanal ötelemesine doğrudan etkisi olan bağlayıcı kuvvetlerin yerinin belirlenmesi büyük bir dikkat gerektirir. Analizi birinci derecede etkileyecek olan bir problemle karşılaşmamak için birinci yöntemin kullanılması genel olarak tercih edilir.

Kiriş – kolonların boyutlandırılması deneme yanılma yöntemiyle yapılır. AISC / LRFD şartnamelerinde kesit tayini aşağıdaki formülle yapılır;

$$P^* = P + \frac{2M_x}{d} + \frac{7,5M_y}{b} \quad (5-15)$$

Burada;

P^* = Eşdeğer aksenal kuvvet

d = Kesitin yüksekliği

b = Kesitin genişliği

anlamlarını ifade eder.

b ve d için herhangi birer değer kabul edilerek (5-15) denklemi ile hesaplanan kolon aksenal dayanımına göre Manual tablolarından uygun bir kesit seçilir. Bu kesit, en küçük dönme yarıçapını (r_y) esas alan KL efektif uzunluğu için hazırlanmış bu tablolardaki aksenal gerilmeyi esas alacaktır. Böylece eğer kolon yanal burkulmaya veya y eksenini etrafındaki eğilmeye karşı mesnetlenmiş ise, tablo; r_x dönme yarıçapını esas alan efektif uzunluğa göre hazırlanacaktır. Bu efektif uzunluk, kolon uzunluğu ile r_x/r_y oranının çarpımını sonucunda bulunur. r_x/r_y ' nin değerleri tabloda verilmiştir. Bu oranlar kare kolonlar için 2,1 ve $b = 0,8 d$ olan dikdörtgen kolonlar için de 1,7 civarındadır.

(6-26) denklemleri (6-23) denklemleri olarak verilen AISC / ASD denklemlerinde bazı değişiklikler yapmasına rağmen esas itibariyle alternatif formüllerdir. $M_{uy} = 0$ durumu için; M_u , B_1 ve B_2 değerleri hesaplanıp (5-11-a) denkleminde yerlerine yazılması ile ;

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{nt(x)}}{\phi M_{nx}} \frac{C_{mx}}{1 - P_u/P_E} + \frac{M_{lt(x)}}{\phi M_{lx}} \frac{1}{1 - \sum P_u/P_E} \right) \leq 1 \quad (5-16)$$

ifadesi elde edilir. Bu denklemde M terimleri S kesit modülü ile ve P terimleri A kesit alanı ile çarpılırsa, denklem;

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{8}{9} \left(\frac{f_{bx}(nt)}{F_{bx}} \frac{C_{mx}}{1 - f_a/F'_{Ex}} + \frac{f_{bx}(lt)}{F_{bx}} \frac{1}{1 - f_a/F'_{Ex}} \right) \leq 1 \quad (5-17)$$

formuna dönüşür.

AISC / ASD şartnamelerindeki (5-5-a) denklemindeki f_{bx} , $f_{bx} = \frac{M_x}{S_x}$ olarak ifade

edilmiştir. Burada $M_x = M_{nt(x)} + M_{lt(x)}$ dir. $M_{nt(x)}$; yanal ötelemenin olmaması halinde hesaplanan moment, $M_{lt(x)}$; yanal ötelemeden kaynaklanan momenttir. Buradaki M_x eşitliğinden yola çıkarak $f_{bx} = f_{bx}(nt) + f_{bx}(lt)$ yazabiliriz. Bu eşitliği (5-5-a) denkleminde yerine yazarsak;

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}(nt)}{F_{bx}} \frac{C_{mx}}{1 - f_a/F'_{Ex}} + \frac{f_{bx}(lt)}{F_{bx}} \frac{C_{mx}}{1 - f_a/F'_{Ex}} \leq 1 \quad (5-18)$$

ifadesini elde ederiz.

Görüldüğü gibi (5-17) ve (5-18) denklemleri arasında önemli farklar görülmektedir. Bunlar (5-17) denklemindeki (8/9) katsayısı, yine (5-17) denkleminin üçüncü teriminde C_{mx} katsayısının olmaması ve üçüncü terimlerin paydaları arasındaki farklardır. Fakat, eğer kattaki tüm kiriş - kolonlar benzer ise ve aynı P yüküne maruzsa

$\frac{\sum f_a}{\sum F'_{Ex}} = \frac{f_a}{F'_{Ex}}$ tüm kiriş - kolonlar için aynı olacaktır. Böylece genel olarak

denklemlerin üçüncü terimleri arasındaki farklar çok küçük olacaktır.

5. 3. TS 648'de Gerilme Formülleri

Eksantrik bir basınç kuvveti veya merkezi bir basınç kuvveti ile beraber M_x veya hem M_x hem de M_y eğilme momentlerine çalışan çubuklarda burkulma tahkiki ve burkulmasız gerilme tahkiki;

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \sigma_{bx}}{\left(1,0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}}\right) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \sigma_{by}}{\left(1,0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey}}\right) \sigma_{By}} \leq 1,0 \quad (5-19)$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0,60 \sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1,0 \quad (5-20)$$

formülleri ile yapılır. Eğer $\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} \leq 0,15$ ise, yukarıdaki formüller yerine;

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1,0 \quad (5-21)$$

formülü kullanılabilir.

Yukarıdaki formüllerde x ve y , gerilmenin veya ilgili katsayıların uygulandığı eksenini gösterir.

Yukarıdaki formüllerde:

σ_{bem} = Yalnız basınç kuvveti etkisi altında müsaade edilecek gerilme
(TS 648- Madde 3.2.2)

σ_B = Yalnız eğilme momenti etkisi altında müsaade edilecek basınç eğilme gerilmesi (TS 648- Madde 3.3)

$$\sigma_e' = \frac{\pi^2 E}{\left(K \left[\frac{s_b}{i_b} \right] \right)^2} \frac{1}{2,5} = \frac{8290000}{\left(K \left[\frac{s_b}{i_b} \right] \right)^2} \quad (5-22)$$

s_b = Mesnetler arasındaki desteksiz mesafe

i_b = Eğilmenin olduğu düzleme dik eksene göre atalet yarıçapı

K = Eğilmenin olduğu eksene göre burkulma boyunu elde etmek için kullanılan katsayı

σ_{eb} = Yalnız basınç kuvveti etkisi altında hesaplanan gerilme

σ_b = Yalnız eğilme momenti etkisi altında hesaplanan basınç gerilmesi

C_m =Uç momentlerini, y açıklık momentlerini ve yanal desteklemeyi gözönüne alan bir katsayı olup;

- Yanal deplasmanın mümkün olduğu çerçevelerde $C_m = 0,85$
- Düğüm noktalarının ötelenmesine müsaade edilmeyen çerçevelerde ve üzerinde eğilmenin düşünüldüğü düzlemde yük olmayan çubuklarda,

$$C_m = 0,6 - 0,4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0,4 \quad (5-23)$$

(M_1/M_2 çubuğun iki ucundaki eğilme momentlerinin küçüğünün

büyüğüne oranı olup, iki yönlü eğilmede pozitif (EK: 2) tek yönlü

eğilmede ise negatiftir (EK: 2)

- Düğüm noktalarının ötelenmesine müsaade edilmeyen çerçevelerde ve üzerinde eğilmenin düşünüldüğü düzlemde yük alan çubuklarda C_m kesin hesap yöntemleriyle bulunmalıdır. EK: 3 da verilen durumlar için;

$$C_m = 1 + \psi \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_e} \quad (5-24)$$

formülü kullanılarak bulunabilir. Formülde:

$$\psi = \frac{\pi^2 \delta_0 EI}{M_0 S^2} - 1 \quad (5-25)$$

δ_0 = Eğilme yükünden meydana gelecek maksimum deplasman

M_0 = Maksimum moment

Merkezi basınçtan başka yatay ve eğik durmalarından ötürü öz yüklerinin etkisi ile eğilmeye çalışan çubukların da yukarıdaki gibi hesaplanması gerekir. Burada M için yaklaşık olarak;

$$M = G/l_H/10 \quad (5-26)$$

değeri alınabilir. Bu formülde:

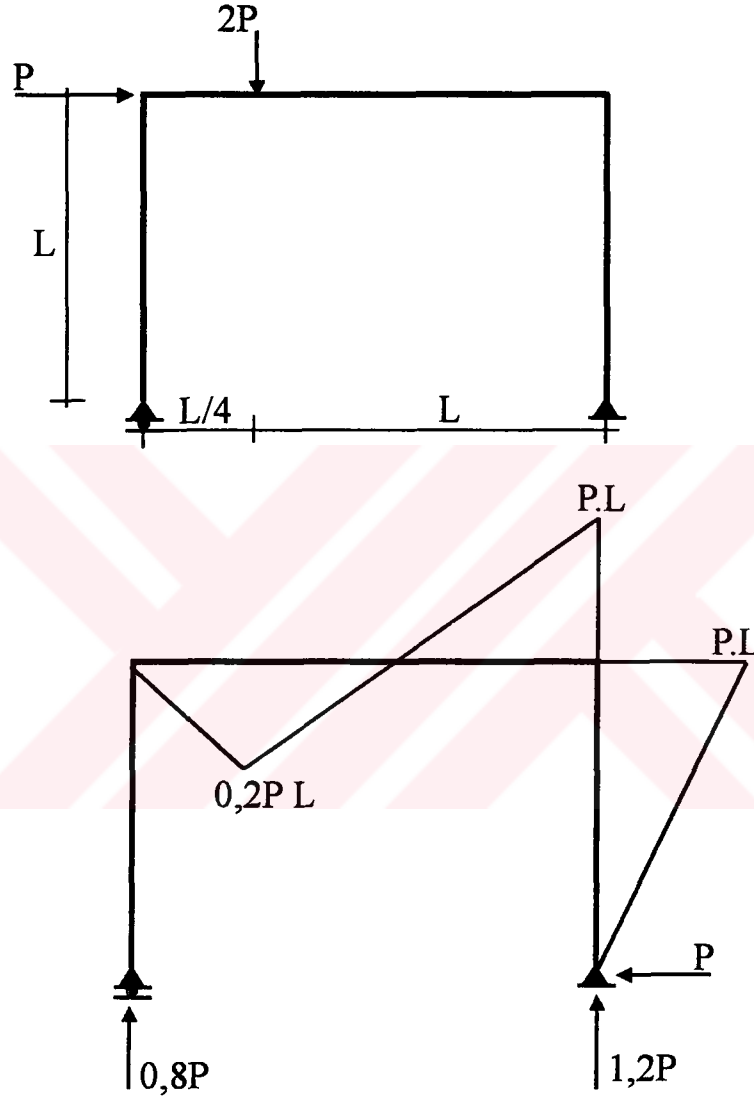
G = Çubuğun ağırlığı

l_h = Çubuğun planda ölçülen (yatay düzlem izdüşüm) uzunluğudur

$l_h = \leq 6,00$ m olan çubuklarda bu etki hesaba katılmaz.

6. SAYISAL UYGULAMA

Bu çalışmada Şekil 6.1 ' de görülen çerçevenin tipi ve yükleme şekli sabit tutulup, çerçeveyi oluşturan profil boyutları ve yükleme değerleri değiştirilerek burkulma ve gerilme tahkikleri yapılmıştır.



Mesnet reaksiyonları ve Moment diagramı

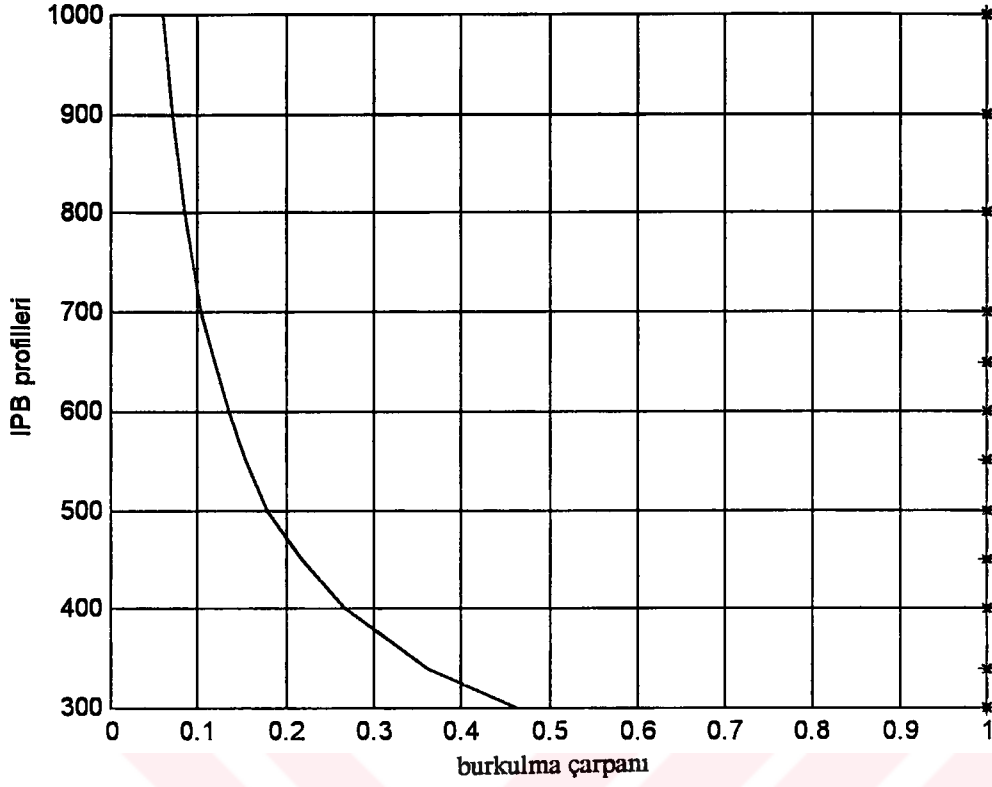
Şekil 6.1 Sayısal çalışmada ele alınan tip model

Çerçeve momentleri ve mesnet reaksiyonları elastik davranış esasına göre hesaplanmış ve çerçevedeki kiriş-kolon burkulma ve gerilme tahkikleri buna göre yapılmıştır. Kiriş-kolon kesiti, IPB 300 – IPB 1000 (Tablo 6.1) arasında değiştirilerek hesaplar yapılmıştır

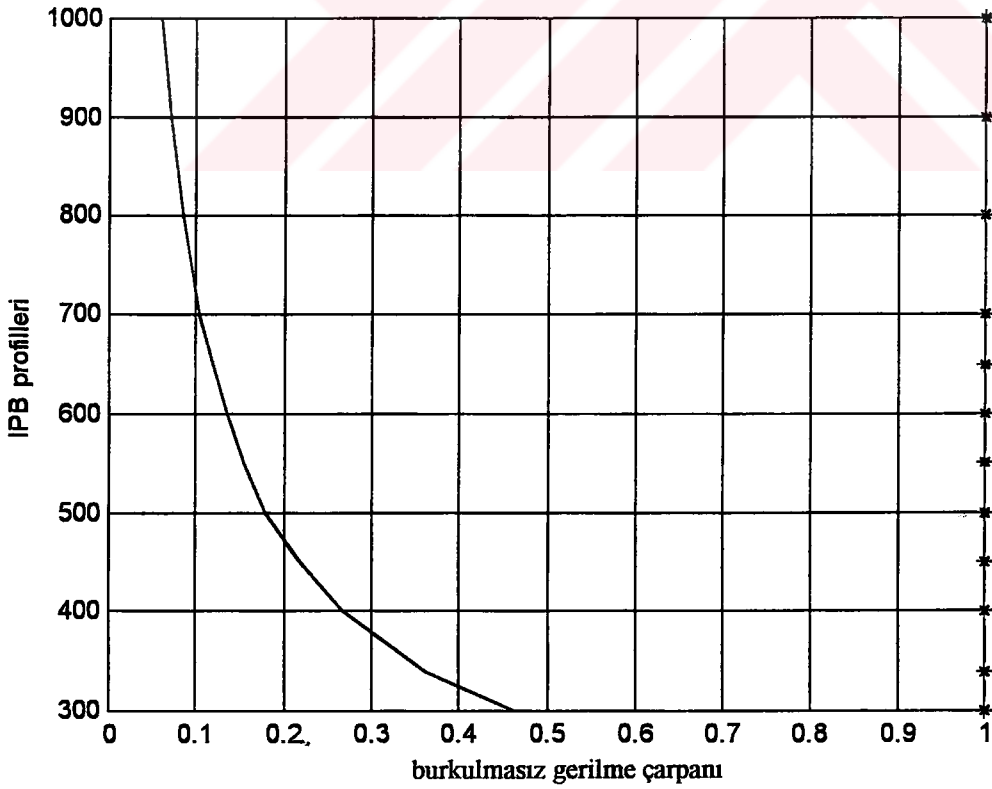
Tablo 6.1 Sayısal uygulamada kullanılan IPB Profil en kesitleri

IPB	h	b	F	W _x	i _x	i _y	S _x
300	300	300	149	1680	13	7,58	934
340	340	300	171	2160	14,6	7,53	1200
400	400	300	198	2880	17,1	7,40	1620
450	450	300	218	3550	19,1	7,33	1990
500	500	300	239	4290	21,2	7,27	2410
550	550	300	254	4970	23,2	7,17	2800
600	600	300	270	5700	25,2	7,08	3210
650	650	300	286	6480	27,1	6,99	3660
700	700	300	306	7340	29	6,87	4160
800	800	300	334	8980	32,8	6,68	5110
900	900	300	371	10980	36,5	6,53	6200
1000	1000	300	400	12890	40,1	6,38	7430

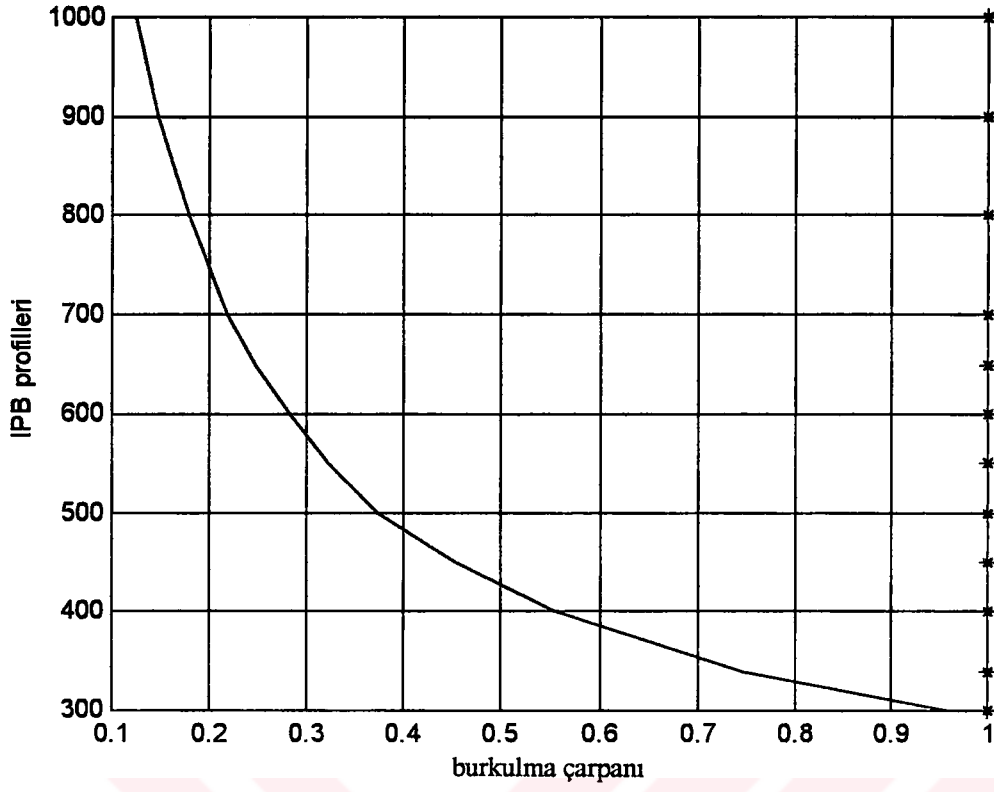
Çözüm yapılırken MATLAB da bir program yazılmış ve bu programdan faydalanılmıştır. her bir profil için elde edilen hesap sonuçları grafiğe aktarılmıştır.



