

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**YAPI SİSTEMLERİNİN SAP2000 PROGRAMI İLE YAYILI
PLASTİK ŞEKİLDEĞİŞTİRME DURUMU İÇİN LİNEER OLMAYAN
HESABI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
Mehmet Gökhan KARABACAK**

Anabilim Dalı : İnşaat Mühendisliği

Programı : Yapı Mühendisliği

HAZİRAN 2011

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**YAPI SİSTEMLERİNİN SAP2000 PROGRAMI İLE YAYILI
PLASTİK ŞEKİLDEĞİŞTİRME DURUMU İÇİN LİNEER OLMAYAN
HESABI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
Mehmet Gökhan KARABACAK
(501091122)**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 06 Mayıs 2011
Tezin Savunulduğu Tarih : 09 Haziran 2011**

**Tez Danışmanı : Prof. Dr. Engin ORAKDÖĞEN (İTÜ)
Diğer Jüri Üyeleri : Prof. Dr. Oğuz Cem ÇELİK (İTÜ)
Doç. Dr. Ercan YÜKSEL (İTÜ)**

HAZİRAN 2011

ÖNSÖZ

Yüksek lisans tezi olarak sunulan bu çalışmada, malzeme ve geometri bakımından lineer olmayan sistemlerin hesabının, Sap2000 programı ve API kodları kullanılarak yapılması ve plastik mafsalları teorisi ile yapılan çözümlerin, yayılı plastik şekil değiştirme ile yapılan çözümler arasındaki farklar irdelenmiştir.

Çalışmalarında bilgi ve deneyimlerinden faydalandığım danışman hocam Prof.Dr.Engin ORAKDÖĞEN'e teşekkürlerimi ve saygılarımı sunarım.

Ayrıca yüksek lisans çalışmalarım sırasında bilgi ve deneyimlerinden yararlandığım tüm Yapı Statik Çalışma Grubu öğretim üyelerine teşekkürlerimi sunarım.

Tüm hayatım boyunca, benden maddi ve manevi desteğini esirgemeyen, her şeyimi borçlu olduğum aileme minnettarlığımı sunarım.

Haziran 2011

Mehmet Gökhan KARABACAK
(İnşaat Mühendisi)

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ	iii
İÇİNDEKİLER	v
KISALTMALAR	vii
ÇİZELGE LİSTESİ	ix
ŞEKİL LİSTESİ	xi
SEMBOL LİSTESİ	xv
ÖZET	xvii
SUMMARY	xix
1. GİRİŞ	1
1.1 Konu	1
1.2 Yapı Sistemlerinin Düşey ve Yatay Yükler Altındaki Davranışı	3
1.3 Yapıların Göçme Güvenliklerinin Belirlenmesi	4
1.3.1 Yapıların göçme yükü esasına göre boyutlandırılmaları	5
1.3.2 Boyutlandırılan yapıların göçme güvenliklerinin belirlenmesi	5
1.4 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı	6
2. İÇ KUVVET – ŞEKİLDEĞİŞTİRME BAĞINTILARI	7
2.1 Genel Bağıntılar	7
2.1.1 Özel haller	9
2.1.2 İç kuvvet – şekildeğiştirme bağıntılarının elde edilmesi	11
2.2 İdeal Elastoplastik Malzemeden Yapılmış Çubuklar	15
2.2.1 Normal kuvvet etkisindeki çubuklar	16
2.2.2 Eğilme momenti etkisindeki çubuklar	18
2.2.2.1 Dikdörtgen kesitler	22
2.2.2.2 I kesitleri	23
2.2.2.3 Diğer kesit şekilleri	27
2.2.3 Eğilme momenti ve normal kuvvet etkisindeki çubuklar	27
2.2.3.1 Dikdörtgen kesitler	31
2.2.3.2 I kesitleri	34
2.3 Betonarme Çubuklar	37
2.3.1 Eğilme momenti etkisindeki betonarme çubuklar	37
2.3.2 Eğilme momenti ve normal kuvvet etkisindeki betonarme çubuklar	38
2.4 Yaklaşık İç Kuvvet – Şekildeğiştirme Bağıntıları	39
2.4.1 Polinom bünye denklemi	39
2.4.2 Hiperbolik bünye denklemi	40
2.4.3 İki doğru parçasından oluşan bünye denklemi	40
2.4.4 Eğrilik – eğilme momenti, normal kuvvet bağıntısının yaklaşık olarak elde edilmesi	41
3. MALZEME VE GEOMETRİ DEĞİŞİMLERİ BAKIMINDAN LİNEER OLMAYAN SİSTEMLERİN HESABI	43
3.1 Varsayımlar	43
3.2 Lineerleştirme Teknikleri	44
3.2.1 Fiktif bünye denklemi	44

3.2.2 Başlangıç teğeti tekniği	45
3.2.3 Başlangıç kirişi tekniği	45
3.2.4 Teğet tekniği	46
3.2.5 Kiriş tekniği	46
3.3 Malzeme Bakımından Lineer Olmayan Sistemler	47
3.3.1 Lineer olmayan şekildeğiştirmelerin sistem üzerinde yayılı olması durumu	47
3.3.1.1 Hesapta izlenen yol	47
3.3.2 Lineer olmayan şekildeğiştirmelerin belirli kesitlerde toplandığının varsayılması durumu	48
3.3.2.1 Plastik mafsalsal hipotezi	48
3.3.2.2 Yük artırımı yöntemi	50
3.3.2.3 Limit yükün doğrudan doğruya hesabı	52
3.4 Geometri Değişimleri Bakımından Lineer Olmayan Sistemler	52
3.4.1 Tanımlar ve esaslar	52
3.4.2 Ardışık yaklaşım yöntemi	53
3.4.2.1 İkinci mertebe teorisine göre hesap	53
3.4.2.2 Burkulma yükünün bulunması	55
3.5 Malzeme ve Geometri Değişimleri Bakımından Lineer Olmayan Sistemler	57
3.5.1 Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin sürekli olması hali	57
3.5.2 Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin sürekli olmaması hali	60
3.5.2.1 Klasik yük artırımı yöntemi	60
3.6 Birinci ve İkinci Mertebe Teorisine Göre Elastoplastik Sistemlerin Matris Yöntemleri ile Hesabı	63
3.6.1 Genel	63
3.6.2 Uzay çubuk sistemlerin matris deplasman yöntemi ile hesabı	64
3.6.2.1 Tanımlar	64
3.6.2.2 Çubukların uç kuvvetleri ile uç deplasmanları arasındaki bağıntılar	65
3.6.2.3 Birim deplasman (rijitlik) matrisleri	66
3.6.2.4 Yükleme matrisleri	66
3.6.2.5 Eksen takımlarının dönüştürölmesi	67
3.6.2.6 Çözümün sağlanması gereken koşullar	68
3.6.2.7 Bilinmeyenler	68
3.6.2.8 Hesapta izlenen yol	69
4. CSI SAP2000 YAPISAL ANALİZ PROGRAMI İLE LİNEER OLMAYAN SİSTEMLERİN HESABI	71
4.1 Malzeme Özelliklerinin Tanımlanması	71
4.2 Kesit Özelliklerinin Tanımlanması	73
4.3 Modellemenin Yapılması	76
4.4 Yükleme Yapılması	77
4.5 Analiz ve Sonuçların Alınması	81
4.6 API Kodları	83
5. SAYISAL İNCELEMELER	85
5.1 Örnek 1	85
5.1.1 Hesap adımları	86
5.2 Örnek 2	95
5.3 Örnek 3	99
5.4 Örnek 4	104
6. SONUÇLAR	117
KAYNAKLAR	119
EKLER	121
ÖZGEÇMİŞ	133

KISALTMALAR

YYP	: Yatay Yük Parametresi
API	: Application Programming Interface
kN	: KiloNewton
SD	: Section Designer

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1 : NPI, NPU ve HE-B kesitleri için f değerleri	26
Çizelge 5.1 : Naps programı ile Sap2000 programı sonuçları arasındaki farklar	94
Çizelge 5.2 : Kiriş eğilme rijitlikleri ve eğilme momenti taşıma kapasiteleri	102
Çizelge 5.3 : Kiriş enkesit boyutları	106
Çizelge 5.4 : Kolon enkesit boyutları	106
Çizelge 5.5 : Y doğrultusu kiriş boyuna donatıları	107
Çizelge 5.6 : X doğrultusu kiriş boyuna donatıları	108
Çizelge 5.7 : Kolon boyuna donatıları	109
Çizelge 5.8 : Kiriş düşey işletme yükleri	111
Çizelge 5.9 : Düşey işletme yükleri altında kolon normal kuvvetleri (kN)	112

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1 : Yük parametresi – yerdeğiştirme (P- Δ) bağıntıları	3
Şekil 2.1 : Kesit zorları ve şekildeğiştirmeler.....	7
Şekil 2.2 : Normal kuvvet – birim boy değişmesi diyagramı	9
Şekil 2.3 : Eğilme momenti- eğrilik diyagramı.....	11
Şekil 2.4 : Lineer olmayan malzeme için σ - ϵ bağıntısı	12
Şekil 2.5 : Kesitteki gerilme ve şekildeğiştirme yayılışları	12
Şekil 2.6 : İdeal elastoplastik malzemede $\sigma - \epsilon$ bağıntısı	15
Şekil 2.7 : Yalnız normal kuvvet etkisindeki kesitlerde gerilme ve şekildeğiştirme yayılışları	16
Şekil 2.8 : İdeal elastoplastik malzemeden yapılmış kesitlerde (N-du/ds) diyagramı	17
Şekil 2.9 : Eğilme momentinden oluşan gerilme ve birim boy değişmesi yayılışları.....	18
Şekil 2.10 : İdeal elastoplastik malzemeden yapılmış kesitler için şematik M- χ diyagramı	21
Şekil 2.11 : İdeal elastoplastik malzemeden yapılmış dikdörtgen kesitte eğilme momentinden oluşan gerilme ve birim boy değişmesi yayılışları.....	22
Şekil 2.12 : Dikdörtgen kesitlere ait M – χ diyagramı	23
Şekil 2.13 : I kesitlerinde eğilme momentlerinden meydana gelen σ ve ϵ yayılışları	25
Şekil 2.14 : Normal profil I kesitleri için M – χ diyagramı	26
Şekil 2.15 : Çeşitli enkesitlerde M – χ diyagramları	27
Şekil 2.16 : Eğilme momenti ve normal kuvvetin birlikte etki ettiği ideal elastoplastik malzemeden yapılmış kesitlerde gerilme ve birim boy değişmesi yayılışları	28
Şekil 2.17 : Akma eğrisi	30
Şekil 2.18 : Eğilme momenti ve normal kuvvet etkisindeki dikdörtgen kesitlerde $\sigma - \epsilon$ yayılışları	31
Şekil 2.19 : İdeal elastoplastik malzemeden yapılmış dikdörtgen kesitlerde eğilme momenti , normal kuvvet – eğrilik bağıntısı.....	34
Şekil 2.20 : Betonarme kesitlerde eğilme momenti – eğrilik bağıntısı	37
Şekil 2.21 : Betonda $\sigma - \epsilon$ bağıntısı.....	38
Şekil 2.22 : Polinom eğilme momenti – eğrilik diyagramı.....	39
Şekil 2.23 : Hiperbolik bünye denklemi.....	40
Şekil 2.24 : İki doğru parçasından oluşan bünye denklemi	41
Şekil 2.25 : Eğrilik – eğilme momenti, normal kuvvet diyagramının yaklaşık olarak elde edilmesi	42
Şekil 3.1 : Fiktif bünye denklemi	44
Şekil 3.2 : Başlangıç teğeti tekniği.....	45
Şekil 3.3 : Başlangıç kirişi tekniği	45
Şekil 3.4 : Teğet tekniği.....	46
Şekil 3.5 : Kiriş tekniği.....	46

Şekil 3.6 : Teğet tekniğinin uygulanması.....	47
Şekil 3.7 : Başlangıç teğeti tekniğinin uygulanması.....	48
Şekil 3.8 : Doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler.....	49
Şekil 3.9 : İdealleştirilmiş moment – eğrilik Bağıntısı	50
Şekil 3.10 : Plastik mafsallarda hipotezin geçerli olduğu bir yapı sisteminin artan yükler altındaki davranışı	51
Şekil 3.11 : Tümsel ve bölgesel mekanizma durumları.....	52
Şekil 3.12 : Birinci ve ikinci mertebeli teorilerin karşılaştırılması.....	53
Şekil 3.13 : İkinci mertebeli teoriye göre boyutlandırma	53
Şekil 3.14 : Ardışık yaklaşım yönteminin birinci adımı	54
Şekil 3.15 : Ardışık yaklaşım yönteminin ikinci adımı	54
Şekil 3.16 : Fiktif kuvvetler.....	55
Şekil 3.17 : İkinci mertebeli teori ve burkulma yükü	56
Şekil 3.18 : Burkulma yükünün bulunması	57
Şekil 3.19 : Teğet tekniğinin uygulanması.....	58
Şekil 3.20 : İki bakımdan doğrusal olmayan teoriye göre $P-\delta$ bağıntısı	60
Şekil 3.21 : Burkulma yükünün plastik mafsalların oluşumuna bağlı olarak değişimi	61
Şekil 3.22 : Plastik mafsallarda hipotezin geçerli olduğu bir yapı sisteminin artan yükler altındaki davranışı (ikinci mertebeli teori)	62
Şekil 3.23 : Sistem eksen takımı, uç kuvvetleri, yükler ve yerdeğiştirmelerin pozitif yönleri	64
Şekil 3.24 : Çubuk eksen takımı (ij), uç kuvvetleri ve uç deplasmanları.....	65
Şekil 4.1 : Malzeme tanımlama penceresi.....	71
Şekil 4.2 : Malzeme özelliklerinin girilmesi	72
Şekil 4.3 : Beton için lineer olmayan davranışın tanımlanması	72
Şekil 4.4 : Çelik için lineer olmayan davranışın tanımlanması	73
Şekil 4.5 : Section Designer programına giriş.....	74
Şekil 4.6 : Section Designer programında kesit oluşturulması.....	74
Şekil 4.7 : Dilim sayılarının belirlenmesi.....	75
Şekil 4.8 : Moment – eğrilik bağıntısının çizdirilmesi.....	75
Şekil 4.9 : Eğilme rijitlikleri için düzeltme katsayılarının tanımlanması.....	76
Şekil 4.10 : Çubukların bölünmesi	77
Şekil 4.11 : Yükleme gruplarının tanımlanması.....	77
Şekil 4.12 : Tekil yükün girilmesi	78
Şekil 4.13 : Çubuklara yayılı yük girilmesi.....	78
Şekil 4.14 : Çubuklarda plastik şekildeğiştirmelerin tanımlanması	79
Şekil 4.15 : Model için oluşturulan yükleme durumları	80
Şekil 4.16 : Birinci mertebeli teoriye göre elastoplastik hesap için yükleme durumu.....	80
Şekil 4.17 : İkinci mertebeli teoriye göre elastoplastik hesap için yükleme durumu.....	81
Şekil 4.18 : Analizin çalıştırılması.....	81
Şekil 4.19 : Düğüm noktası yerdeğiştirmelerinin okunması	82
Şekil 4.20 : İç kuvvet diyagramlarının çizdirilmesi.....	82
Şekil 4.21 : Hazırlanan Microsoft Excel şablonu	83
Şekil 4.22 : API kodları yardımıyla hazırlanan Visual Basic makrosu	84
Şekil 5.1 : Sistem modeli ve işletme yükleri	85
Şekil 5.2 : Çubuklarda Eğilme momenti – Eğrilik diyagramı	86