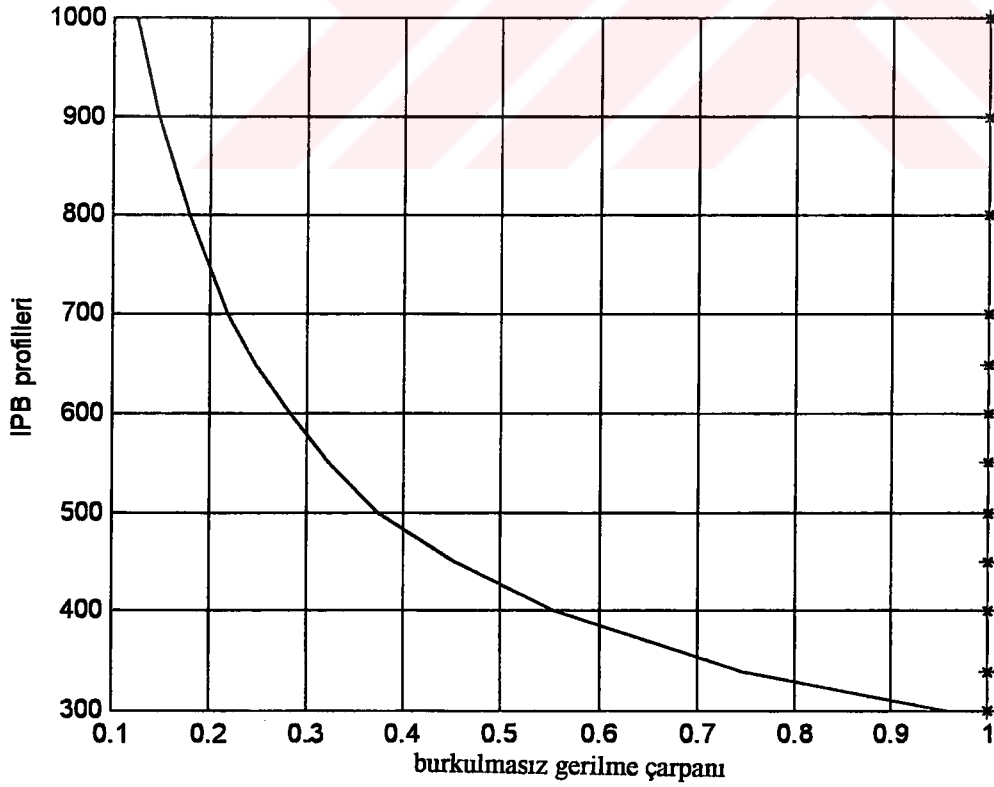
Şekil 6.2. $P = 2 t$ - $L=2 m$ için burkulma tahkik diagramı



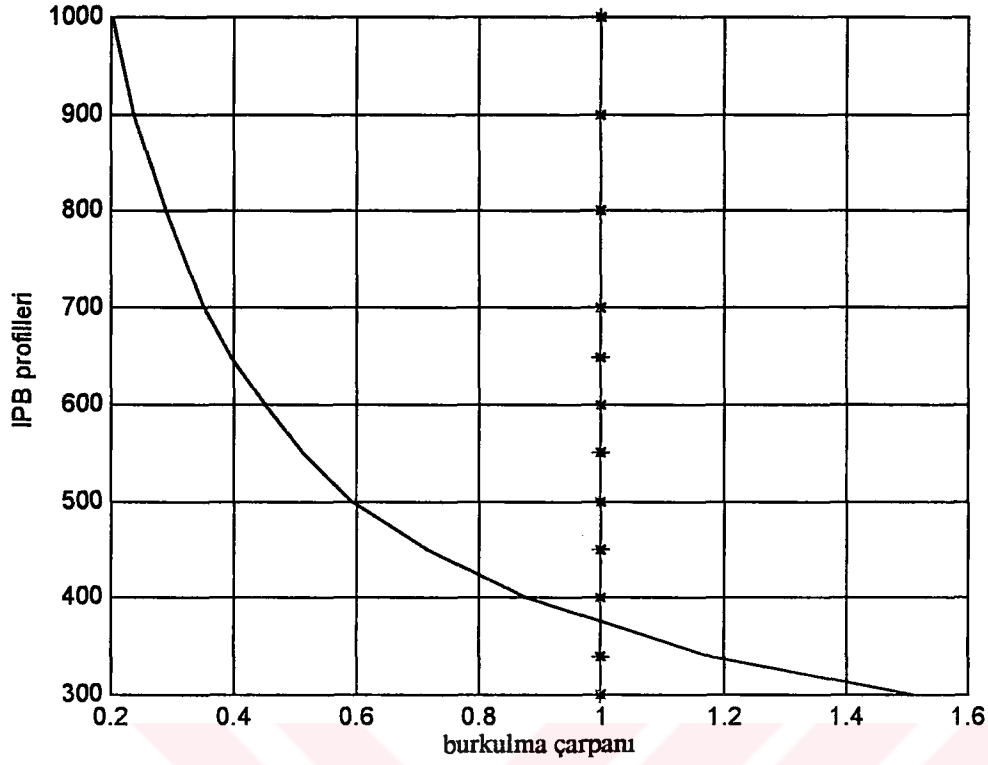
Şekil 6.3. $P = 2 t$ - $L=2 m$ için burkulmasız gerilme tahkik diagramı



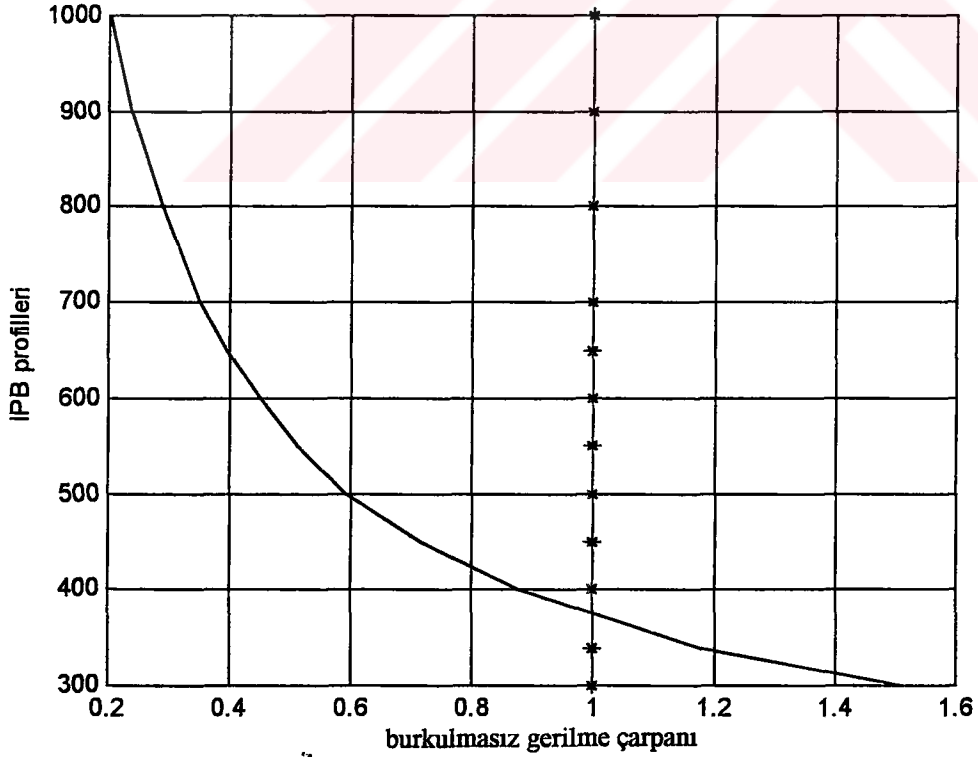
Şekil 6.4. $P = 2 t$ - $L=4 m$ için burkulma tahkik diagramı



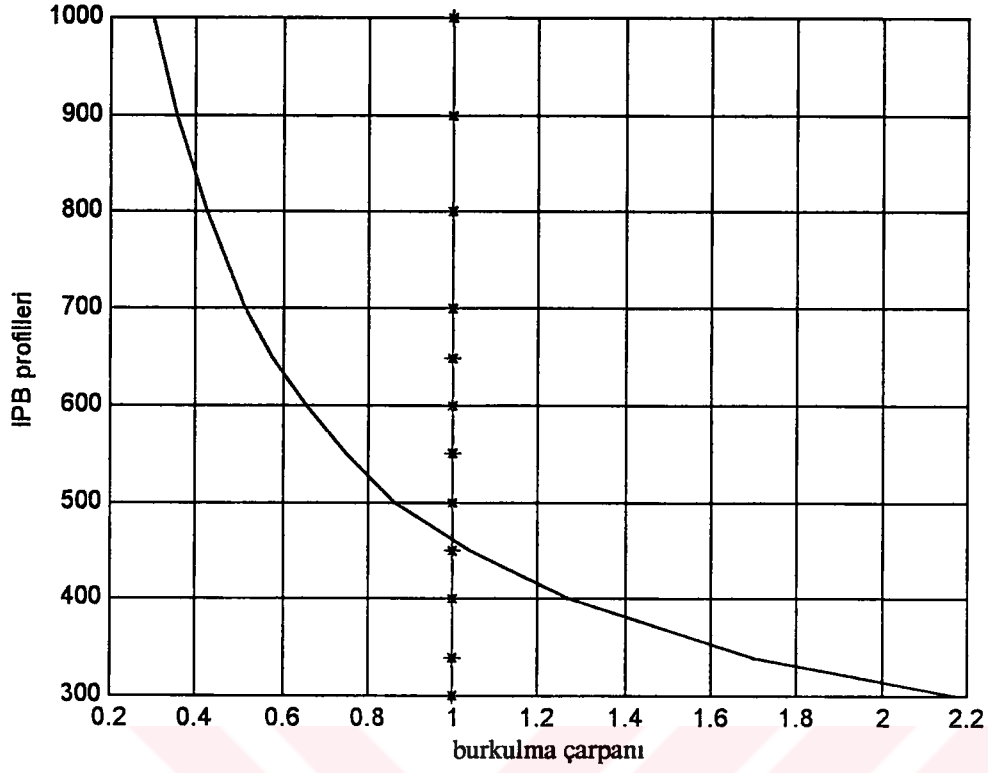
Şekil 6.5. $P = 2 t$ - $L=4 m$ için burkulmasız gerilme tahkik diagramı



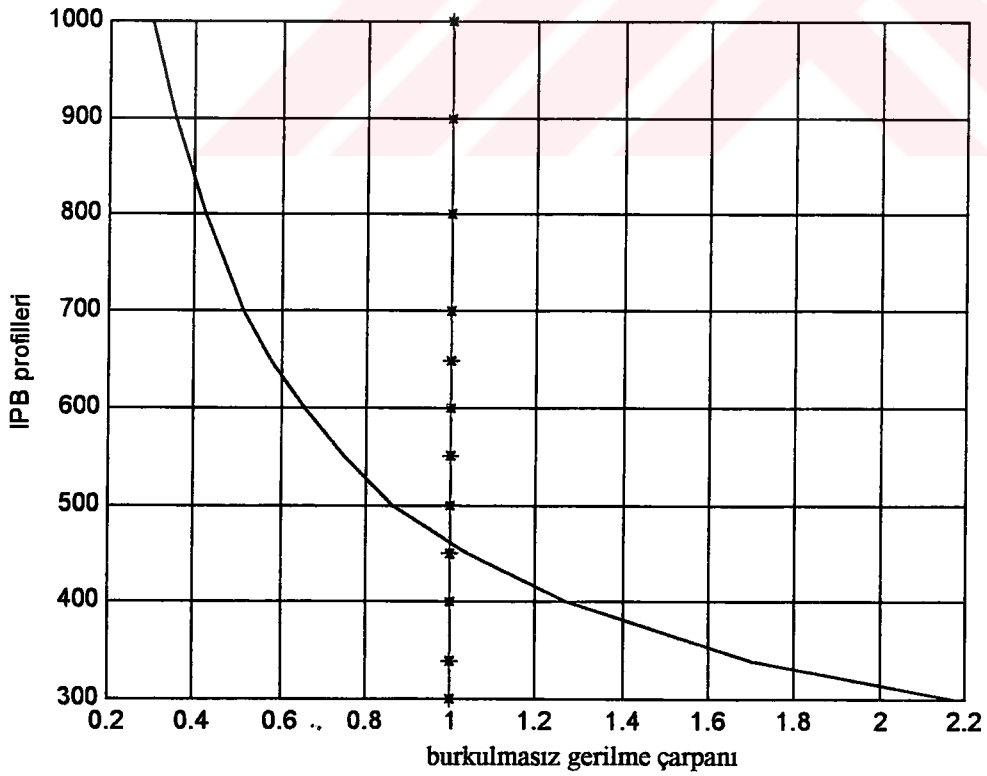
Şekil 6.6. $P = 2 t$ - $L=6 m$ için burkulma tahkik diagramı



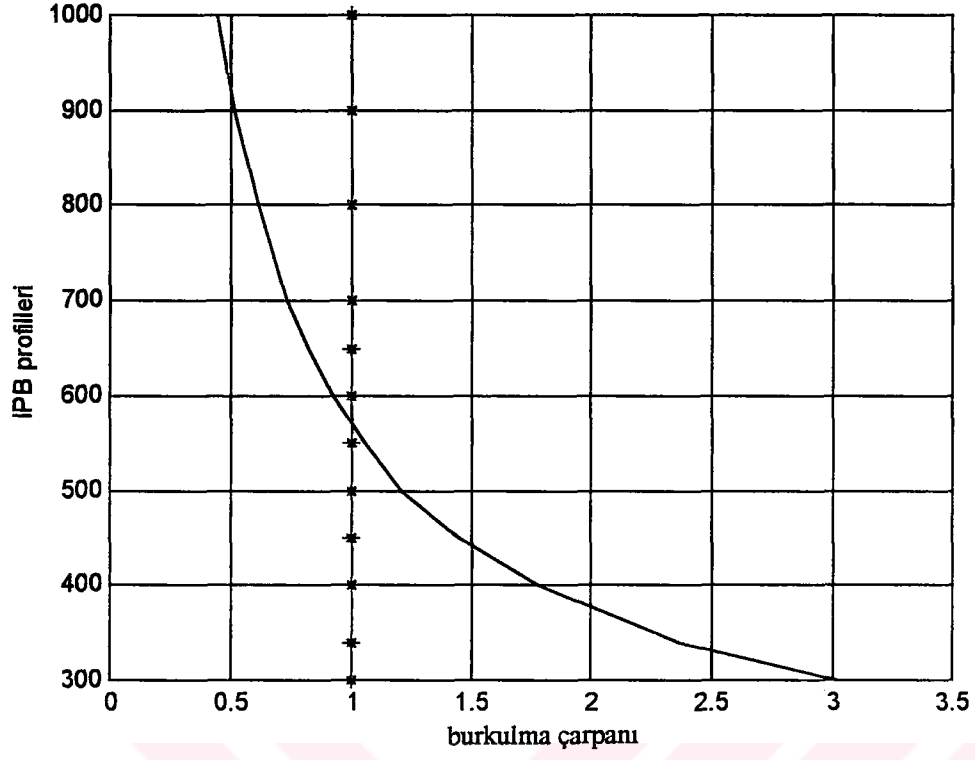
Şekil 6.7. $P = 2 t$ - $L=6 m$ için burkulmasız gerilme tahkik diagramı



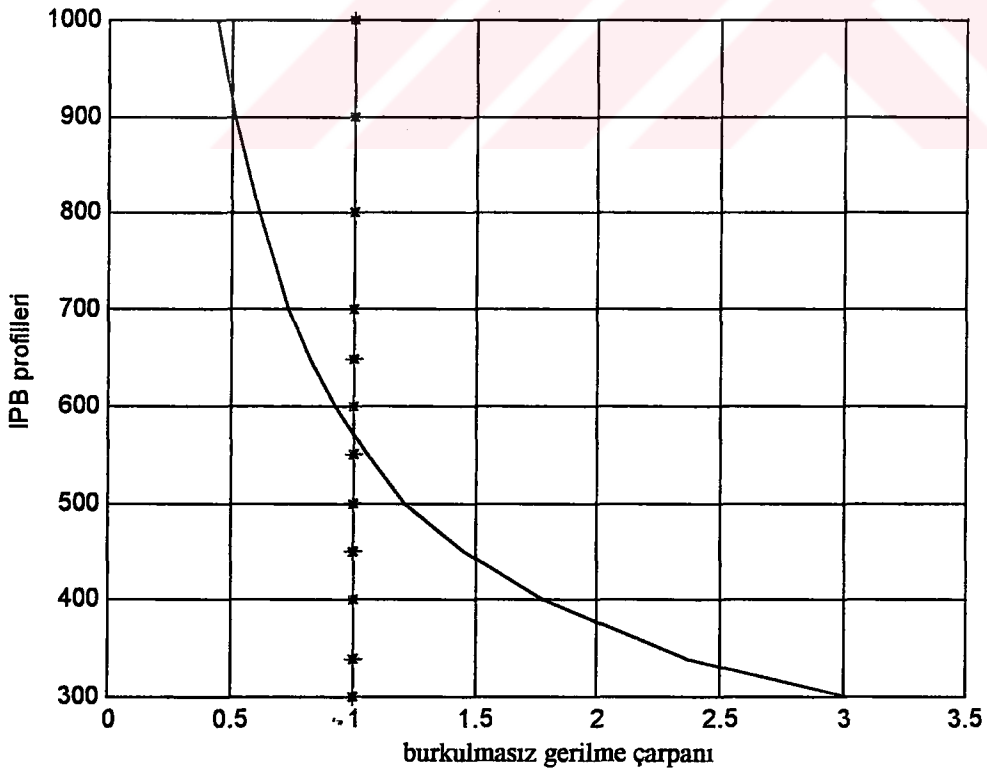
Şekil 6.8. $P = 2 t$ - $L=8 m$ için burkulma tahkik diagramı



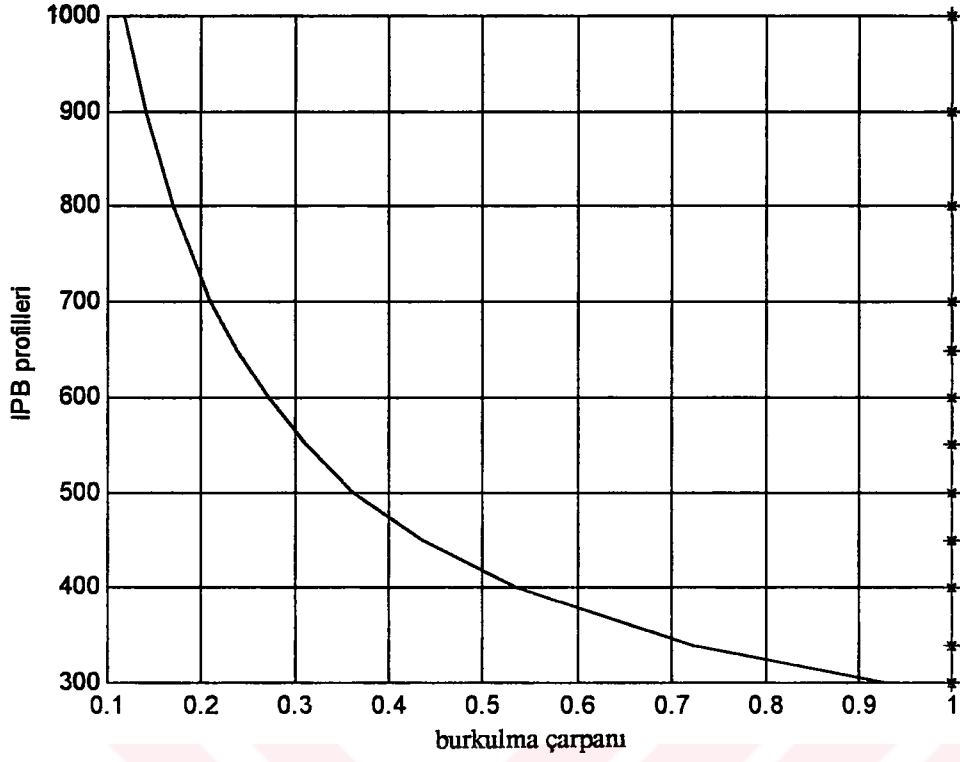
Şekil 6.9. $P = 2 t$ - $L=8 m$ için burkulmasız gerilme tahkik diagramı



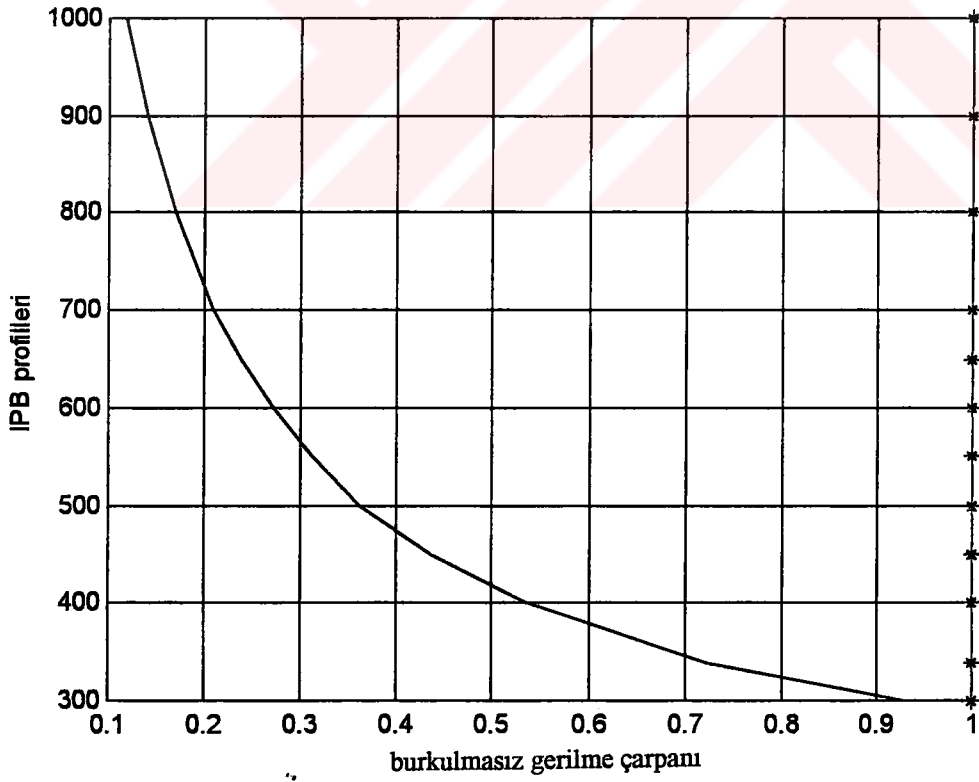
Şekil 6.10. $P = 2 t$ - $L=10$ m için burkulma tahkik diagramı



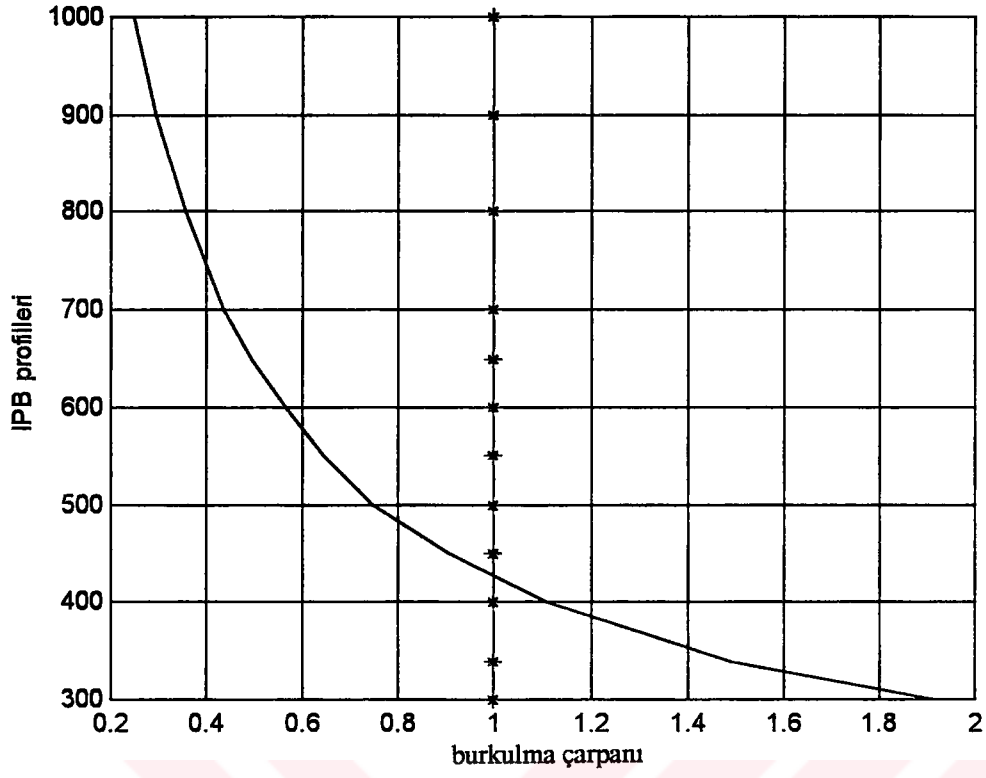
Şekil 6.11. $P = 2 t$ - $L=10$ m için burkulmasız gerilme tahkiki diagramı



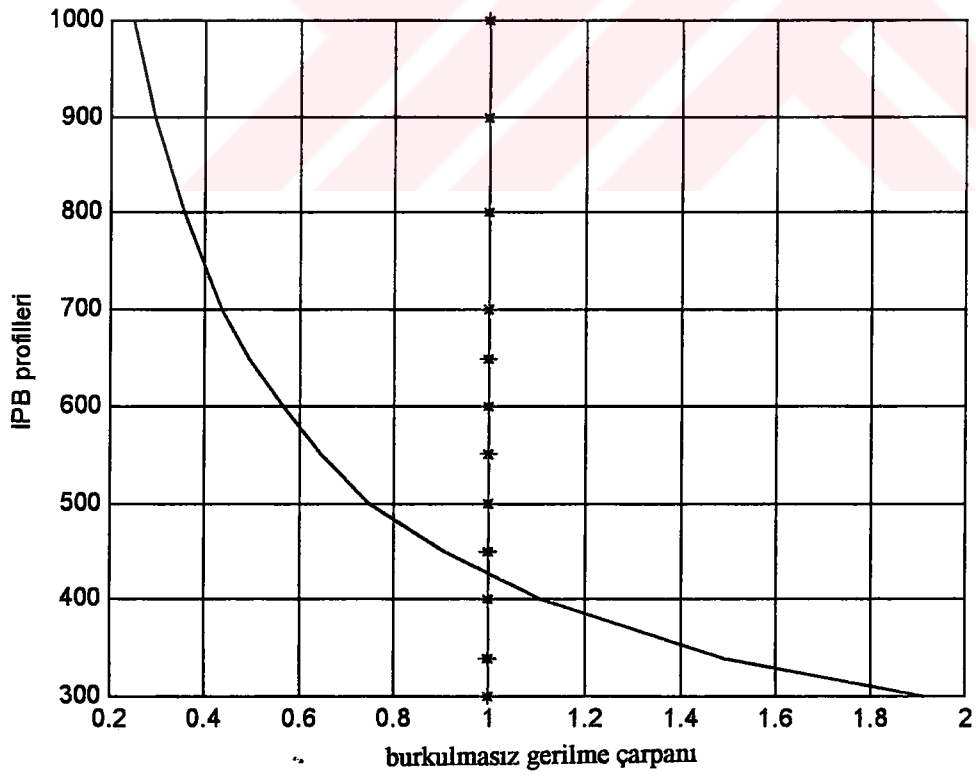
Şekil 6.12. $P=4\text{ t} - L=2\text{ m}$ için burkulma tahkiki diagramı



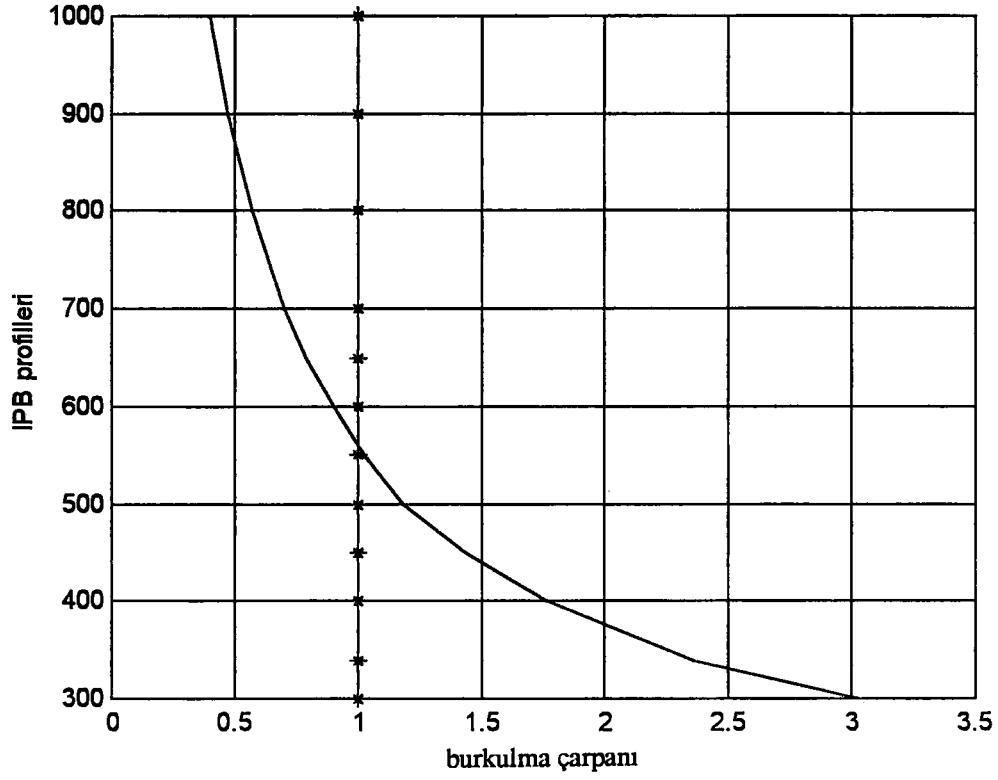
Şekil 6.13. $P=4\text{ t} - L=2\text{ m}$ için burkulmasız gerilme tahkiki diagramı



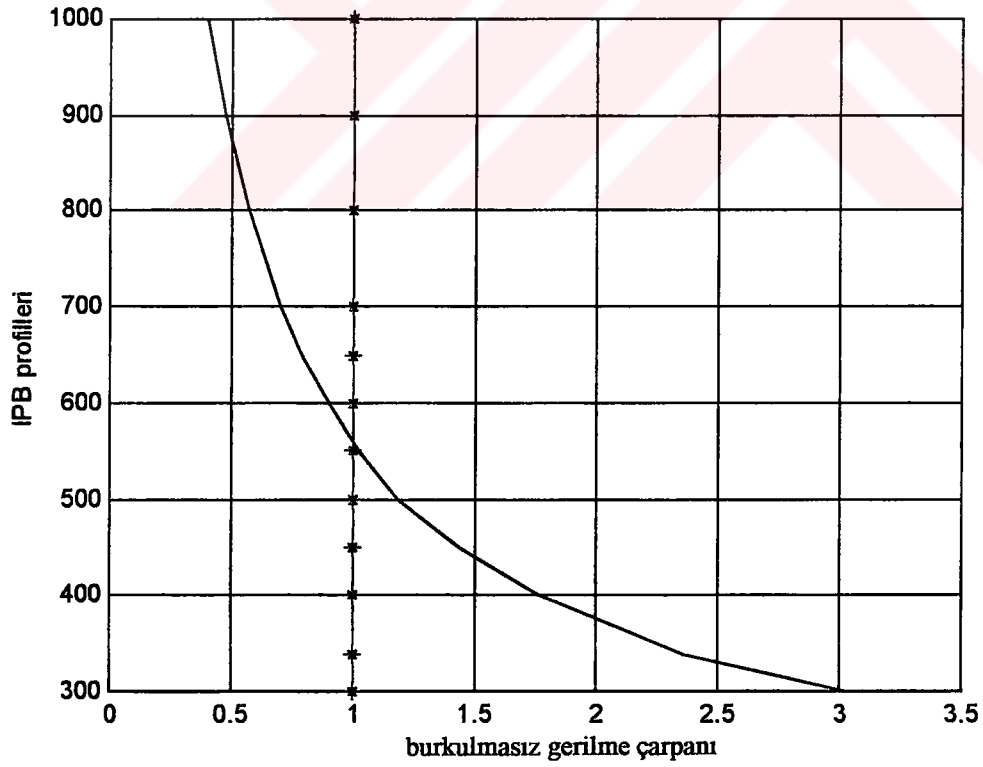
Şekil 6.14. $P=4\text{ t}$ - $L=4\text{ m}$ için burkulma tahkiki diagramı



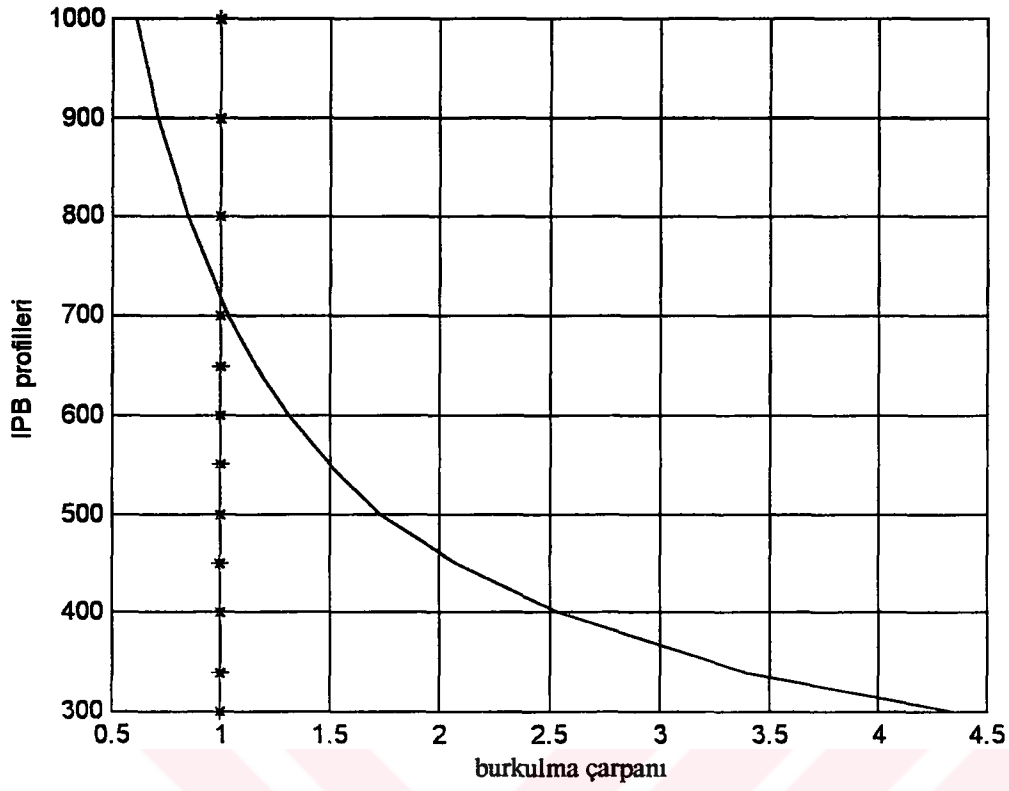
Şekil 6.15. $P=4\text{ t}$ - $L=4\text{ m}$ için burkulmasız gerilme tahkiki diagramı



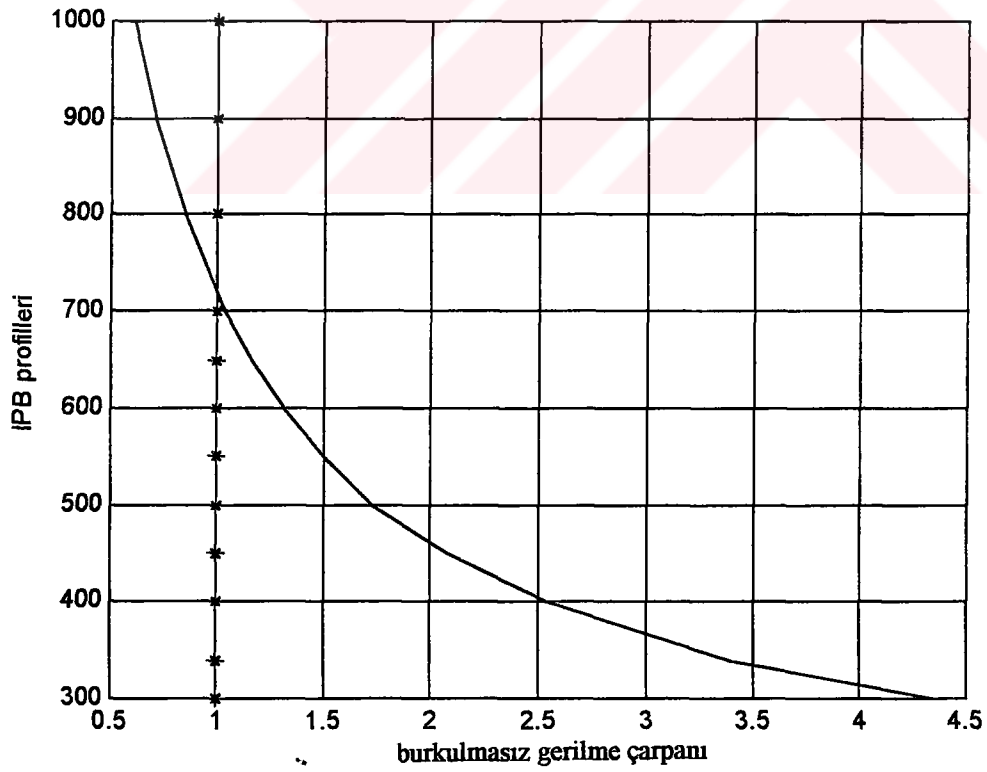
Şekil 6.16. $P=4\text{ t}$ - $L=6\text{ m}$ için burkulma tahkiki diagramı



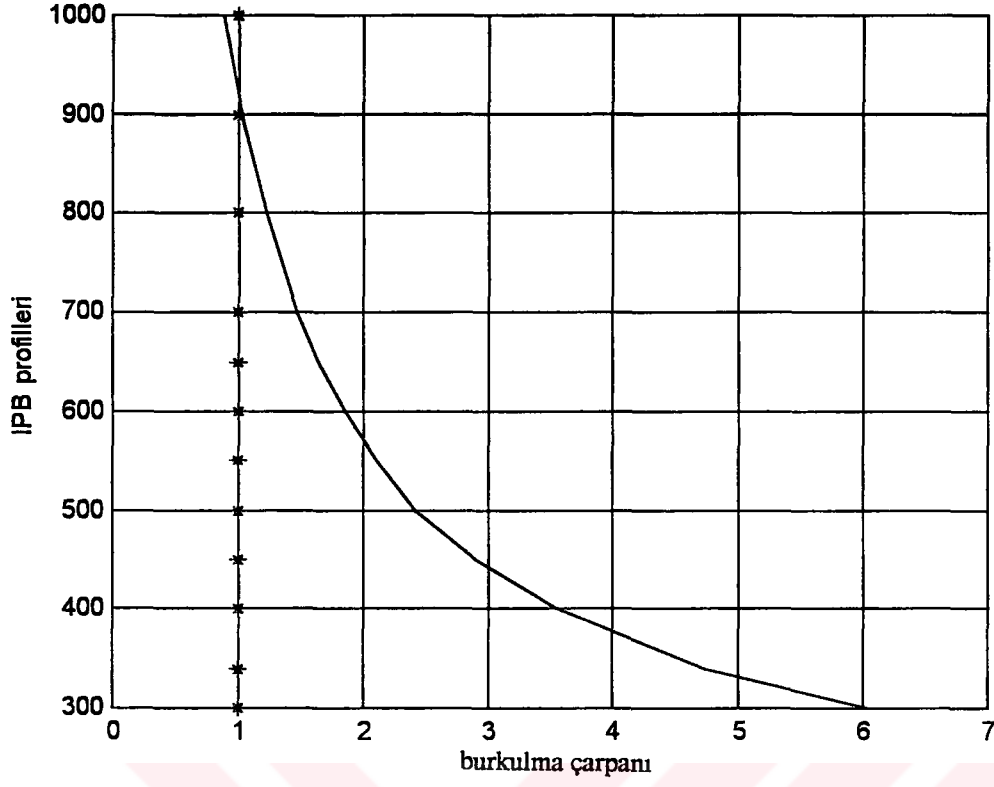
Şekil 6.17. $P=4\text{ t}$ - $L=6\text{ m}$ için burkulmasız gerilme tahkiki diagramı