Şekil 5.3 :	YYP = 1.00 1. Adım için eğilme momenti diyagramı ve yatay yerdeğiştirme değeri	87
Şekil 5.4 :	YYP = 1.10 1.Adım için eğilme momenti diyagramı ve yatay yerdeğiştirme değeri	87
Şekil 5.5 :	Teğet yöntemi ile bulunan eğrilik değerinin hesaba katılışı	88
Şekil 5.6 :	YYP = 1.10 2.Adım için eğilme momenti diyagramı ve yatay yerdeğiştirme değeri	89
Şekil 5.7 :	YYP = 1.10 3.Adım için eğilme momenti diyagramı ve yatay yerdeğiştirme değeri	89
Şekil 5.8 :	YYP = 1.10 4.Adım için eğilme momenti diyagramı ve yatay yerdeğiştirme değeri	90
Şekil 5.9 :	YYP = 1.10 5.Adım için eğilme momenti diyagramı ve yatay yerdeğiştirme değeri	90
Şekil 5.10 :	YYP = 1.20 1.Adım için eğilme momenti diyagramı ve yatay yerdeğiştirme değeri	91
Şekil 5.11 :	YYP = 1.20 3.Adım için eğilme momenti diyagramı ve yatay yerdeğiştirme değeri	91
Şekil 5.12 :	YYP = 1.30 3.Adım için eğilme momenti diyagramı ve yatay yerdeğiştirme değeri	92
Şekil 5.13 :	YYP = 1.40 2.Adım için eğilme momenti diyagramı ve yatay yerdeğiştirme değeri	92
Şekil 5.14 :	YYP = 1.50 5.Adım için eğilme momenti diyagramı ve yatay yerdeğiştirme değeri	93
Şekil 5.15 :	YYP = 1.60 4.Adım için eğilme momenti diyagramı ve yatay yerdeğiştirme değeri	93
Şekil 5.16 :	Yatay yük parametresi – yerdeğiştirme grafiği	94
Şekil 5.17 :	Sistem modeli ve işletme yükleri.....	95
Şekil 5.18 :	Çubuk numaraları	95
Şekil 5.19 :	Düğüm noktası numaraları.....	96
Şekil 5.20 :	Birinci mertebe hesap ile elde edilen normal kuvvet diyagramı	96
Şekil 5.21 :	Çubuk mekanik donatı oranları	97
Şekil 5.22 :	Lineer olmayan hesapta kullanılan eğilme rijitlikleri (kNm^2)	98
Şekil 5.23 :	Yük parametresi – yatay yerdeğiştirme grafiği	98
Şekil 5.24 :	Sistem düşey işletme yükleri.....	99
Şekil 5.25 :	Sistem yatay işletme yükleri	100
Şekil 5.26 :	Kolonlar için belirtilen idealleştirilmiş akma koşulu.....	101
Şekil 5.27 :	Kirişin donatı düzenine göre belirlenen bölgeler	101
Şekil 5.28 :	Yatay yük parametresi – yatay yerdeğiştirme grafiği	102
Şekil 5.29 :	1.Mertebe teorisine göre yatay yük parametresi – yerdeğiştirme grafiği.....	103
Şekil 5.30 :	Sistemin döşeme kalıp planı.....	104
Şekil 5.31 :	Sistemin üç boyutlu Sap2000 modeli	105
Şekil 5.32 :	Kirişler için uygulanan donatı yerleşimi.....	109
Şekil 5.33 :	Kolonlar için uygulanan donatı yerleşimi.....	110
Şekil 5.34 :	Betonarme betonunun gerilme – şekildeğiştirme bağıntısı.....	110
Şekil 5.35 :	Betonarme çeliğinin gerilme – şekildeğiştirme bağıntısı.....	110
Şekil 5.36 :	Kiriş yükleri şeması	111
Şekil 5.37 :	Yatay işletme yükleri	112
Şekil 5.38 :	X doğrultusu için elde edilen yatay yük parametresi – yerdeğiştirme grafiği.....	113

Şekil 5.39 : Y doğrultusu için elde edilen yatay yük parametresi – yerdeğiştirme grafiği	113
Şekil 5.40: Plastik mafsallara göre limit yüke ait plastik mafsallara yerleri	115
Şekil 5.41: Plastik şekil değiştirmelerin sürekli olması halinde göre 1.6 yatay yük parametresinde plastikleşme bölgeleri	115