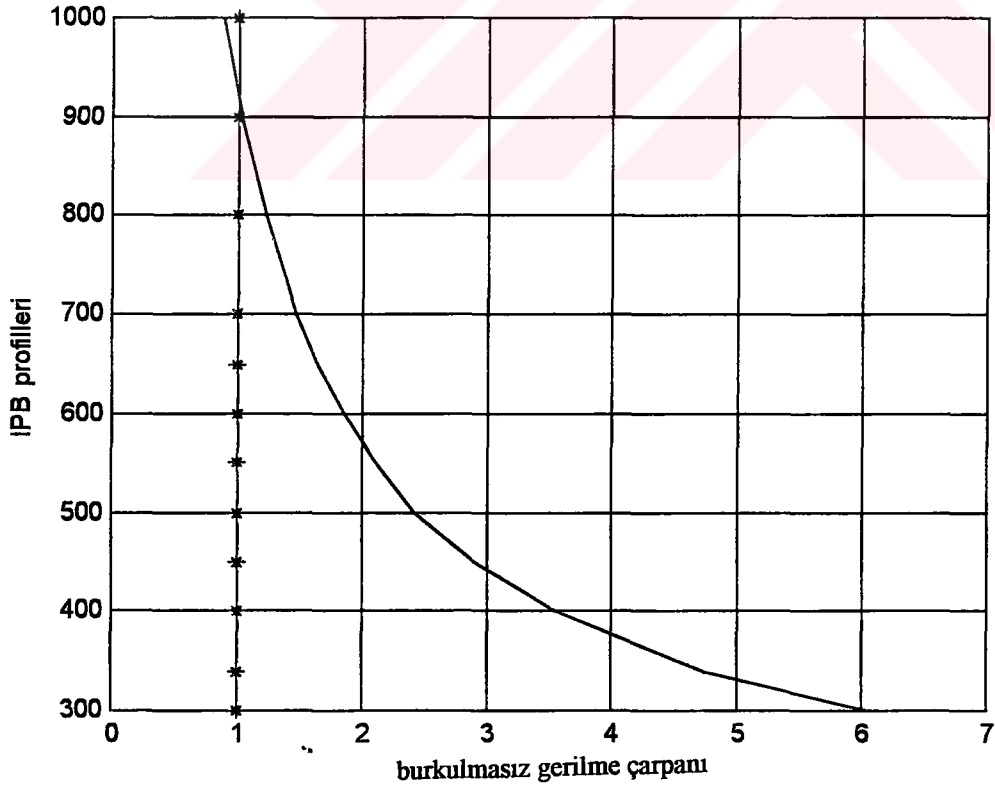
Şekil 6.18. P=4 t - L=8 m için burkulma tahkiki diagramı



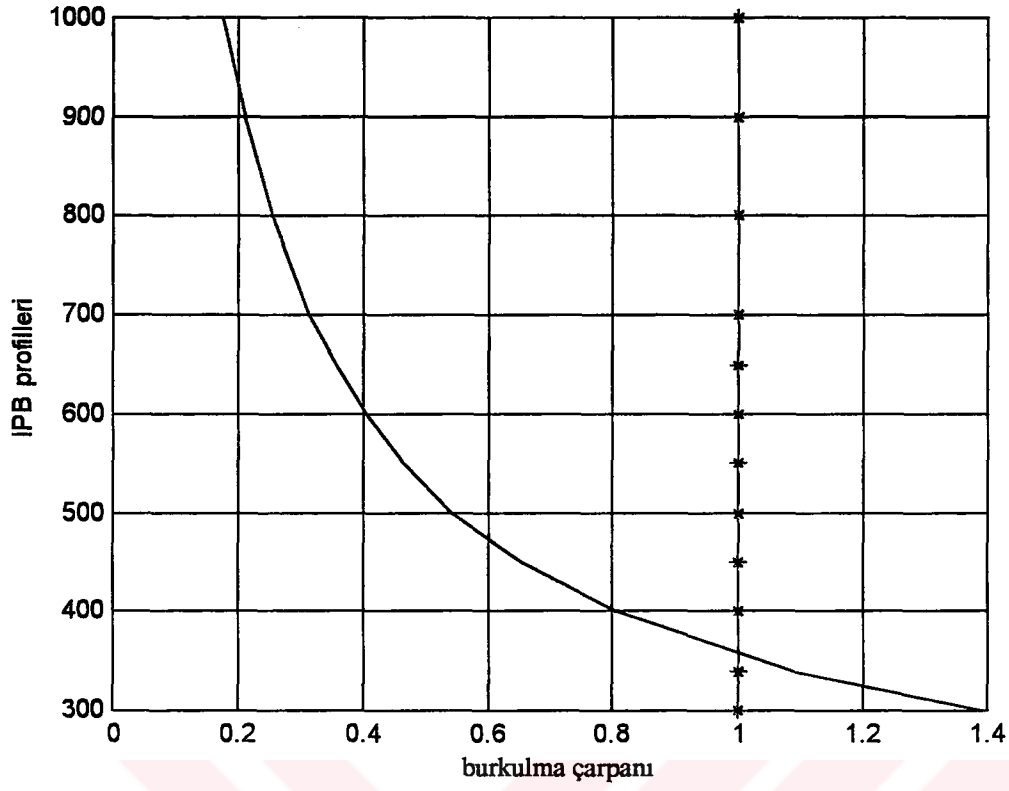
Şekil 6.19. P=4 t - L=8 m için burkulmasız gerilme tahkiki diagramı



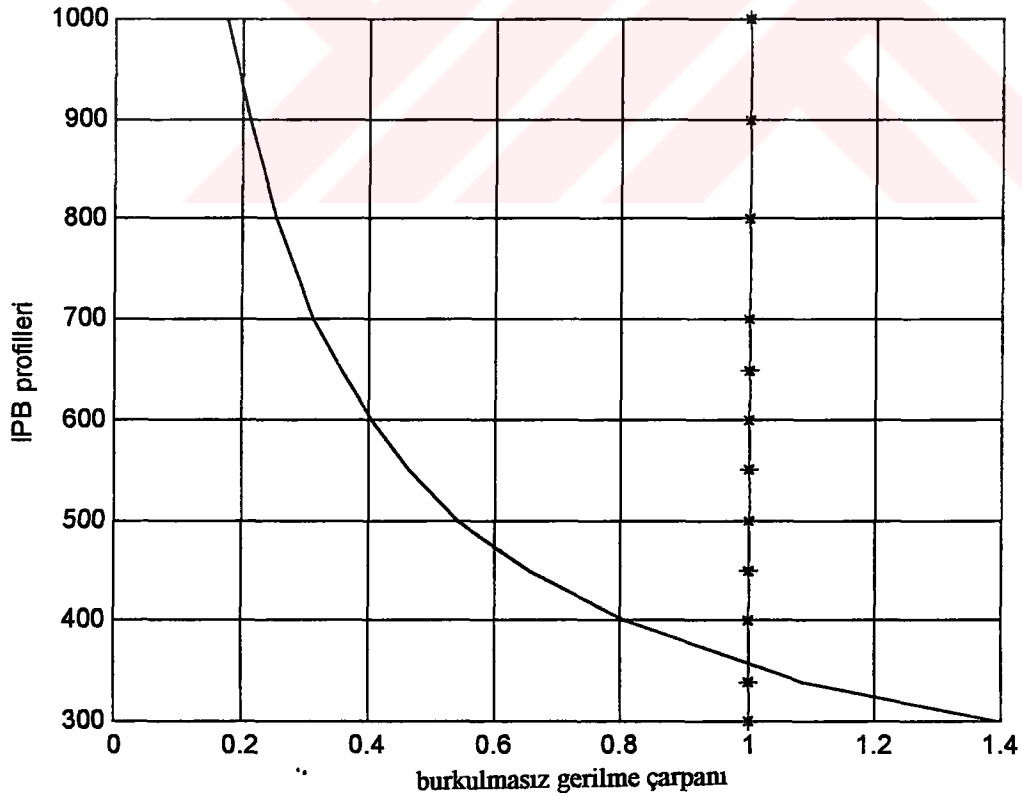
Şekil 6.20. $P=4\text{ t}$ - $L=10\text{ m}$ için burkulma tahkiki diagramı



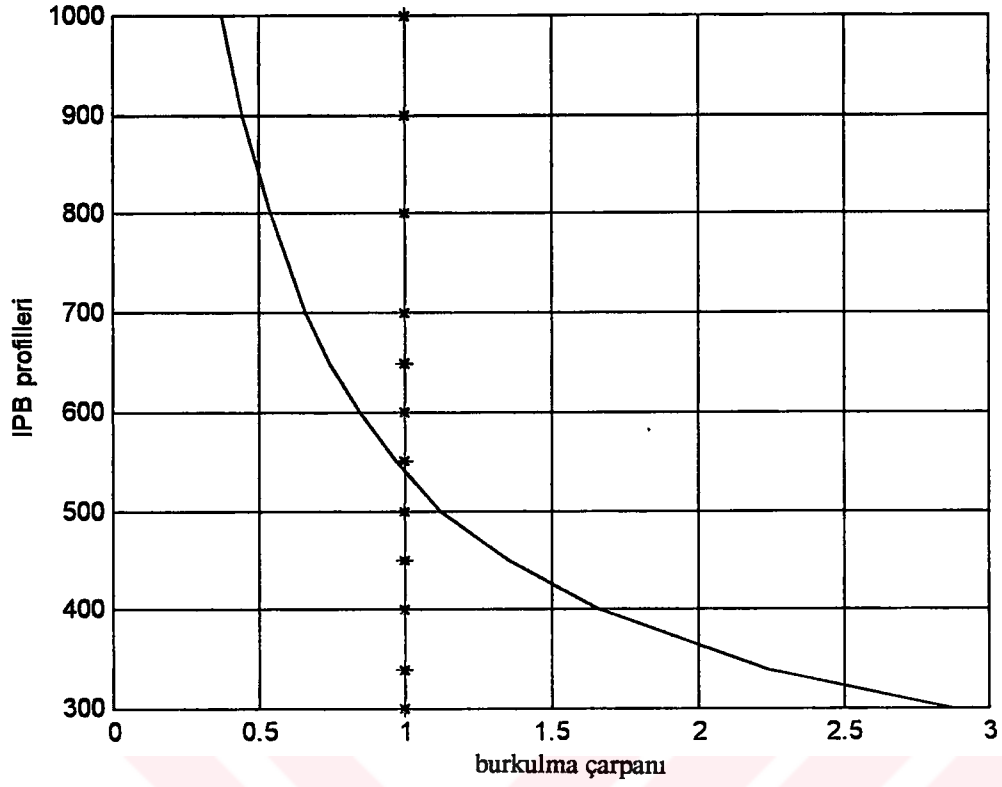
Şekil 6.21. $P=4\text{ t}$ - $L=10\text{ m}$ için burkulmasız gerilme tahkiki diagramı



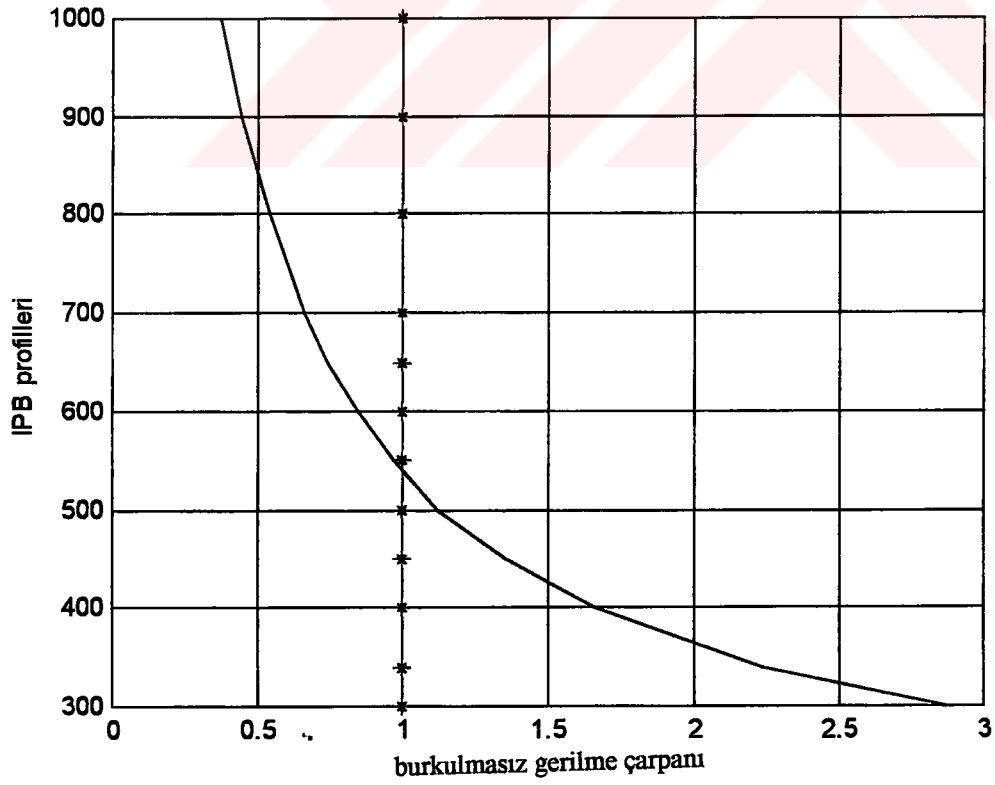
Şekil 6.22. $P=6\text{ t} - L=2\text{ m}$ için burkulma tahkiki diagramı



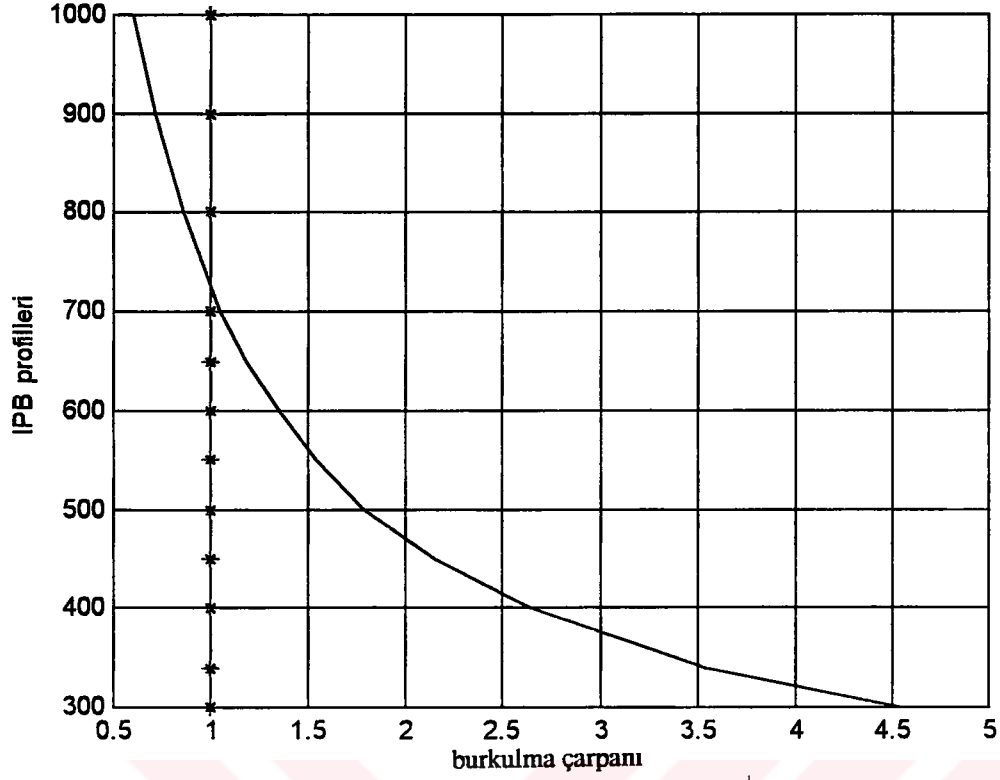
Şekil 6.23. $P=6\text{ t} - L=2\text{ m}$ için burkulmasız gerilme tahkiki diagramı



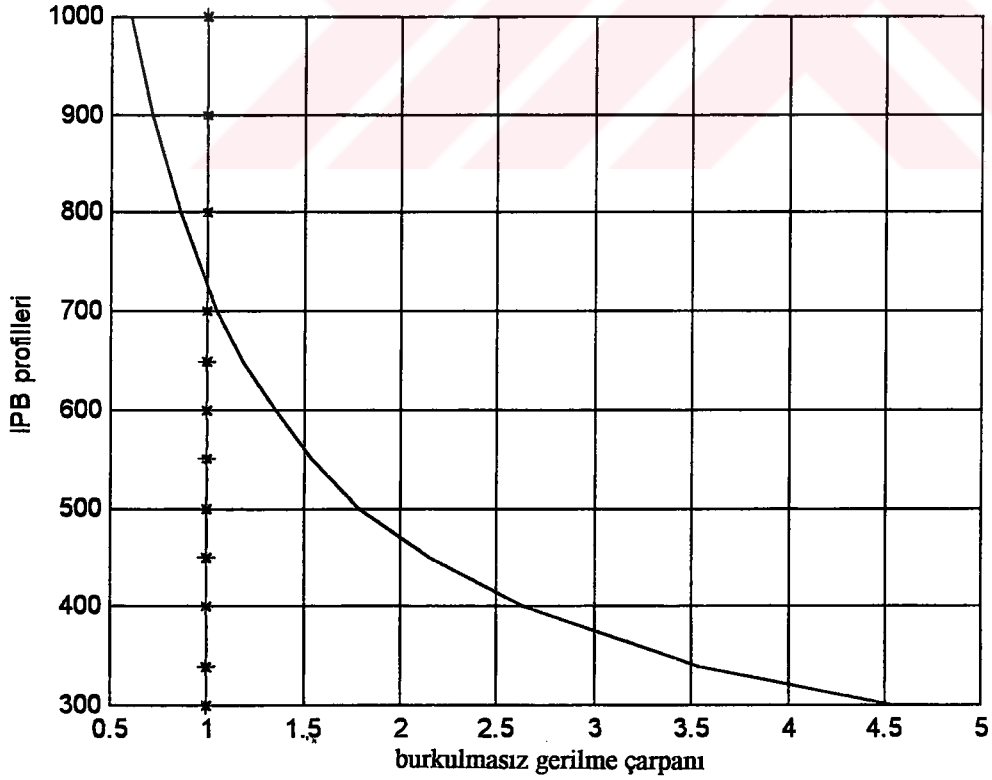
Şekil 6.24. $P=6\text{ t} - L=4\text{ m}$ için burkulma tahkiki diagramı



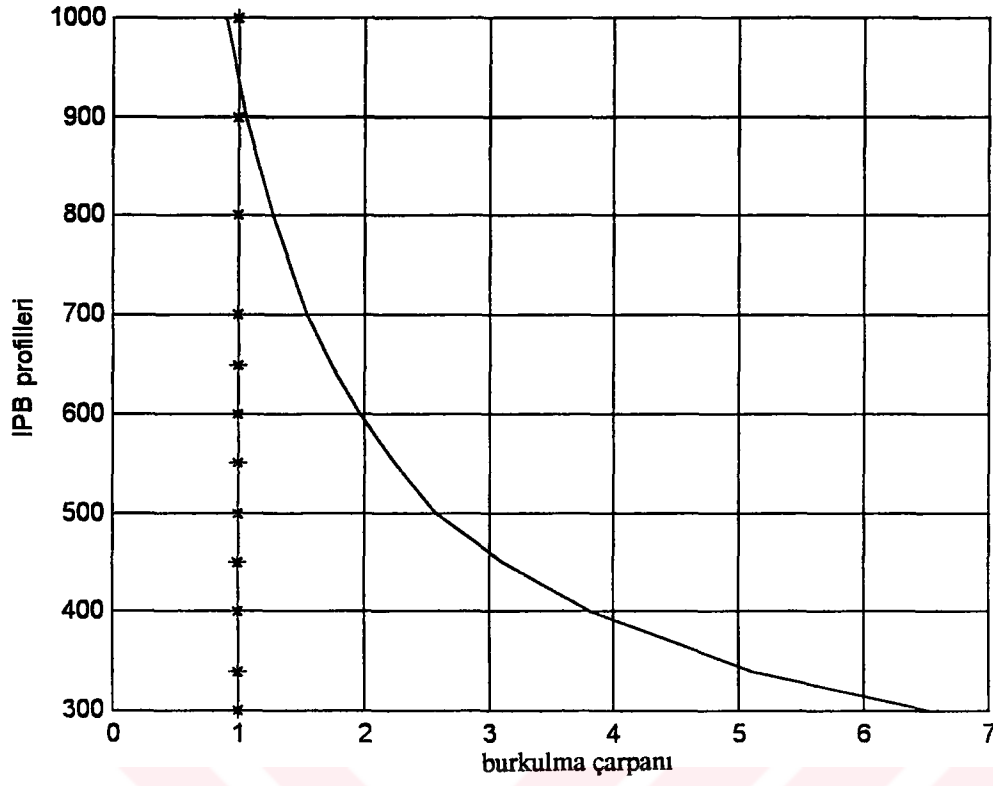
Şekil 6.25. $P=6\text{ t} - L=4\text{ m}$ için burkulmasız gerilme tahkiki diagramı