SEMBOL LİSTESİ

M	: Eğilme momenti
N	: Normal kuvvet
T	: Kesme kuvveti
u, v	: Çubuk eksenini doğrultusunda ve eksene dik doğrultudaki yerdeğiştirme
φ	: Kesitin dönmesi
$\frac{d\varphi}{ds}$	: Birim dönme, eğrilik
$\frac{du}{ds}$	: Birim boy değişmesi
$\frac{dv}{ds}$	: Birim kayma açısı
α_t	: Isıl genleşme katsayısı
Δt	: Farklı sıcaklık değişmesi
d	: Enkesit yüksekliği
t	: Düzgün sıcaklık değişmesi, I kesitlerde başlık kalınlığı
χ	: Eğrilik
ε	: Birim boy değişmesi
γ	: Birim kayma açısı
χ_e, χ_{el}	: Lineer eğilme şekildeğiştirmesi
χ_p	: Lineer olmayan eğilme şekildeğiştirmesi
EF	: Uzama rijitliği
EI	: Eğilme rijitliği
EI_f	: Fiktif eğilme rijitliği
N_p	: Kesitin taşıyabileceği en büyük normal kuvvet
M_{L2}, M_p	: Kesitin taşıyabileceği en büyük eğilme momenti
δ, Δ	: Yerdeğiştirme
σ	: Normal gerilme
F	: Enkesit alanı
E	: Elastisite modülü
N_e	: Elastik sınır normal kuvveti
M_{L1}, M_e	: Elastik sınır momenti
σ_e	: Elastik sınır normal gerilme
W	: Mukavemet momenti
W_p	: Plastik mukavemet momenti
b	: Enkesit genişliği
I	: Atalet momenti
b_0	: I kesitlerde gövde genişliği
F_g	: I kesitlerde gövde alanı
F_b	: I kesitlerde başlık alanı
f_{ctk}	: Betonun çekme dayanımı
f_{ck}	: Betonun prizma dayanımı
M_{L0}	: Çatlama momenti
χ_{L1}	: Elastik sınır eğriliği
χ_{L2}	: Plastik sınır eğriliği
[p₀]	: Yükleme matrisi

$[p_p]$	: Plastik şekildeğiştirme yükleme matrisi
$[d]$	: Düğüm noktaları yerdeğiştirme matrisi
P_L	: Limit yük
P_G	: Göçme yükü
M_{pN}	: N normal kuvveti altında kesitin taşıyabileceği en büyük eğilme momenti
P_i	: İşletme yükleri
P_B	: Burkulma yükü
e_2	: Burkulma güvenlik katsayısı
$\mathcal{P}$	: Yük parametresi
P_{L2}	: İkinci mertebe limit yük
G	: Kayma modülü
$[k]$	: Çubuk eksen takımındaki rijitlik matrisi
$[s]$	: Sistem rijitlik matrisi
$[T]$	: Dönüştürme matrisi

YAPI SİSTEMLERİNİN SAP2000 PROGRAMI İLE YAYILI PLASTİK ŞEKİLDEĞİŞTİRME DURUMU İÇİN LİNEER OLMAYAN HESABI

ÖZET

Yüksek Lisans tezi olarak sunulan bu çalışmada, malzeme ve geometri bakımından lineer olmayan sistemlerin uygulamada oldukça kullanılan Sap2000 programı ile çözümü incelenmiştir. Altı bölüm halinde sunulan çalışmanın birinci bölümünde, konuyla ilgili genel bilgiler verilmiş, çalışmanın amacı ve kapsamı açıklanmıştır. Birinci bölümde yapı sistemlerinin lineer ve lineer olmayan davranışları açıklanmış, yapı sistemlerinin göçmeye karşı boyutlandırılmasında ve göçmeye karşı güvenliklerinin belirlenmesinde izlenmesi yol verilmiştir.

İkinci bölümde, iç kuvvet ve şekildeğiştirme bağıntılarının elde edilişi açıklanmıştır. Bu bölümde öncelikle iç kuvvet- şekildeğiştirme bağıntılarının elde edilişi ile ilgili genel bilgiler verildikten sonra ideal elastoplastik ve betonarme çubuklar için iç kuvvet şekildeğiştirme bağıntıları elde edilmiştir. Bölümün sonunda ise iç kuvvet şekildeğiştirme bağıntılarını yaklaşık olarak ifade eden bünye denklemleri açıklanmıştır.

Üçüncü bölümde, malzeme ve geometri değişimi bakımından lineer olmayan sistemler hakkında bilgi verilmiştir. Bu bölümde öncelikle çeşitli lineerleştirme teknikleri hakkında açıklamalar yapılmış, daha sonra ise ayrı ayrı olarak malzeme değişimleri ve geometri değişimleri bakımından lineer olmayan sistemler incelenmiştir. Bu açıklamalardan sonra malzeme ve geometri değişimleri bakımından lineer olmayan sistemlerin çözümü hakkında izlenmesi gereken yol açıklanmıştır. Bölümün sonunda ise, uzay çubuk sistemlerin matris deplasman yöntemiyle lineer olmayan hesabı için izlenmesi gereken yol açıklanmıştır.

Dördüncü bölümde ise CSI Sap2000 programı ile plastik şekildeğiştirmelerin yayılı olduğu sistemlerin çözümü hakkında bilgiler verilmiştir. Bu bölümde öncelikle malzemelerin lineer olmayan davranışlarının programa aktarılması, kesitlerin tanımlanması, sistemin modellenmesi ve yüklemelerin tanımlanması açıklanmıştır. Bölümün sonunda ise API kodlarının kullanımı ve bu çalışma kapsamında hazırlanan MS Excel şablonu açıklanmıştır.

Beşinci bölümde ise çalışma kapsamında gerçekleştirilen örnekler açıklanmıştır. Sayısal örneklerden, birinci örnekte daha önceden geliştirilen başka bir programla çözülen sistemin aynı koşullar altında Sap2000 programı ile çözümü gerçekleştirilmiş ve farklar incelenmiştir. İkinci örnekte ise daha önceden başlangıç kirişi tekniği ile lineer olmayan hesabı yapılan sistemin hazırlanan MS Excel şablonu ile başlangıç teğeti yöntemi kullanılarak lineer olmayan hesabı yapılmıştır. Üçüncü ve dördüncü örneklerde ise plastik mafsalları teorisi ile çözülen yapı sistemlerinin yayılı plastik şekildeğiştirme durumu için çözümleri yapılmıştır.

Altıncı bölüm ise, bu çalışmadan elde edilen sonuçları kapsamaktadır. Bu bölümde yapılan çalışmalardan elde edilen sonuçlar değerlendirilmiş ve çalışmanın olası genişleme alanları sunulmuştur.

NONLINEAR ANALYSIS OF STRUCTURAL SYSTEMS FOR THE CONDITION OF SPREAD PLASTIC DEFORMATION BY SAP2000

SUMMARY

For the purpose of this study, which is presented as a Master of Science thesis, the solutions of the nonlinear systems in terms of material and geometry are analysed with the Sap2000 program which is in frequent use in practice.

In the first chapter of thesis that is presented as six chapter, general information about the subject is given and the aim and the scope of the study is explained. In addition to this section, the linear and nonlinear behaviors of the structural systems are explained and the procedures followed in determining the collapse safety level of structures and the design of the structures for the collapse load are explained.

In the second chapter, the development of the internal force – deformation relationships are explained. In this chapter, the general information about the development of internal force – deformation relationships are given. Following that, the internal force – deformation relationships for ideal elastoplastic and reinforced concrete frames are developed. At the end of the chapter, the structural equations, which represent the internal force – deformation relationships approximately, are explained.

In the third chapter, information about the nonlinear systems in terms of material and geometry are given. Initially in this chapter, explanations are given for different linearization techniques. After these explanations, the procedures followed for determining the analyses of nonlinear systems with material and geometric nonlinearity are explained. At the end of the chapter, nonlinear analyses of 3d frames with matrix displacement method are explained.