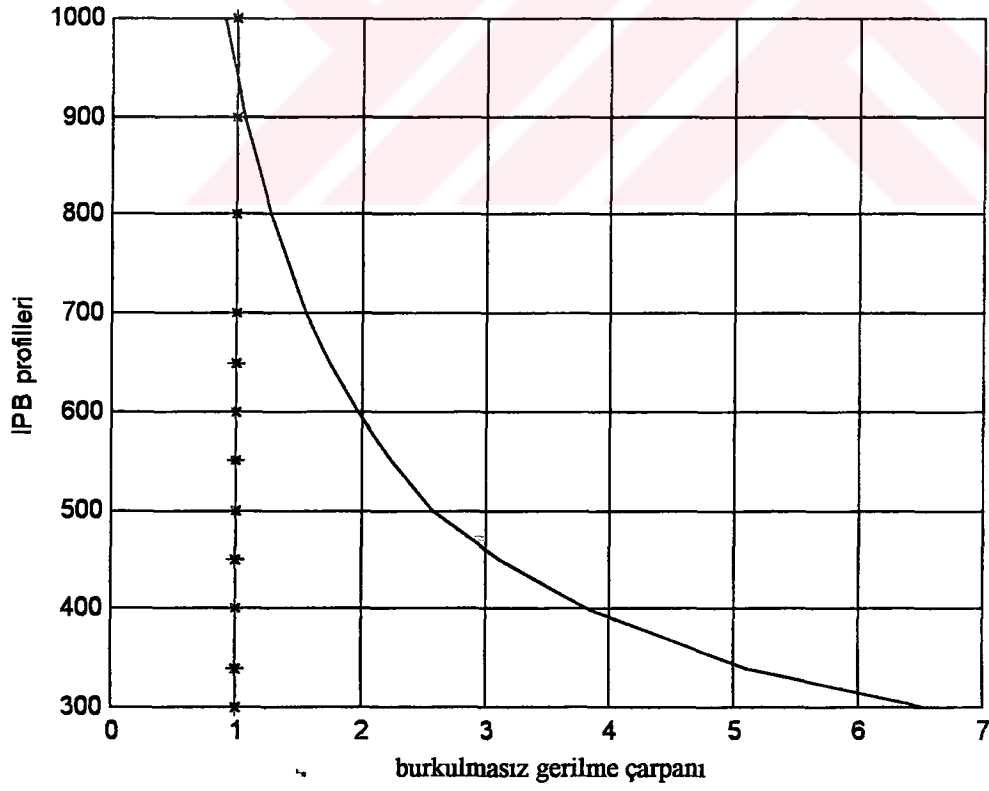
Şekil 6.26. $P=6\text{ t} - L=6\text{ m}$ için burkulma tahkiki diagramı



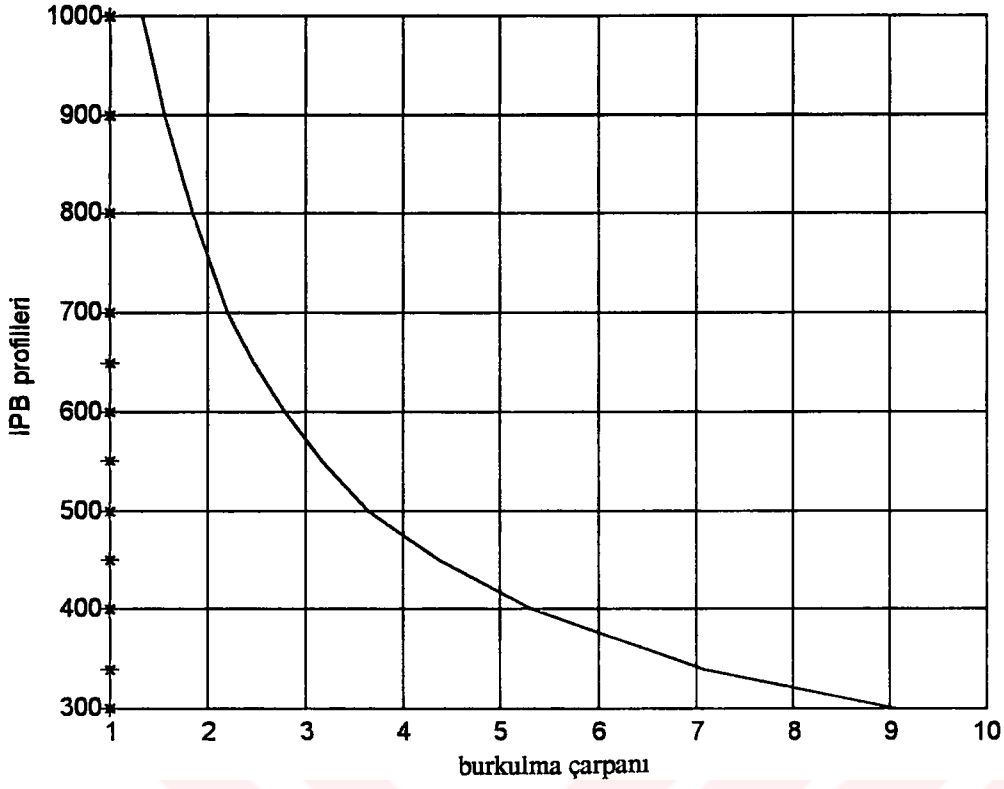
Şekil 6.27. $P=6\text{ t} - L=6\text{ m}$ için burkulmasız gerilme tahkiki diagramı



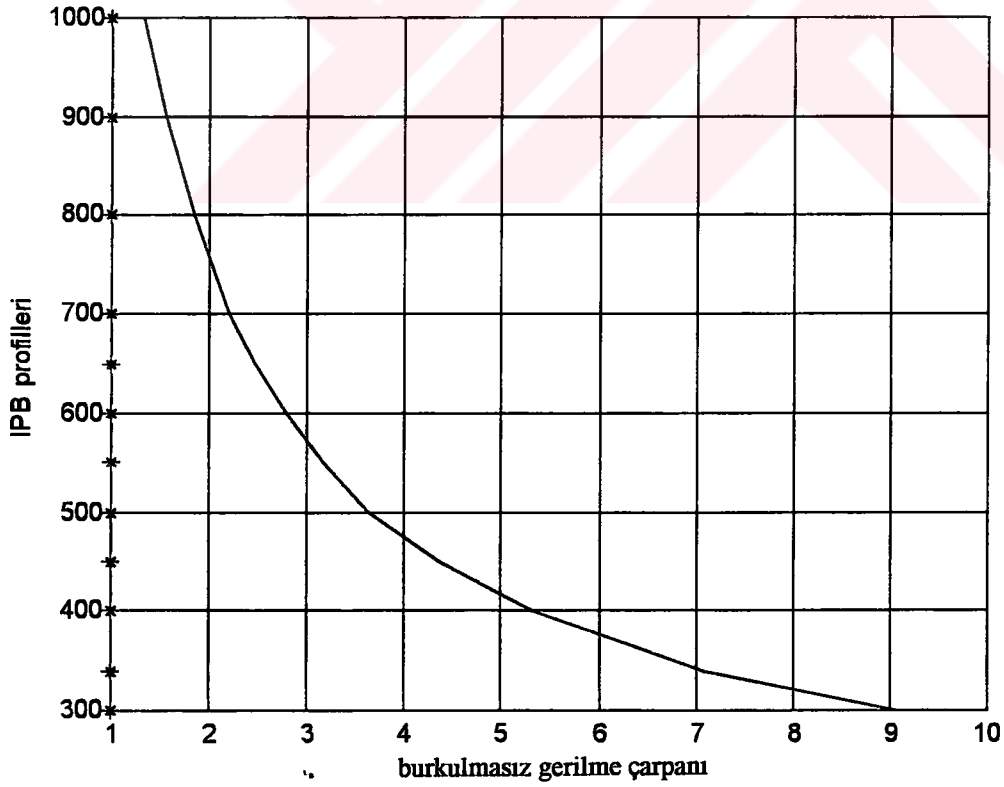
Şekil 6.28. P=6 t - L=8 m için burkulma tahkiki diagramı



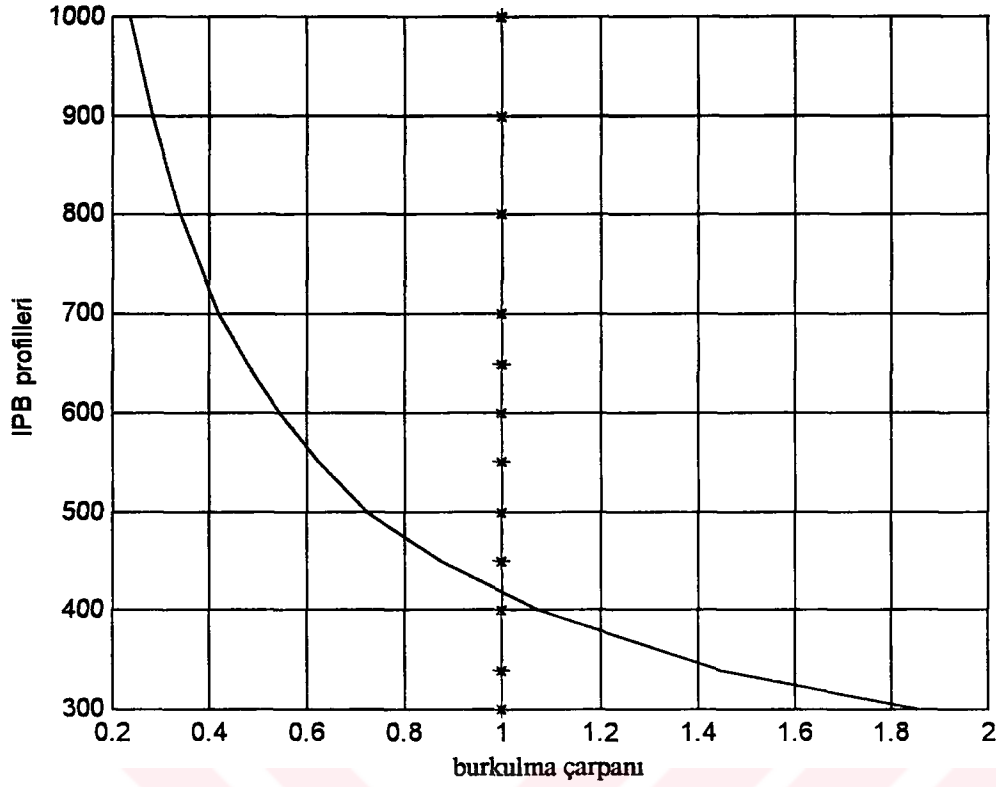
Şekil 6.29. P=6 t - L=8 m için burkulmasız gerilme tahkiki diagramı



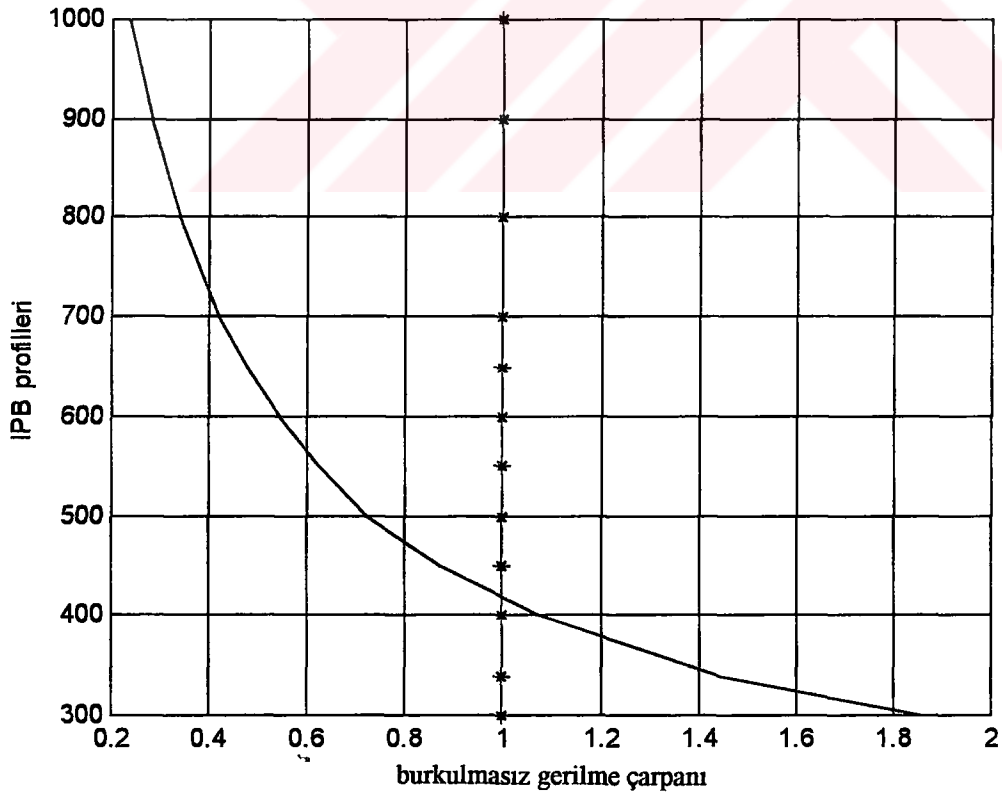
Şekil 6.30. $P=6\text{ t}$ - $L=10\text{ m}$ için burkulma tahkiki diagramı



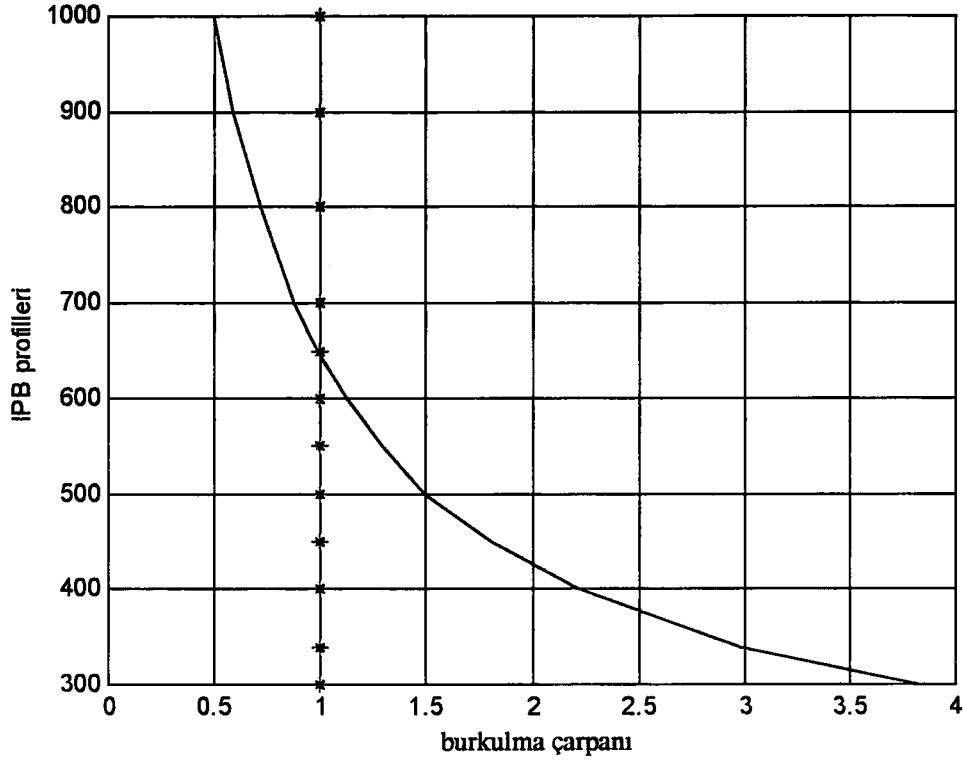
Şekil 6.31. $P=6\text{ t}$ - $L=10\text{ m}$ için burkulmasız gerilme tahkiki diagramı



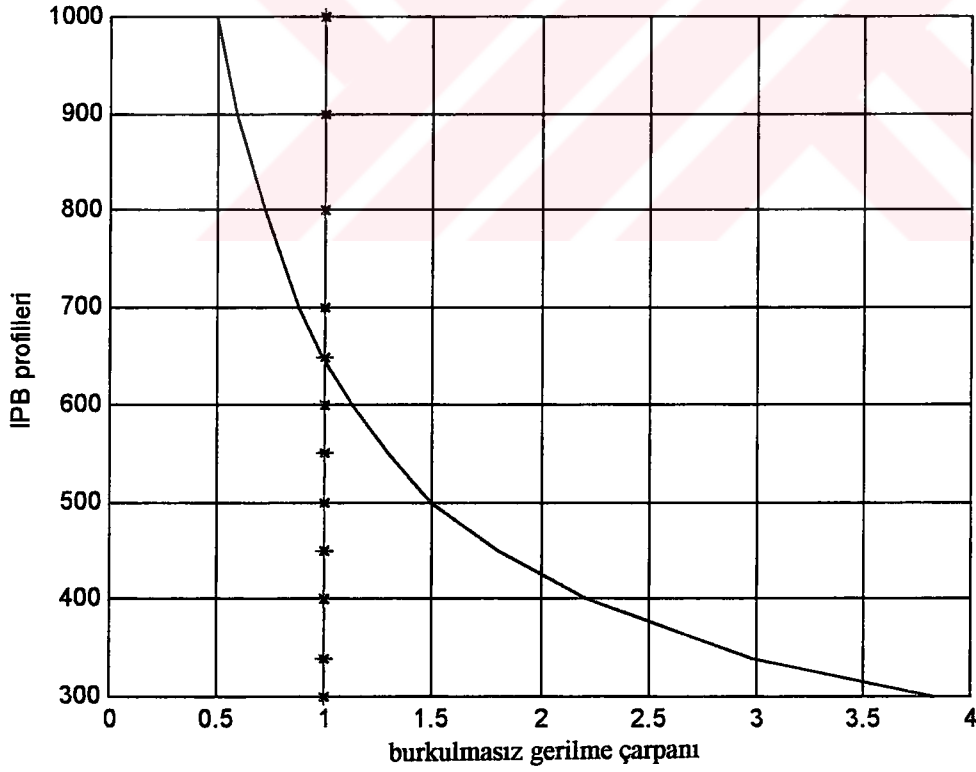
Şekil 6.32. $P=8\text{ t}$ - $L=2\text{ m}$ için burkulma tahkiki diagramı



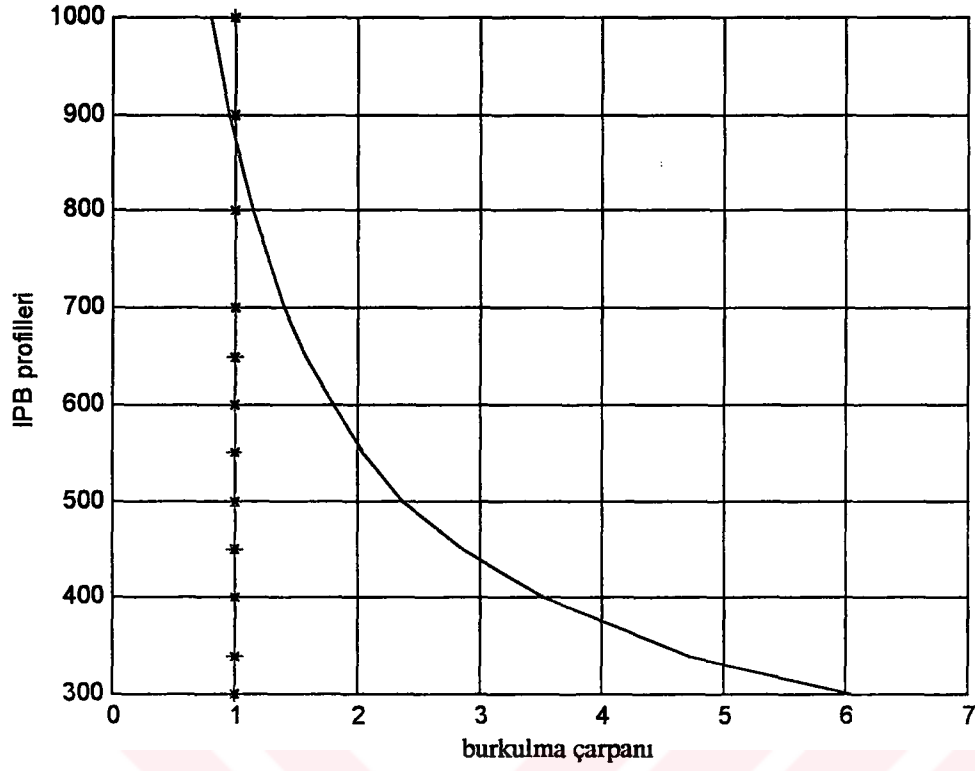
Şekil 6.33. $P=8\text{ t}$ - $L=2\text{ m}$ için burkulmasız gerilme tahkiki diagramı