In the fourth chapter, analyses of systems including distributed plastic deformations with the CSI Sap2000 program are explained. At first hand in this chapter, transferring the nonlinear behaviour of materials to the program defining the sections, modelling the system and defining the loads are explained. Moreover, at the end of the chapter, the use of API codes and MS Excel sheet which is prepared for this study are explained.

In the fifth chapter, the examples that are performed for this study are explained. In numerical examples, in the first example, the system which is solved with another program previously developed is solved with Sap2000 under the same conditions and the differences between the results are examined. In the second example, a system which is solved with the initial beam method is analyzed using the initial tangent method with prepared a MS Excel sheet. In the third and fourth examples, the nonlinear analyses of the structural systems which are solved with plastic hinge theory are performed under the distributed plastic deformations.

The sixth chapter covers the results of these studies. In this part, the results of the accomplished studies are reviewed and recommendations for future areas for research are made.

1. GİRİŞ

1.1 Konu

İnşaat mühendisliğinin önemli bir dalı olan yapı mühendisliğinde, günümüzde daha gerçekçi çözümlerin elde edilmesi, daha rasyonel ve ekonomik tasarımların yapılması giderek kolaylaşmaktadır. İnşaat teknolojilerinin ve malzeme biliminin gelişmesine paralel olarak, yapı malzemelerinin özellikle doğrusal – elastik sınırdan sonraki davranışlarının yakından izlenebilmesi, yapı sistemlerinin doğrusal olmayan teoriye göre hesabına ve bu teoriye dayanan tasarım ve değerlendirme yöntemlerinin gelişmesine katkıda bulunmaktadır. Yapı sistemlerinin, malzeme ve geometri değişimleri bakımından lineer olmayan teoriye göre hesabını öngören yöntemlerden yararlanarak, statik ve dinamik dış etkiler altında zorlanan yapıların kapasitelerinin en etkin bir biçimde kullanılabilmesi, yapıların gerçek davranışlarının yakından izlenebilmesi ve göçme güvenliklerinin belirlenmesi mümkün olmaktadır [1].

Bir yapı sisteminin dış etkiler altındaki davranışının lineer olmaması genel olarak iki sebepten kaynaklanmaktadır:

- a- Malzemenin lineer – elastik olmaması nedeniyle iç kuvvet – şekildeğiştirme bağıntılarının (bünye denklemlerinin) lineer olmaması,
- b- Geometri değişimlerinin etkisi nedeniyle denge denklemlerinin veya hem denge denklemlerinin hem de geometrik uygunluk koşullarının lineer olmaması.

Yüksek dayanımlı malzemelerin kullanılması ile narinleşen yapılarda yerdeğiştirmeler çok kere yeter derecede küçük değildir. Diğer taraftan, gerilmelerin orantı sınırına erişmesi yapının taşıma kapasitesinin sona erdiğini ifade etmemektedir. Çünkü, yapı orantı sınırına karşı gelen yüklerden daha büyük yükleri de taşıyabilir. Yükler artarak göçme yükü adı verilen bir sınır değere ulaşıncaya yapı göçer; yani kullanılamaz hale gelir. Göçme, yapı sisteminin burkulması, kırılması veya büyük yerdeğiştirme ve plastik şekildeğiştirmelerin (betonarme sistemlerde büyük çatlakların) meydana gelmesi şeklinde tanımlanmaktadır. Malzemenin orantı

sınırından sonraki taşıma kapasitesinin ve gerekli olan durumlarda geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisinin göz önüne alınması suretiyle hesaplanan göçme yükü ile orantı sınırına karşı gelen yük arasında sabit bir oran bulunmamaktadır. Bu nedenle, güvenlik gerilmesi esasına göre boyutlandırılan yapıların göçmeye karşı güvenlikleri sabit olmayıp sistemin geometri özellikleri, malzemenin mekanik özellikleri ve yükleme şekli gibi bazı etkenlere bağlıdır. Yapıların göçme yükü esasına göre boyutlandırılmaları ve boyutlandırılan bir yapının göçmeye karşı güvenliğinin belirlenmesi istendiğinde, lineer olmayan sistem davranışını içeren göçme yükünün hesaplanması gerekmektedir.

Malzemenin orantı sınırından sonraki davranışı gözönüne alınarak yapılan hesapta iç kuvvet- şekildeğiştirme bağıntıları lineer – elastik kabul edilememektedir. Diğer taraftan, geometri değişimlerinin yeter derecede küçük olmaması halinde, denge denklemleri ve geometrik uygunluk koşullarında lineer değildir. Her üç koşulunda lineer olmadığı bu sistemlere, genel anlamda *lineer olmayan sistemler* denir. Yer değiştirmelerin belirli değerlerden büyük olmasına izin verilmediği yapı sistemlerinde, çok kere geometri değişimlerinin geometrik uygunluk koşullarına etkisi terk edilebileceğinden bu bağıntılar lineer kabul edilebilirler.

Bir yapı sisteminde dış etkilerden oluşan iç kuvvet, şekildeğiştirme ve yerdeğiştirmelerin çözüm olabilmeleri için aşağıdaki üç koşulu sağlamaları gerekir [1];

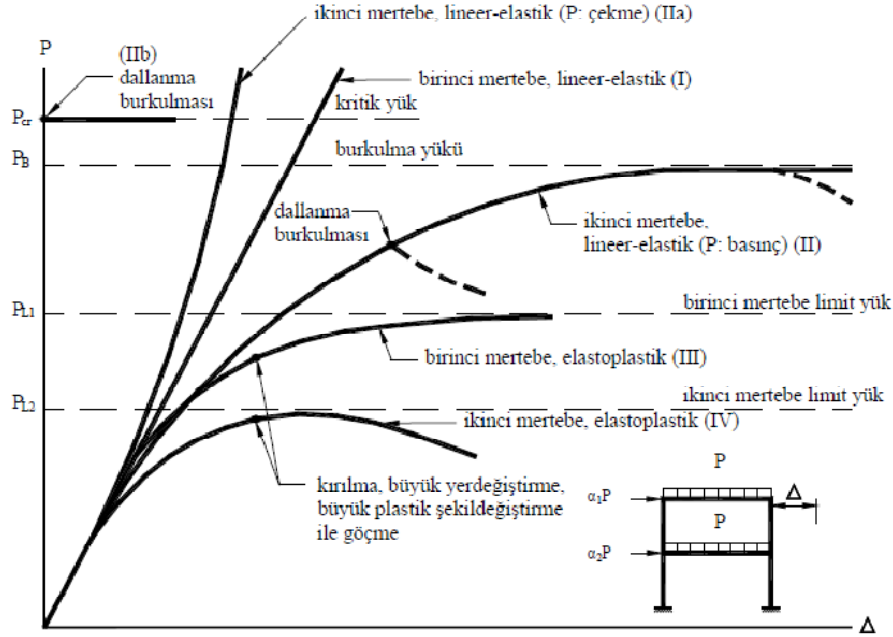
- a. denge denklemleri,
- b. iç kuvvet – şekildeğiştirme bağıntıları (bünye denklemleri),
- c. geometrik uygunluk koşulları.

Bilindiği gibi, malzemenin lineer olmayan davranışının göz önüne alındığı teoriye *elastoplastik teori*, denge denklemlerinin şekildeğiştirmiş eksen üzerinde yazıldığı teoriye *ikinci mertebe teorisi*, lineerliği bozan her iki etkinin birlikte gözönüne alındığı hesap yöntemine ise *ikinci mertebe elastoplastik teori* denilmektedir.

Aktif bir deprem kuşağı üzerinde yer alan ülkemizde, mevcut yapı sistemlerinin deprem performanslarının belirlenmesi ve performansa dayalı tasarımı her geçen gün önem kazanmakta, yapı sistemlerinin dayanım ve yerdeğiştirme performansının belirlenmesi ise, genel olarak, her iki bakımdan lineer olmayan sistem analizini gerektirmektedir [2].

1.2 Yapı Sistemlerinin Düşey ve Yatay Yükler Altındaki Davranışı

Düşey ve yatay yükler etkisindeki bir yapı sisteminin lineer ve lineer olmayan teorilere göre hesabı ile elde edilen yük parametresi – yerdeğiştirme ($P-\Delta$) bağıntıları Şekil 1.1 de şematik olarak gösterilmiştir.



Şekil 0.1 : Yük parametresi – yerdeğiştirme ($P-\Delta$) bağıntıları.

Malzemenin sınırsız olarak lineer – elastik kabul edildiği bir yapı sisteminin I. ve II. mertebe teorilerine göre hesabı ile elde edilen ($P-\Delta$) bağıntıları Şekil 1.1 de (I) ve (II) ile belirtilmişlerdir, ikinci mertebe teorisine göre hesapta, geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisi nedeniyle, artan yük parametresine daha hızla artan yerdeğiştirmeler karşı gelmektedir. Yük parametresi artarak P_B sınır değerine eşit olunca yerdeğiştirmeler sonsuza erişir ve sistem burkulur. Bu yüke *lineer – elastik burkulma yükü* denir [3].

Lineer olmayan malzemeden yapılmış sistemlerde, artan yüklerle birlikte iç kuvvetler de artarak bazı kesitler de lineer – elastik sınırı aşmakta ve bu kesitler dolayında plastik şekil değişimleri meydana gelmektedir. Kopma sırasında toplam şekil değişimlerinin, lineer şekil değişimlerine oranının büyük olduğu sünek malzemeden yapılmış sistemlerde, plastik şekil değişimlerinin plastik mafsalları (veya genel anlamda plastik kesit) adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde ise sistemin lineer – elastik davrandığı varsayılabilir [4].

Bununla beraber sistemin, dış etkiler altındaki gerçek davranışının daha yakından izlenmesi istendiğinde, lineer olmayan şekildeğıştirmelerin sistem üzerinde yayılı olduğunun gözönünde tutulması gerekmektedir [5].

Sistem üzerinde sürekli yayılı, lineer olmayan şekildeğıştirmelerin gözönüne alındığı bir yapı sisteminin I. Mertebe teorisine göre hesabında (Şekil 1.1 de (III) eğrisi), kesitlerden birinin taşıma kapasitesinin sona ermesi sistemin taşıma gücünü yitirdiğini ifade eder. Bu duruma karşı gelen P_{L1} yükü sistemin *elastoplastik taşıma gücü* olarak tanımlanır.

Lineerliği bozan her iki etkinin birlikte gözönüne alınması halinde, yani yapı sisteminin II. Mertebe elastoplastik teoriye göre hesabı ile elde edilen $P-\Delta$ bağıntısı Şekil 1.1 de (IV) eğrisi ile gösterilmiştir. Bu bağıntı ilk kritik kesitte lineer – elastik sınırın aşılmasına kadar (II) eğrisini izlemekte, daha sonra oluşan plastik şekildeğıştirmeler nedeniyle yerdeğıştirmeler daha hızlı olarak artmaktadır. Yükler artarak P_{L2} sınır değerine eşit olunca, $P-\Delta$ bağıntısı bir maksimumdan geçer. Yapının stabilite yetersizliği nedeniyle göçmesine neden olan bu yük parametresine *elastoplastik burkulma yükü* denir. Bazı hallerde, dış yükler yukarıda belirtilen sınır değerlere erişmeden önce, meydana gelen büyük yerdeğıştimeler, büyük plastik şekildeğıştirmeler ve betonarme sistemlerdeki büyük çatlaklar yapının göçmesine neden olabilmektedirler.

Özellikler betonarme yapılar gibi narinliği büyük olmayan yapı sistemlerinde, çok kere geometri değışimlerinin denge denklemlerine etkileri terk edilebilecek mertebede kalmakta veya küçük değerler almaktadır. Bu yapı sistemlerinin lineer olmayan teoriye göre hesabında birinci mertebe elastoplastik teorinin uygulanması, buna karşılık ikinci mertebe etkilerinin moment büyütme yöntemi veya benzeri yaklaşık yöntemlerle göz önüne alınması uygun olmaktadır.

1.3 Yapıların Göçme Güvenliklerinin Belirlenmesi

Yapı sistemlerinin dış yükler altındaki gerçek davranışının daha yakından izlenmesine olanak sağlayan lineer olmayan hesap yöntemlerinden uygulamada iki şekilde yararlanılabilmektedir.

1.3.1 Yapıların göçme yükü esasına göre boyutlandırılmaları

Yapı sistemlerinin göçme yükü esasına boyutlandırılmasında izlenen genel yol bir ardışık yaklaşım yöntemidir. Her adımı birbirlerini izleyen boyutlandırma ve sistem hesabı aşamalarından oluşan bu yöntemde, düşey ve yatay işletme yüklerinin bu yükler için öngörülen güvenlik katsayıları ile çarpımından oluşan hesap yükleri sistemin taşıma gücünü aşmayacak şekilde sistemin en kesitleri belirlenir. Ayrıca,

- i. hesap yükleri altında, sistemin göçmesine neden olabilecek büyük yerdeğiştirmelerin, büyük plastik şekildeğiştirmelerin ve betonarme yapılarda büyük çatlakların meydana gelmemesi,
- ii. işletme yükleri altındaki yerdeğiştirmelerin yönetmeliklerin öngördüğü sınır değerleri aşmaması ve gerilmelerin lineer – elastik sınırın altında kalması sağlanır.

1.3.2 Boyutlandırılan yapıların göçme güvenliklerinin belirlenmesi

Belirli bir yönteme ve yönetmeliğe göre boyutlandırılarak en kesitleri saptanan bir yapının göçme güvenliğinin belirlenmesi için önce lineer olmayan teoriye göre hesap yapılarak sistemin taşıma gücüne karşı gelen düşey ve yatay yükler belirlenir. Sonra bu yükler işletme yüklerine oranlanarak göçmeye ait düşey ve yatay yük parametreleri elde edilir. Daha bu değerler yönetmeliklerin öngördüğü güvenlik katsayıları ile karşılaştırılarak yapı güvenliği irdelenir.