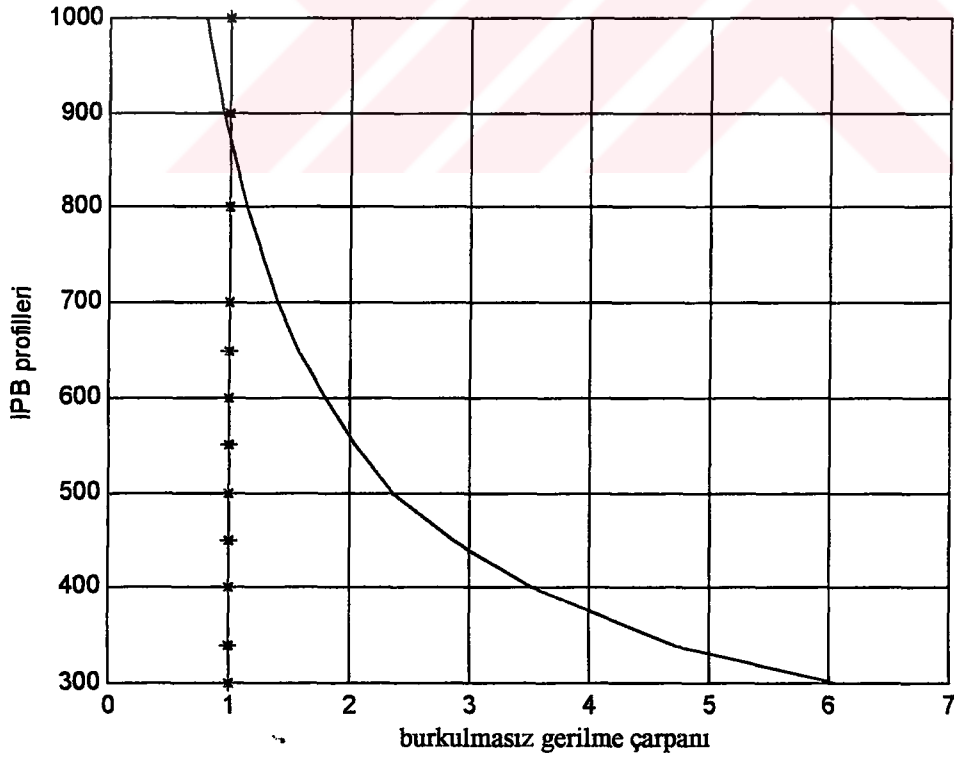
Şekil 6.34. $P=8\text{ t} - L=4\text{ m}$ için burkulma tahkiki diagramı



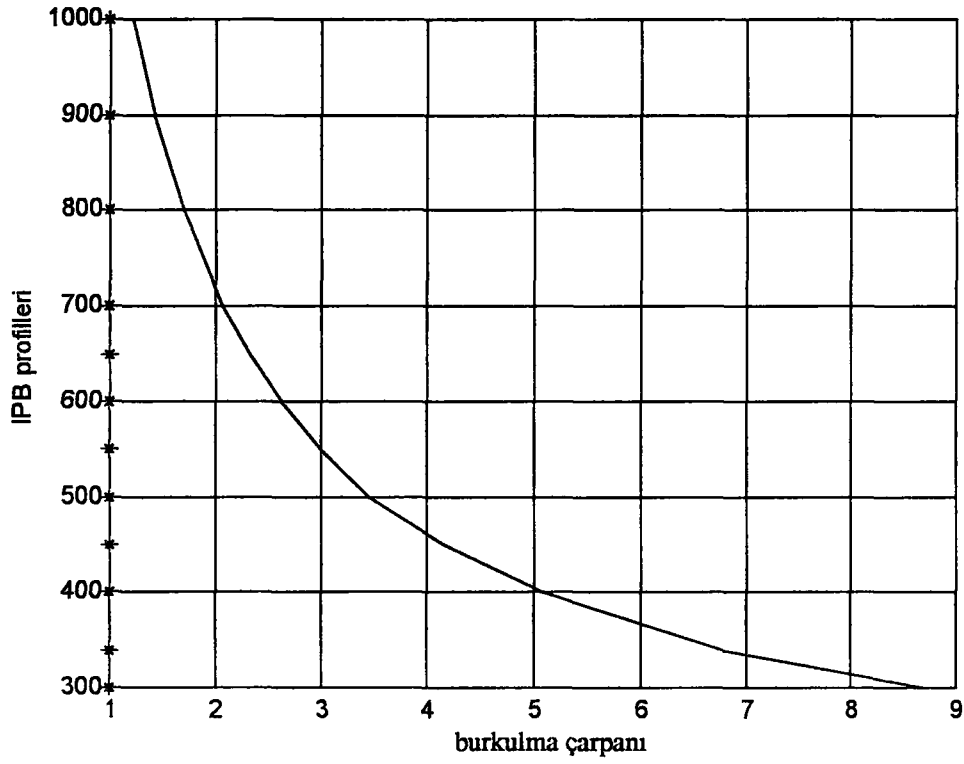
Şekil 6.35. $P=8\text{ t} - L=4\text{ m}$ için burkulmasız gerilme tahkiki diagramı



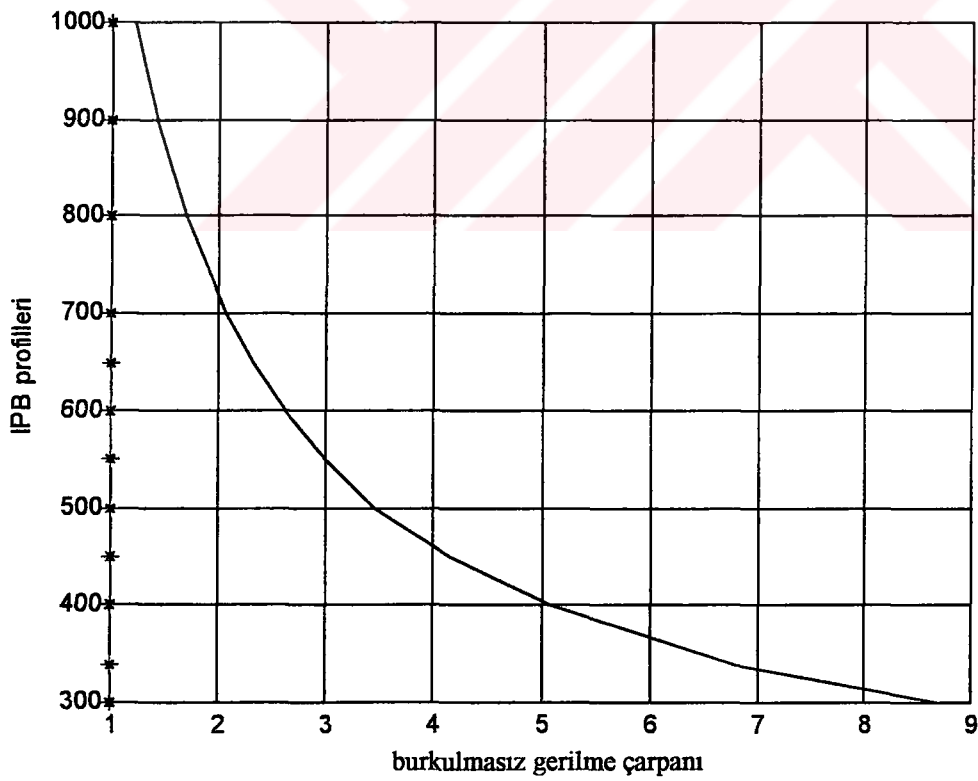
Şekil 6.36. P=8 t - L=6 m için burkulma tahkiki diagramı



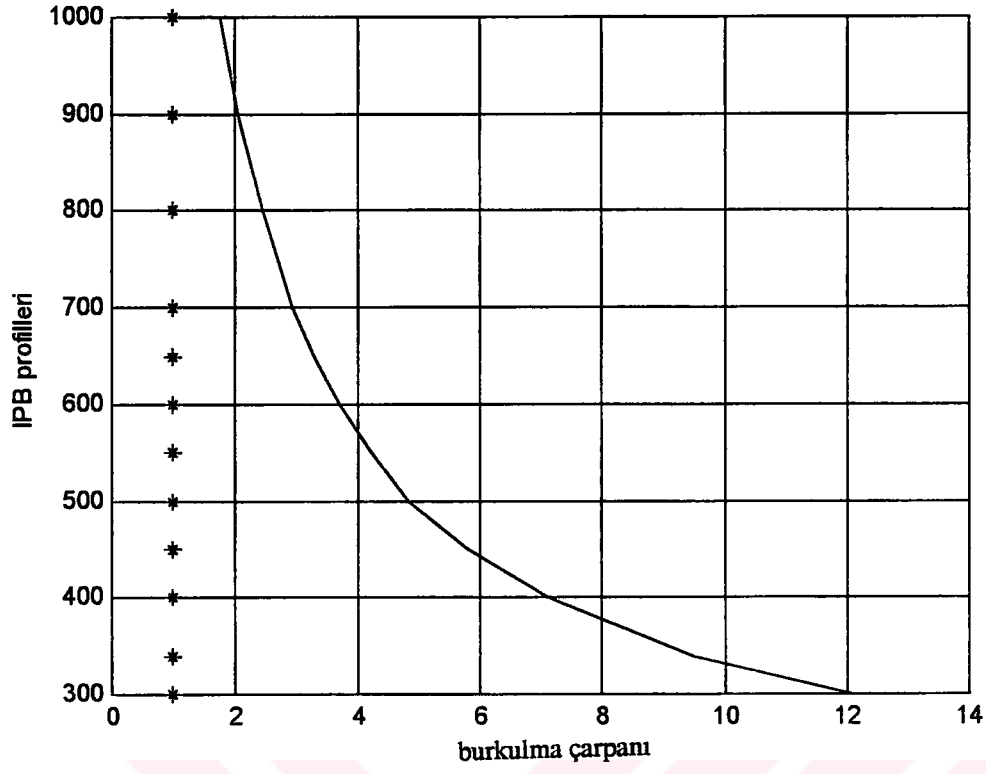
Şekil 6.37. P=8 t - L=6 m için burkulmasız gerilme tahkiki diagramı



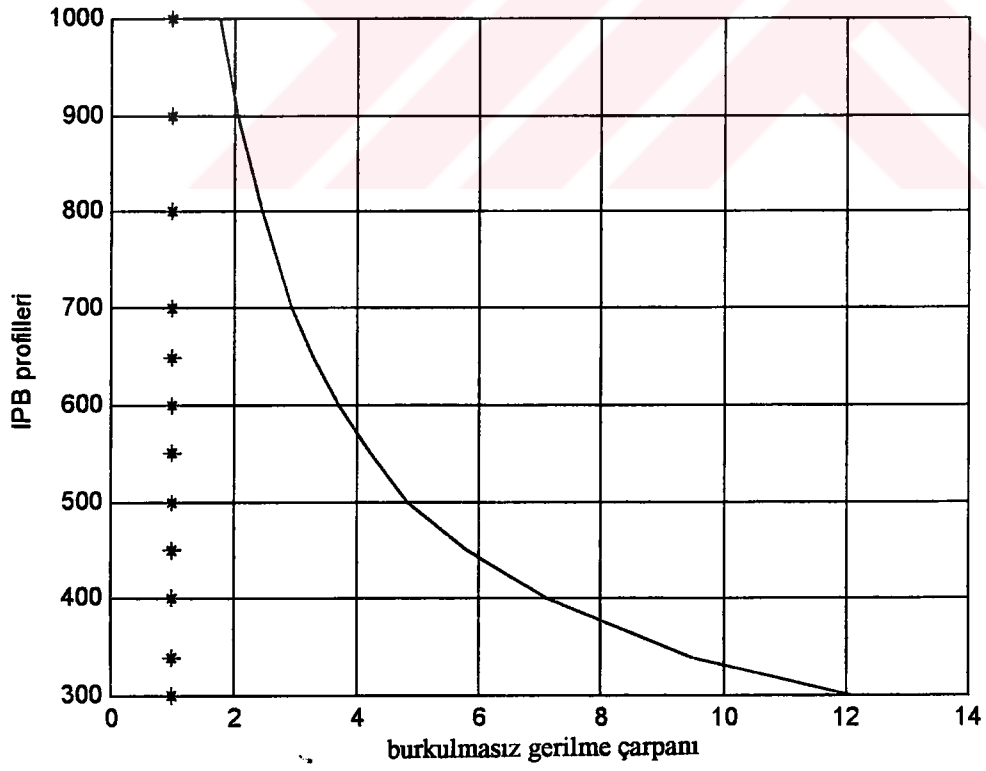
Şekil 6.38. $P=8\text{ t} - L=8\text{ m}$ için burkulma tahkiki diagramı



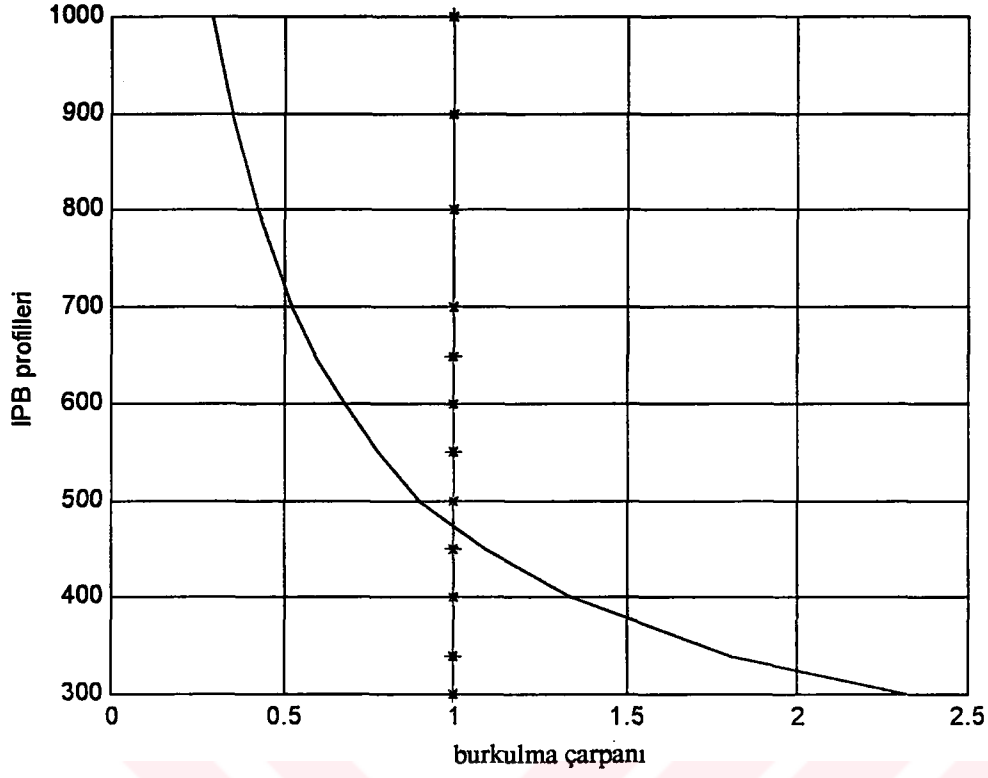
Şekil 6.39. $P=8\text{ t} - L=8\text{ m}$ için burkulmasız gerilme tahkiki diagramı



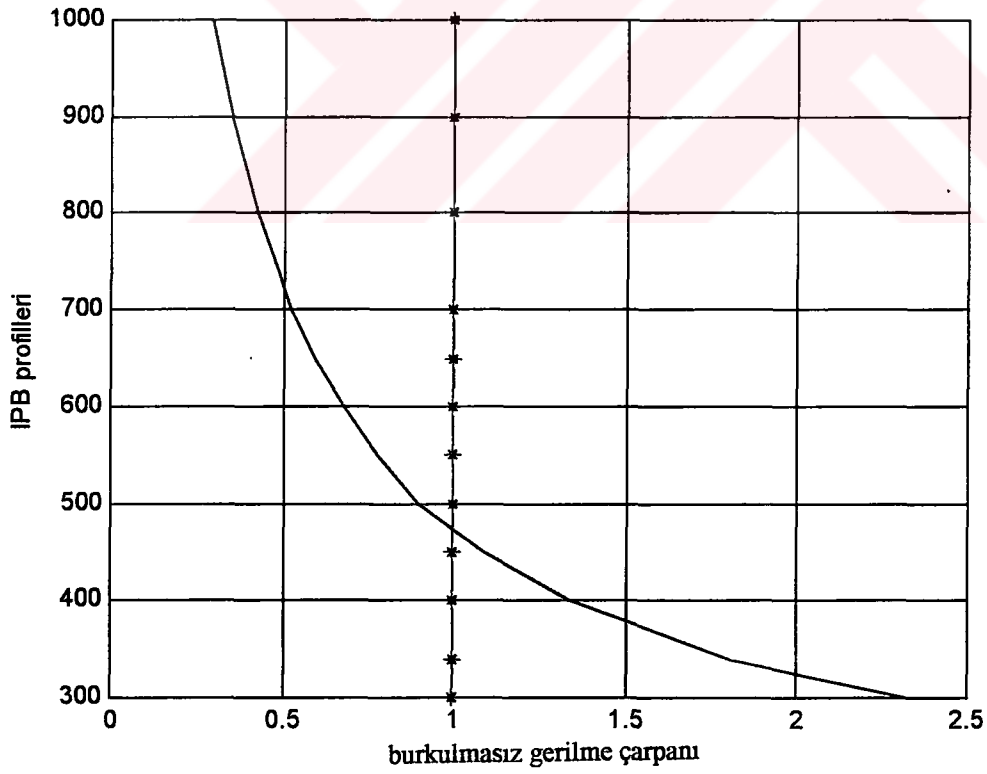
Şekil 6.40. P=8 t - L=10 m için burkulma tahkiki diagramı



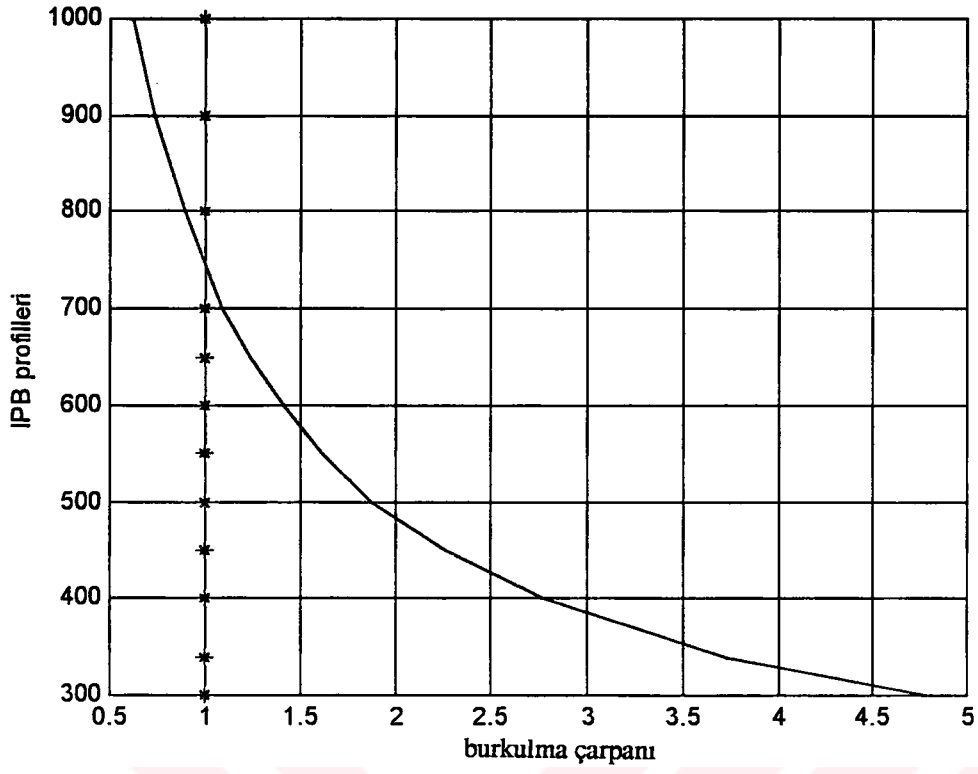
Şekil 6.41. P=8 t - L=10 m için burkulmasız gerilme tahkiki diagramı