Yapıların göçme güvenliği iki şekilde belirlenebilir.

- i. Boyutlandırılan yapı sistemi orantılı olarak artan düşey ve yatay yükler için hesaplanarak bu yükler için ortak göçme güvenliği belirlenir.
- ii. Önce düşey yükler, bu yükler için öngörülen bir güvenlik katsayısı ile çarpılarak sisteme etkitilir. Sonra sistem artan yatay yükler için hesaplanarak göçmeye ait yatay yük parametresi belirlenir. Böylece düşey yükler için öngörülen belirli bir güvenlik altında sistemin yatay yük taşıma kapasitesi elde edilir.

Büyük oranda yapı öz ağırlığından oluşan düşey yüklerin daha belirgin olduğu, buna karşılık rüzgar ve deprem gibi etkileri temsil eden yatay yüklerin değişme olasılığının göz önüne alındığında, (ii) paragrafında önerilen yolla hesaplanan göçme güvenliğinin daha gerçekçi olduğu görülmektedir.

1.4 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı

Bu çalışmanın amacı, malzeme ve geometri bakımından lineer olmayan sistemlerin, lineer olmayan şekildeğişirmelerin çubuklar üzerinde yayılı olduğu varsayımı altında, CSI Sap2000 programı ve API kodları kullanılarak, artan yükler altındaki davranışlarının incelenmesi ve limit yüklerinin hesabıdır.

Çalışmada izlenen yol aşağıdaki adımlardan oluşmaktadır:

1. İç kuvvet – şekildeğiştirme bağıntılarının irdelenmesi,
2. Malzeme bakımından lineer olmayan sistemlerin irdelenmesi,
3. Geometri bakımından lineer olmayan sistemleri irdelenmesi,
4. Her iki bakımdan da lineer olmayan sistemlerin irdelenmesi,
5. Sap2000 ve API kodları ile lineer olmayan sistemlerinin hesabının açıklanması,
6. Sayısal örnekler,
7. Sonuçların değerlendirilmesi.

şeklinde yazılabilir. Burada F_1 , F_2 , F_3 malzeme karakteristiklerine ve enkesit özelliklerine bağlı olarak belirlenen lineer olmayan fonksiyonları, t ve Δt sırasıyla kesite etkiyen düzgün ve farklı sıcaklık değişmelerini, d enkesit yüksekliğini, α_t sıcaklık genleşme katsayısını göstermektedir.

Elastik malzemeden yapılmış sistemlerde (2.1), (2.2), (2.3) kesit zorları ile şekildeğiştirmeler arasında birebir karşılık ifade ettiği halde, elastik olmayan malzemeden yapılmış sistemlerde bir iç kuvvet durumuna birden fazla şekildeğiştirme durumu karşı gelebilir.

Kesit zorlarının artarak belirli bir sınır duruma erişmesi halinde kırılma, akma veya büyük şekildeğiştirmeler nedeniyle kesitin taşıma gücü sona erer. Kesitin daha büyük kesit zorlarını taşıyamayacağını belirten bu durum, kısaca *kırılma* olarak tanımlanır. Kırılmaya karşı gelen kesit zorlarına da *kesitin taşıma gücü* adı verilir. Kırılma durumunu kesit zorlarına veya şekildeğiştirmelere bağlı olarak ifade eden

$$K_1(M, N, T) = 0 \quad \text{veya} \quad K_2\left(\frac{d\varphi}{ds}, \frac{du}{ds}, \frac{dv}{ds}\right) = 0 \quad (2.4)$$

bağıntılarına *kırılma (akma) koşulları* denmektedir.

Uygulamada çok kere karşılaşıldığı gibi, kayma şekildeğiştirmeleri eğilme ve uzama şekil değiştirmelerinin yanında terk edilir ve kesme kuvvetinin birim dönme ile birim boy değişmesine etkisi ihmal edilirse, iç kuvvet-şekil değiştirme bağıntıları

$$\frac{d\varphi}{ds} = \chi = F_1(M, N) + \frac{\alpha_t \Delta t}{d} \quad (2.5)$$

$$\frac{du}{ds} = \varepsilon = F_2(M, N) + \alpha_t t \quad (2.6)$$

$$\frac{dv}{ds} = \gamma = 0 \quad (2.7)$$

ve kırılma koşulu

$$K_1(M, N) = 0 \quad \text{veya} \quad K_2\left(\frac{d\varphi}{ds}, \frac{du}{ds}\right) = 0 \quad (2.8)$$

şeklini alır.

2.1.1 Özel haller

a- $M = 0$ hali:

Yalnız normal kuvvetin etkisindeki kesitlerde, iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntıları

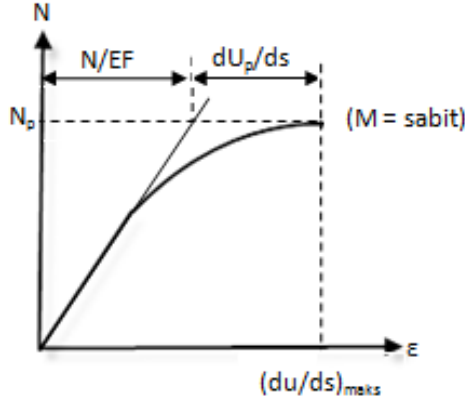
$$\frac{d\varphi}{ds} = \chi = 0 \quad (2.9)$$

$$\frac{du}{ds} = F_2(N) \quad (N \leq N_p) \quad (2.10)$$

kırılma koşulu da

$$N - N_p = 0 \quad \text{veya} \quad \frac{du}{ds} - \left(\frac{du}{ds}\right)_{maks} = 0 \quad (2.11)$$

şeklindedir. Burada N_p kesitin taşıyabileceği en büyük normal kuvveti, $(du/ds)_{maks}$ ise kabul edilebilen en büyük birim boy değişmesini göstermektedir (Şekil 2.2).



Şekil 2.2 : Normal kuvvet – birim boy değişmesi diyagramı.