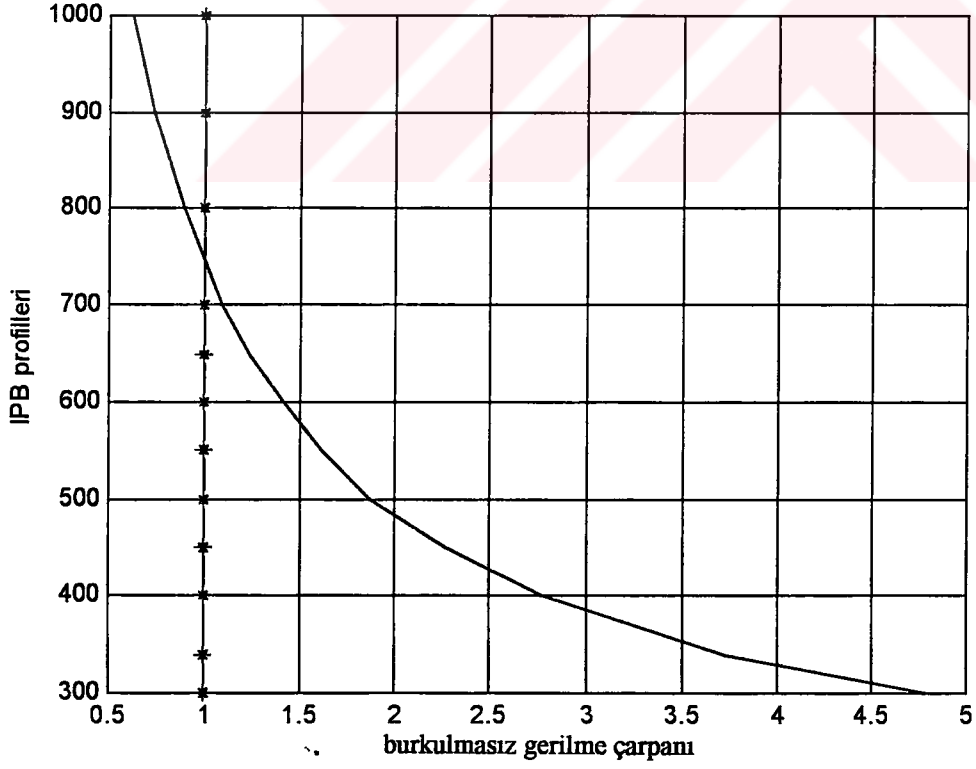
Şekil 6.42. $P=10\text{ t}$ - $L=2\text{ m}$ için burkulmasız gerilme tahkiki diagramı



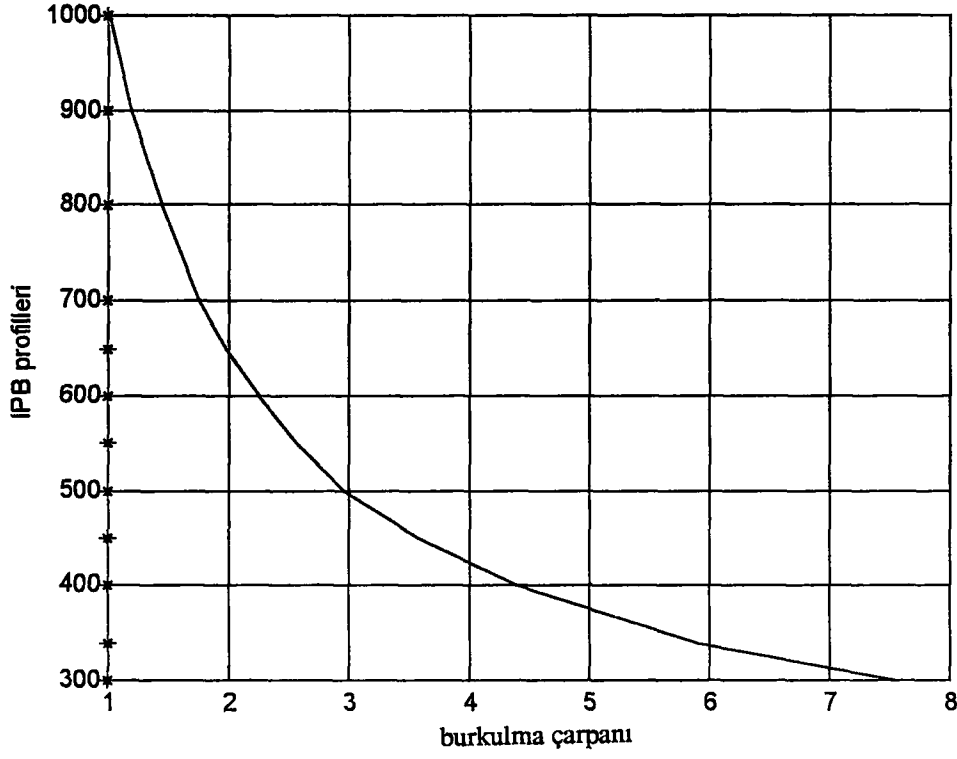
Şekil 6.43. $P=10\text{ t}$ - $L=2\text{ m}$ için burkulmasız gerilme tahkiki diagramı



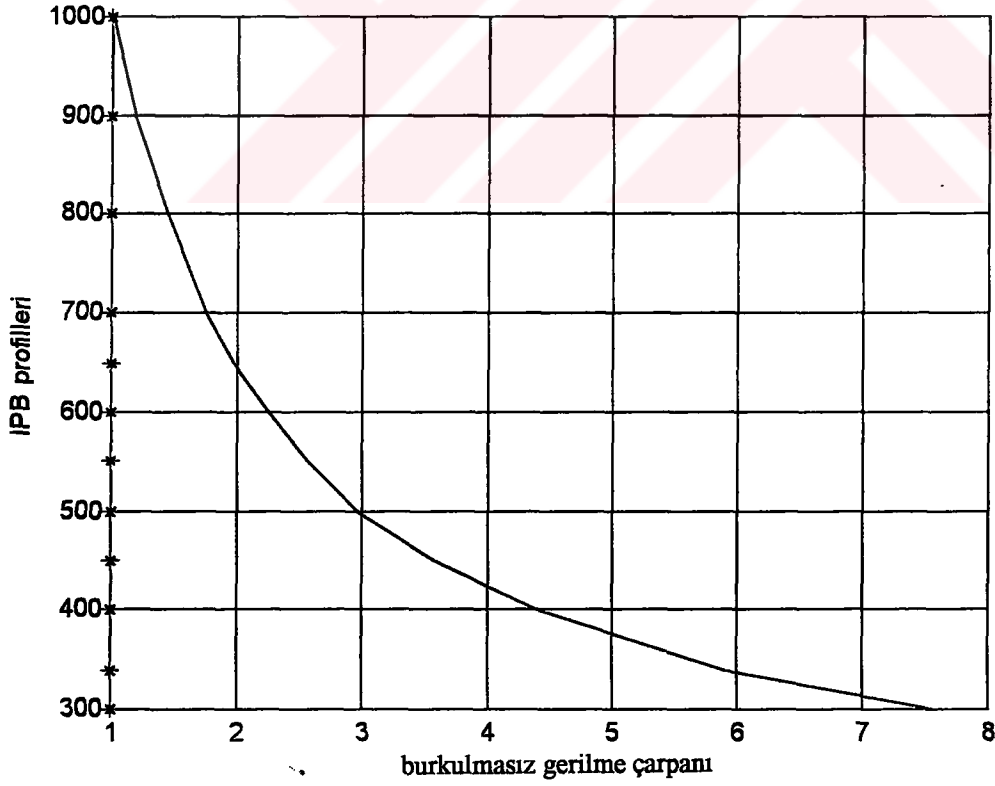
Şekil 6.44. $P=10\text{ t}$ - $L=4\text{ m}$ için burkulma tahkiki diagramı



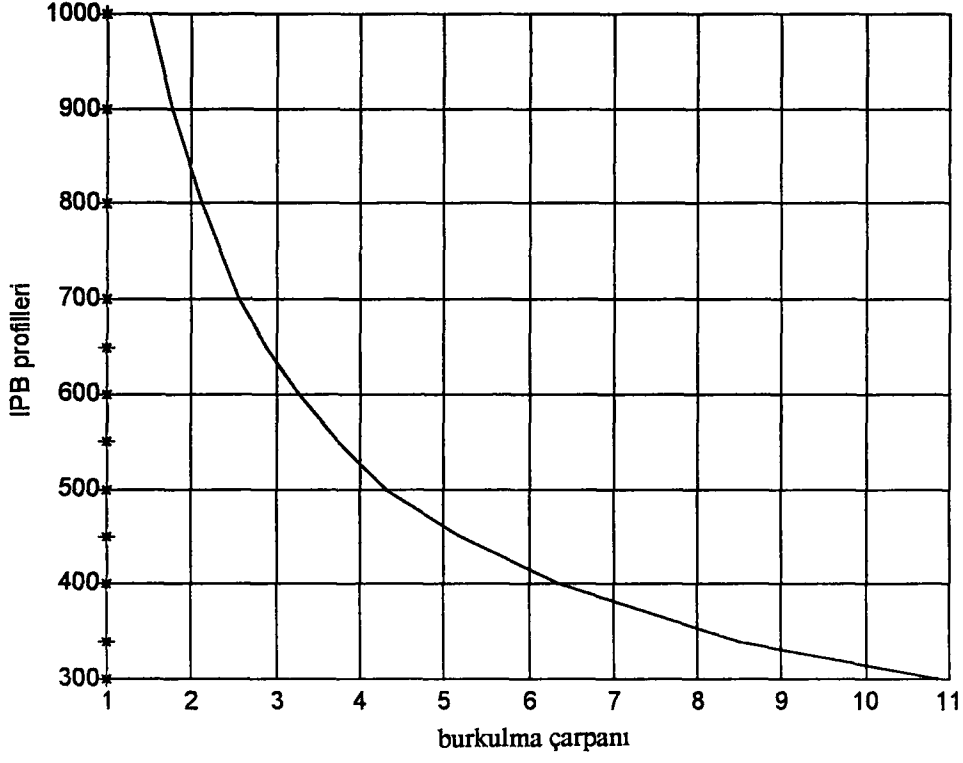
Şekil 6.45. $P=10\text{ t}$ - $L=4\text{ m}$ için burkulmasız gerilme tahkiki diagramı



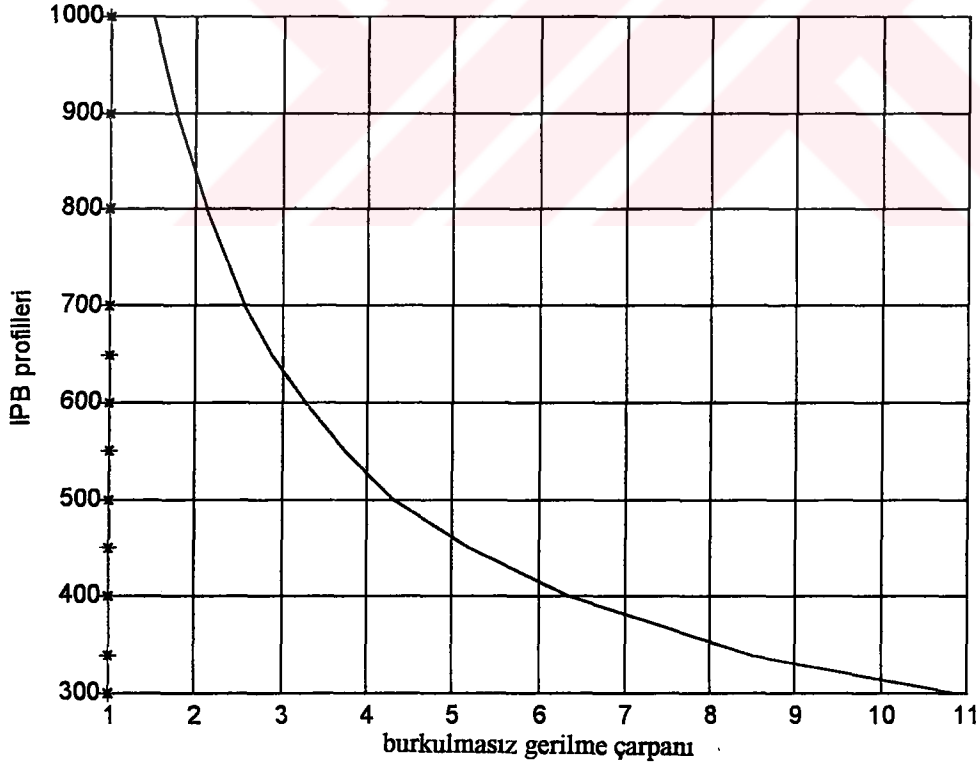
Şekil 6.46. $P=10\text{ t}$ - $L=6\text{ m}$ için burkulma tahkiki diagramı



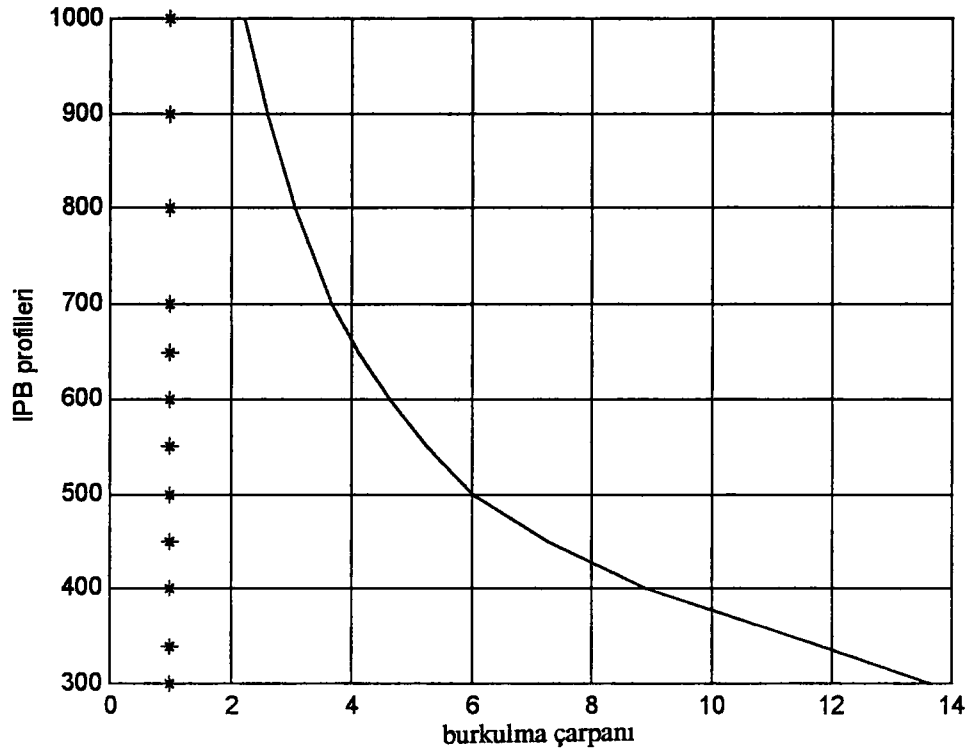
Şekil 6.47. $P=10\text{ t}$ - $L=6\text{ m}$ için burkulmasız gerilme tahkiki diagramı



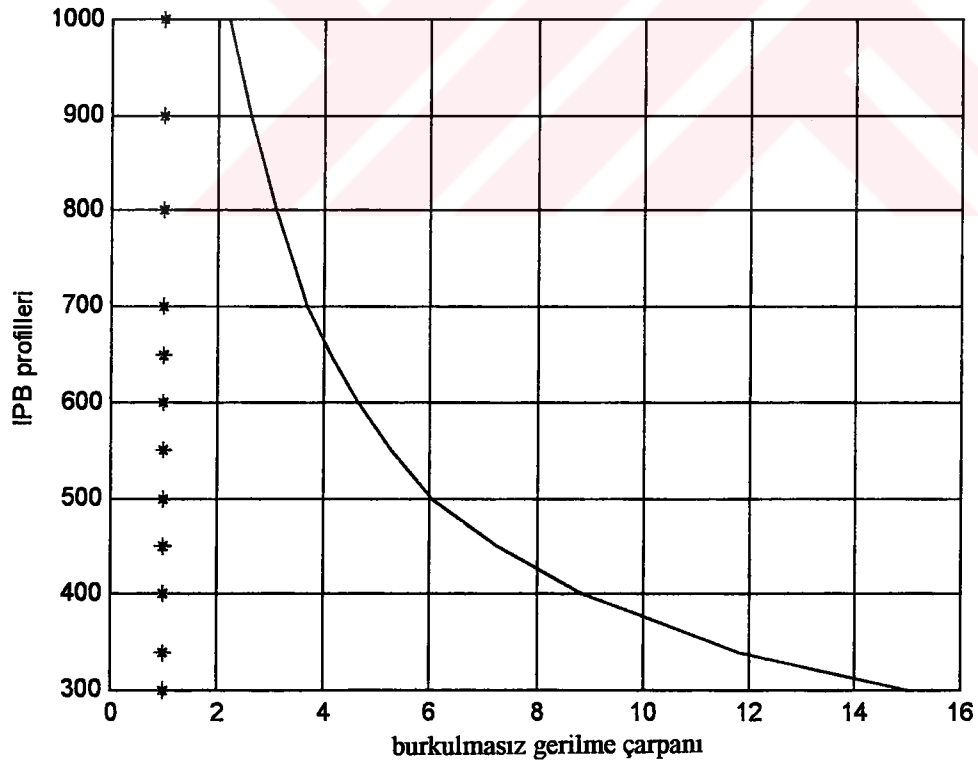
Şekil 6.48. $P=10\text{ t}$ - $L=8\text{ m}$ için burkulma tahkiki diagramı



Şekil 6.49. $P=10\text{ t}$ - $L=8\text{ m}$ için burkulmasız gerilme tahkiki diagramı



Şekil 6.50. $P=10\text{ t}$ - $L=10\text{ m}$ için burkulma tahkiki diagramı



Şekil 6.51. $P=10\text{ t}$ - $L=10\text{ m}$ için burkulmasız gerilme tahkiki diagramı

2 t - 10 t arasında değişen P yük değerleri, 2 m - 10 m arasında değişen L mesafe değerlerine göre yapılan 25 farklı çözüm sonuçlarında, değişen P ve L değerlerini uygun olarak karşılayan IPB profilleri tablo halinde (Tablo 6.2) verilmiştir.

Tablo 6.2 P Yük değerleri ve L mesafe değerleri için uygun profil aralıkları.

P(t) Yükler	L (m)	Profiller
2	2	IPB 300- IPB 1000
	4	IPB 300- IPB 1000
	6	IPB 375- IPB 1000
	8	IPB 450- IPB 1000
	10	IPB 575- IPB 1000
4	2	IPB 300- IPB 1000
	4	IPB 4250- IPB 1000
	6	IPB 550- IPB 1000
	8	IPB 700- IPB 1000
	10	IPB 900- IPB 1000
6	2	IPB 375- IPB 1000
	4	IPB 550- IPB 1000
	6	IPB 700- IPB 1000
	8	IPB 950- IPB 1000
	10	Yok
8	2	IPB 425- IPB 1000
	4	IPB 650- IPB 1000
	6	IPB 875- IPB 1000
	8	Yok
	10	Yok
10	2	IPB 475- IPB 1000
	4	IPB 750- IPB 1000
	6	IPB 1000
	8	Yok
	10	Yok

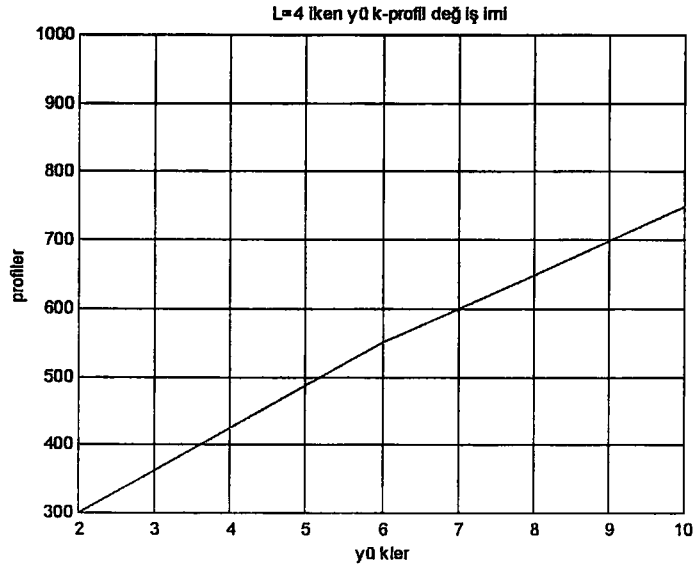
Sayısal uygulamada ele alınan tek açıklıklı ve tek katlı tip çerçevenin L değeri sabit tutularak (L=4 m) 2 t- 10 t aralığında değişen yüklere göre, uygun profil değişimi Şekil 6.52.' de görülmektedir. Şekilden açıkça görüldüğü gibi;

- 2 t için IPB 300 ve IPB 1000 aralığındaki tüm profiller burkulma tahkikini sağlamaktadır.

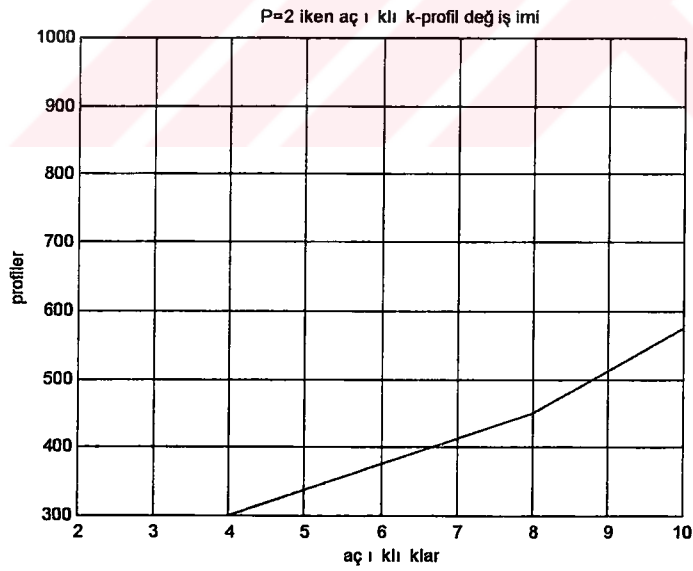
- 4 t için IPB 450 ve IPB 1000 aralığındaki tüm profiller burkulma tahkikini sağlamaktadır.
- 6 t için IPB 550 ve IPB 1000 aralığındaki tüm profiller burkulma tahkikini sağlamaktadır.
- 8 t için IPB 650 ve IPB 1000 aralığındaki tüm profiller burkulma tahkikini sağlamaktadır.
- 10 t için IPB 750 ve IPB 1000 aralığındaki tüm profiller burkulma tahkikini sağlamaktadır.

Tip çerçevede, P yük değeri $P=2$ t alınarak 2 m- 10 m aralığında değişen L değerleri için uygun profil kesitlerinin değişimi Şekil 6.53'te verilmiştir. Benzer olarak; P yük değeri $P=4$ t alınarak 2 m- 10 m aralığında değişen L değerleri için uygun profil kesitlerinin değişimi Şekil 6.54'te , P yük değeri $P=6$ t alınarak 2 m- 10 m aralığında değişen L değerleri için uygun profil kesitlerinin değişimi Şekil 6.55'te, P yük değeri $P=8$ t alınarak 2 m- 10 m aralığında değişen L değerleri için uygun profil kesitlerinin değişimi Şekil 6.56'da ve P yük değeri $P=10$ t alınarak 2 m- 10 m aralığında değişen L değerleri için uygun profil kesitlerinin değişimi Şekil 6.57'de verilmiştir. Her bir şekilden de görüleceği gibi P sabit tutulup L değeri değiştirildikçe uygun profil kesit boyutları P' deki artışa bağlı olarak yaklaşık lineer bir artış göstermektedir.

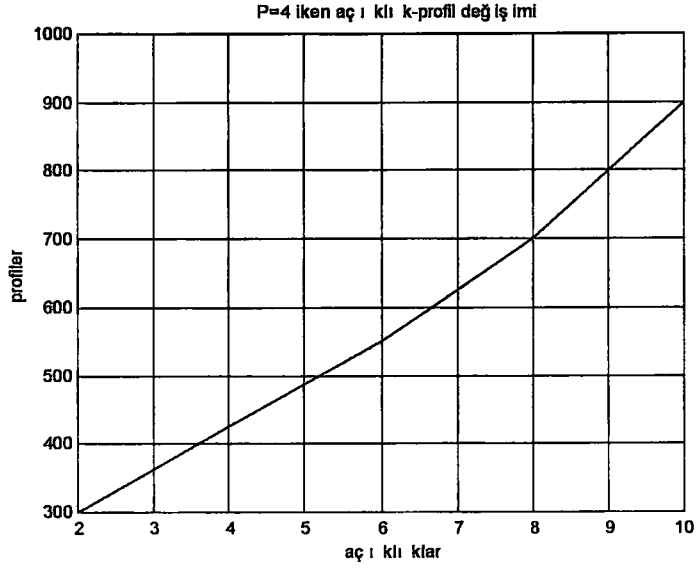
Sonuç olarak; artan yük karşısında kiriş- kolonda burkulma meydana gelmemesi için, yük artışına paralel olarak kiriş-kolon kesit boyutlarının büyütülmesi gerektiği görülmektedir.



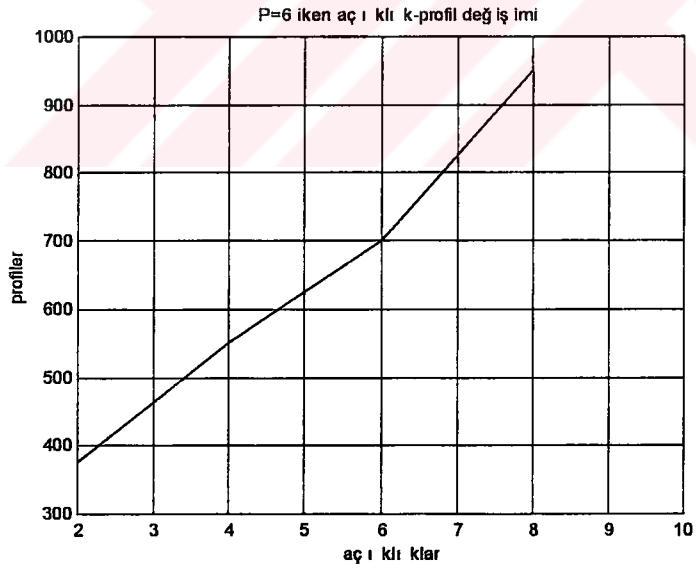
Şekil 6.52 L= 4 m' iken yük-profil değ iş imi grafiği



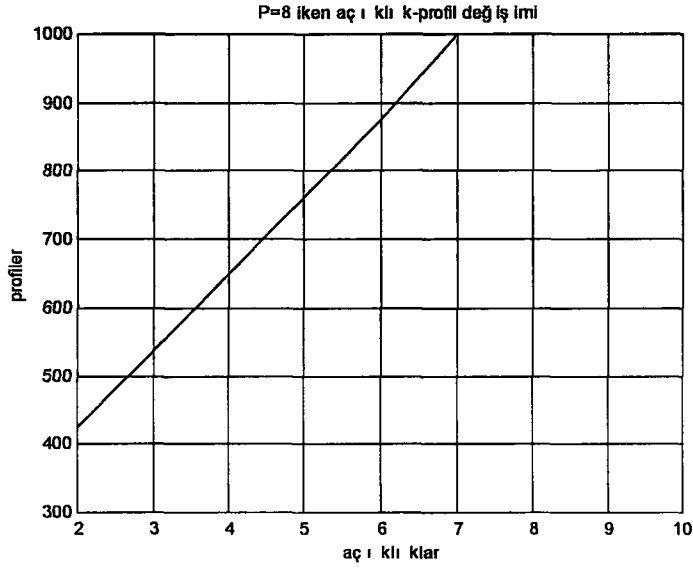
Şekil 6.53 P= 2 t' iken aç ı klık-profil değ iş imi grafiği



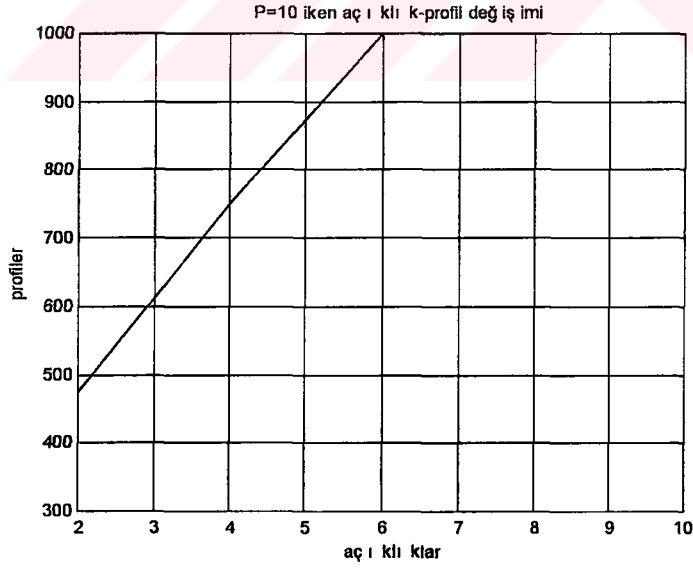
Şekil 6.54 P= 4 t' iken açıklık-profil değişimi grafiği



Şekil 6.55 P= 6 t' iken açıklık-profil değişimi grafiği



Şekil 6.56 P= 8 t' iken açıklık-profil değişimi grafiği



Şekil 6.57 P= 10 t' iken açıklık-profil değişimi grafiği

7. SONUÇLAR

Çelik yapı elemanlarından biri olan kiriş-kolonlar, hem aksenal basınca hem de eğilme momentine maruz elemanlar olduğundan burkulmaya ve eğilmeye karşı dayanım göstermek zorundadır. Dolayısıyla kiriş-kolonların; aksenal basıncı ve eğilme momentini meydana getiren yükleme şekilleri ve yanal ötelemelerin tümünün dikkate alınması halinde güvenli bir dizaynı yapılabilir.

Kiriş –kolonların dizaynı yapılırken, kiriş – kolonun elastik veya plastik davranış sergilediği kabulüne göre, maksimum moment ve maksimum gerilme değerleri hesaplanır. Hesaplanan maksimum moment ve maksimum gerilme değerlerinden faydalanarak burkulma ve gerilme tahkiklerini yapılıır.

hesaplanır.

Kiriş – kolonların dizaynında kullanılan, TS 648’ de verilen burkulma tahkiki ve burkulmasız gerilme tahkiki formüllerinin; gerek AISC-ASD şartnamelerinde, gerekse AISC-LRFD şartnamelerinde kabul edilen dizayn formülleriyle her yönden uygunluk gösterdiği de görülmektedir.

TS 648’ de verilen burkulma tahkiki ve burkulmasız gerilme tahkiki formülleri kullanılarak yapılan sayısal uygulamalar sonucu elde edilen grafikler ve tablolar incelendiğinde;

- .Profil kesitinin boyutları büyüdükçe kiriş-kolonun burkulma tahkikinin sonuçlarının sıfır değerine yaklaştığı görülmektedir. Burkulma tahkiki değerlerinin “0” değerine yaklaşması; kiriş-kolonun burkulmaya karşı dayanımının çok yüksek olduğunu göstermektedir.
- Profil kesitinin boyutları küçüldükçe kiriş-kolonun burkulma tahkiki sonuçlarının 1 değerine yaklaştığı hatta 1 değerini aştığı görülmektedir. Yani kiriş-kolonunun kesit ebatları küçüldükçe, burkulmaya karşı dayanımı, kritik bir noktaya ulaşmaktadır.

- Profil kesitinin açıklık ve yüksekliği sabit tutulup yük değeri arttırıldığında bu artışa bağlı olarak profil kesit boyutlarının da büyüdüğü görülmektedir. Bu artışın yaklaşık olarak lineer bir artış olduğu gözlenmiştir.
- Çerçeve üzerine etkiyen P yük değeri sabit tutulup L büyüklüğü değiştirildiğinde, yine bu artışa paralel olarak profil kesit boyutlarının büyüdüğü ve L' deki lineer artışa uygun olarak IPB profil kesitlerinin boyutların da lineer bir artış gösterdiği gözlenmiştir.



KAYNAKLAR

- Arda, Tevfik S., Uzgider, E., 1986, Çelik Yapılarda Taşıma Gücü. İstanbul Teknik Üniversitesi Matbaası, 83-94 ve 117-138.
- Arda, Tevfik S., 1976, Çelik Yapıların Plastik Hesabı İçin Tavsiyeler. İstanbul Teknik Üniversitesi Matbaası.
- Austin, W. J., 1961, Strength and Design of Metal Beam – Columns. J. Struct. Div. ASCE.
- Bleich, F., 1952, Buckling Strength of Metal Structures. McGraw-Hill International Editions.
- Brush, Don O., Almroth, Bo O., 1975, Buckling of Bars Plates and Shells. McGraw-Hill International Editions, 61-65.
- Chajes, A., 1974, Principles of Structural Stability Theory. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, 145-174.
- Chen, W., Atsuta, T., 1976, Theory of Beam-Columns. McGraw-Hill International Editions.
- Gaylord, Edwin H., Gaylord, Charles N. and Stallmeyer, James E., 1992, Design of Steel Structures. McGraw-Hill International Editions, 189-445.
- Deren, H., 1984, Çelik Yapılar. Teknik Kitaplar Yayınevi.
- Galambos, Theodore V., 1968, Structural Members and Frames. Prentice-Hall-Englewood Cliffs, 233-305.
- Gaylord, E. H., Gaylord, C. N., 1979, Structural Engineering Handbook. McGraw-Hill Book Company.
- Hasham, Anthony S., Rasmussen, Kim J.R., April-1998, Section Capacity of Thin Walled I- Section Beam – Columns. Journal of Structural Engineering, 351-359.
- Michalos, J., Wilson, Edward N., 1960, Structural Mechanics and Analysis. The Macmillan Company, 352-370.
- Nakashima, M., Suita, K., Morisaka, K., Maruoka, Y., November-1998, Tests of Welded Beam-Column Subassemblies. I: Global Behavior. Journal of Structural Engineering, 1236-1244.
- Timoshenko, S. P., Gere, J. M., 1961, Theory of Elastic Stability, McGraw-Hill International Editions

- Wasti, T., 1968, Limit Analizi(Çelik Yapılar için Plastik Hesap Metodu). ODTÜ Mühendislik Fakültesi Yayınları.
- William, J., Messurier, L., Hagen, H. W., Lim, L. C., 1979, Designe of Steel Structural Members. McGraw-Hill İnternational Editions
- TS, 648., 1982, Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları. Türk Standartları Enstitüsü.,
- TS, 4561., 1985, Çelik Yapıların Plastik Teoriye Göre Hesap Kuralları. Türk Standartları Enstitüsü.



EKLER

EK: 1

%%% EKSENEL BASINÇ ve EĞİLMEYE ÇALIŞAN ÇUBUKLARDA BURKULMA TAHKİKİ PROGRAMI%%%

```
clc
Cmx=0.85;

for N=2:2:10
for L=2:2:10
P=1200*N;           % kg
Mx=N*L*1e5;        % kgcm
Sebx=L*100;        % cm

for i=1:1:12
if i==1
pr30
zeynep
gk(1,i)=GK;
gk1(1,i)=GK1;
elseif i==2
pr34
zeynep
gk(1,i)=GK;
gk1(1,i)=GK1;
elseif i==3
pr40
zeynep
gk(1,i)=GK;
gk1(1,i)=GK1;
elseif i==4
pr45
zeynep
gk(1,i)=GK;
gk1(1,i)=GK1;
elseif i==5
pr50
zeynep
gk(1,i)=GK;
gk1(1,i)=GK1;
elseif i==6
pr55
zeynep
gk(1,i)=GK;
gk1(1,i)=GK1;
elseif i==7
pr60
zeynep
gk(1,i)=GK;
gk1(1,i)=GK1;
elseif i==8
pr65
zeynep
gk(1,i)=GK;
```


***** EKSENEL BASINÇ ve EĞİLMEYE ÇALIŞAN ÇUBUKLARDA BURKULMA*****
*****TAHKİKİ PROGRAMININ ZEYNEP İSİMLİ ALT PROGRAMI*****

```
clc
Seb=P/F;
Sbx=Mx/sx;
Lx=Seb/ix;
Ly=Seb/iy;
Lp=172.073478;

if Seb/iy<193.65
SBx=(2/3-(8.89e-6*(Seb/iy)^2))*1400;
elseif Seb/iy>193.65
SBx=(1.75e7/(Seb/iy)^2);
else
SBx=(1.47e7/(Seb*(h/F)));
end
end
end

if Lx>Ly
Lm=Lx;
else
Lm=Ly;
end
end

if Lm<20
n=1.67;
elseif Lp<=Lm
zyp
end
end

if Lm>Lp

Sbem=((1-(0.5*((Lm/Lp)^2)))*1400)/n;
else
Sbem=8290000/Lm^2;
end
end

cnt=Seb/Sbem;

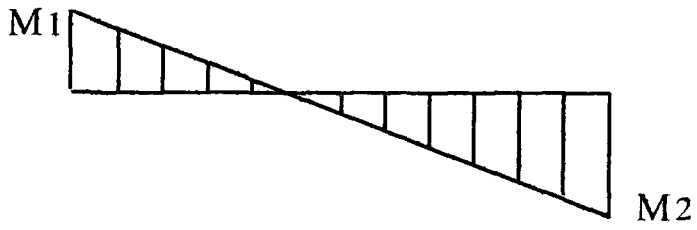
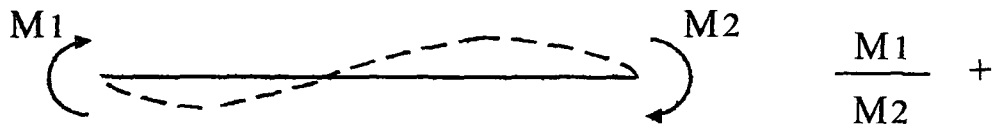
if cnt<=0.15
GK=(Seb/Sbem)+(Sbx/SBx);
GK1=GK;
else
Sex=8290000/(Sbx/ix)^2;
Sey=8290000/(Seby/iby)^2;
GK=Seb/Sbem+(Cmx*Sbx)/((1-(Seb/Sex))*SBx);
GK1=(Seb/840)+(Sbx/SBx);
GK=Seb/Sbem+(Cmx*Sbx)/((1-(Seb/Sex))*SBx)+(Cmy*Sby)/((1-
(Seb/Sey))*SBy);
end
end
% control
```

***** EKSENEL BASINÇ ve EĞİLMEYE ÇALIŞAN ÇUBUKLARDA*****
*****BURKULMA TAHKİKİ PROGRAMININ ZYNP İSİMLİ ALT PROGRAMI*****

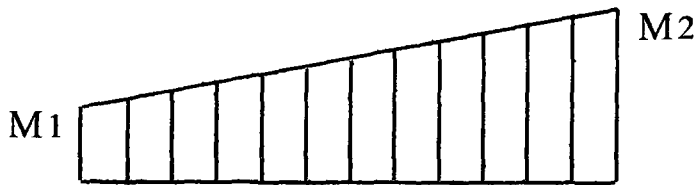
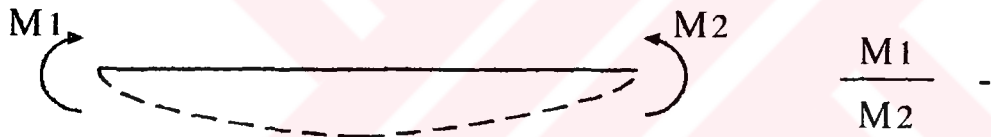
```
if Lm<=20  
n=1.5+(1.2*(Lm/Lp))-(0.2*(Lm/Lp)^3);  
else  
n=2.5;  
end  
end
```



EK: 2



(a)

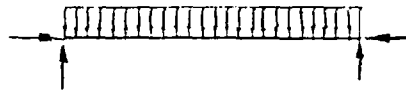
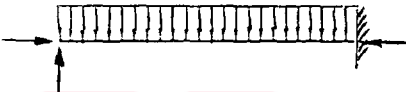


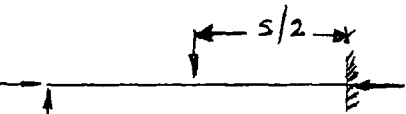
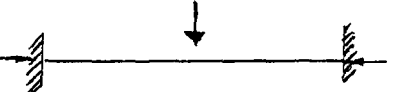


(b)

M_1 / M_2 Oranının İşareti

EK: 3

ψ Değerleri

Durum	ψ	C_m
	0	1,0
	- 0,3	$1 - 0,3 \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_e'}$
	- 0,4	$1 - 0,4 \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_e'}$
	- 0,2	$1 - 0,2 \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_e'}$
	- 0,4	$1 - 0,4 \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_e'}$
	- 0,6	$1 - 0,6 \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_e'}$

ÖZGEÇMİŞ

9 / 9 / 1972 , Malatya doğumlu. İlk, orta ve lise tahsilini Malatya'da tamamladı. 1989 - 1993 yılları arasında Fırat Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nde lisans eğitimini yaptı. 1996 yılında Niğde Üniversitesi Aksaray Mühendislik Fakültesi'nde Araştırma Görevlisi olarak göreve başladı. 1999 yılında Sakarya Üniversitesi Mühendislik Fakültesi'ne Araştırma Görevlisi olarak nakil oldu. Halen Sakarya Üniversitesi'ndeki görevine devam etmektedir.

19/ 09/ 2000