N ile du/ds arasındaki bağıntının başlangıç teğeti ile ordinat ekseni ve eğri arasında kalan $(du/ds)_{el}$ ve $(du/ds)_p$ şekil değiştirmeleri lineer ve lineer olmayan şekil değiştirmeler adının alırlar. (2.10)'da birim boy değişmesinin lineer ve lineer olmayan bileşenleri yerine konur ve

$$\left(\frac{du}{ds}\right)_{el} = \frac{N}{EF} \quad (2.12)$$

olduğu göz önünde tutulursa

$$\frac{du}{ds} = \frac{N}{EF} + \left(\frac{du}{ds}\right)_p \quad (2.13)$$

elde edilir.

b- $N = 0$ hali:

Kesite etkiyen normal kuvvetin sıfır olması özel halinde, iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntıları

$$\frac{d\varphi}{ds} = \chi = F_1(M) \quad (M \leq M_p) \quad (2.14)$$

$$\frac{du}{ds} = 0 \quad (2.15)$$

şeklinde yazılabilir. Burada eğilme momentinden oluşan (du/ds) uzama şekildeğiştirmeleri terk edilmektedir. Yalnız eğilme momenti ile zorlanan kesitlerdeki kırılma koşulu ise,

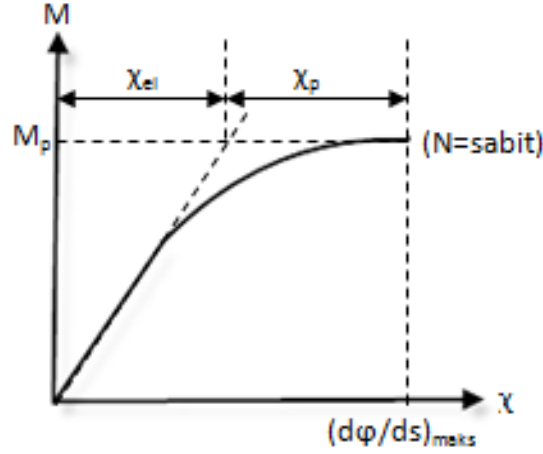
$$M - M_p = 0 \quad \text{veya} \quad \frac{d\varphi}{ds} - \left(\frac{d\varphi}{ds}\right)_{maks} = 0 \quad (2.16)$$

bağıntıları ile ifade edilir. Burada M_p kesitin taşıyabileceği en büyük eğilme momentini, $(d\varphi/ds)_{maks}$ ise ona karşı gelen en büyük birim dönmeyi göstermektedir.

Şekil 2.3 de görülen M - χ diyagramının başlangıç teğeti ile ordinat ekseni ve eğri arasında kalan χ_{el} , χ_p şekil değiştirmelerine sırasıyla lineer ve lineer olmayan eğilme şekildeğiştirmeleri (eğrilikler) denir. (2.14), eğriliğin lineer ve lineer olmayan bileşenleri cinsinden yazılır ve $\left(\frac{d\varphi}{ds}\right)_{el} = \frac{M}{EI}$ olduğu göz önünde tutulursa, M - χ bağıntısı için

$$\frac{d\varphi}{ds} = \chi = \frac{M}{EI} + \chi_p$$

elde edilir.



Şekil 2.3 : Eğilme momenti - eğrilik diyagramı.

Kırılma sırasındaki toplam şekildeğiştirmenin lineer şekildeğiştirmeye oranına *süneklilik (düktilite) oranı* denilmektedir. Bu oranın büyük değerleri kesitin süneklilik özelliğini, küçük değerleri ise gevreklik özelliğini ifade eder.

Normal kuvvetlerin N_p sınır değerine oranla küçük olduğu yapı elemanlarında normal kuvvet ile birim boy değişmesi arasındaki bağıntı lineer bölgede kalmakta, ayrıca normal kuvvetin eğilme momenti – eğrilik bağıntısına etkisi terk edilebilecek kadar küçük olmaktadır. Böyle hallerde iç kuvvet – şekildeğiştirme bağıntıları için, yaklaşık olarak

$$\frac{d\varphi}{ds} = \chi = F_1(M) + \frac{\alpha_t \Delta t}{d} \quad (2.17)$$

$$\frac{du}{ds} = \frac{N}{EF} + \alpha_t t \quad (2.18)$$

ifadeleri de kullanılabilmektedir.

2.1.2 İç kuvvet – şekildeğiştirme bağıntılarının elde edilmesi

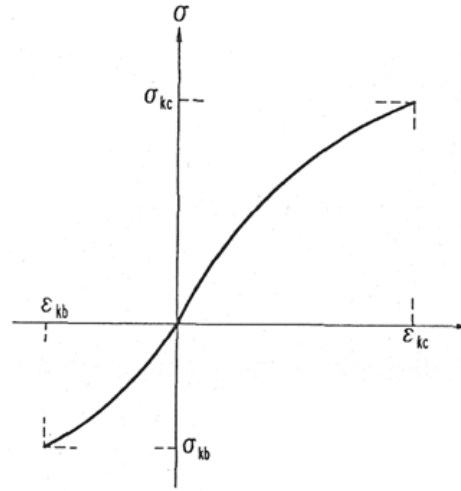
Aşağıda, lineer olmayan malzemeden yapılmış homojen kesitler için kesit zorları ile şekildeğiştirmeler arasındaki bağıntılar çıkarılacaktır [6]. Bağıntıların elde edilmesinde yapılan başlıca varsayımlar şunlardır:

- a- Çubuk elemanın en az bir simetri düzlemi vardır ve kesit zorları bu düzlemde etkilimaktadır.

b- Düzlem kesit şekil değiştirdikten sonra da düzlem kalmaktadır. (Bernoulli-Navier hipotezi)

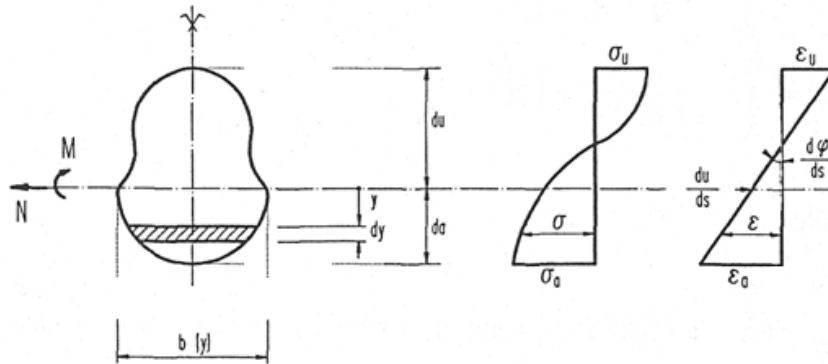
c- Çubuk elemanın iki boyutu, uzunluğunun yanında yeter derecede küçüktür. Dolayısıyla, kesme kuvvetinin eğilme ve uzama şekil değiştirmelerine etkisi terk edilebilmektedir.

σ - ε bağıntısı Şekil 2.4 de verilen, lineer olmayan malzemeden yapılmış bir kesitte M eğilme momenti ve N normal kuvvetinden meydana gelen ($d\phi/ds$) birim dönmesi ve (du/ds) birim boy değişmesi tayin edilecektir. σ - ε diyagramından görüldüğü gibi, malzemenin çekme ve basınç dayanımlarının birbirinden farklı olduğu hesaba katılmaktadır.



Şekil 2.4 : Lineer olmayan malzeme için σ - ε bağıntısı.

Kesit zorlarından dolayı, kesitte meydana gelen gerilme ve şekil değiştirme yayılışları Şekil 2.5 te gösterilmiştir.



Şekil 2.5 : Kesitteki gerilme ve şekil değiştirme yayılışları.

Kesite ait moment ve izdüşüm denge denklemleri

$$M = \int_{-du}^{da} \sigma y dF \quad (2.19)$$

$$N = \int_{-du}^{da} \sigma dF \quad (2.20)$$

şeklinde. Buradaki σ gerilmesi, ε boy değişmesine bağlı olarak $\sigma = \sigma(\varepsilon)$ fonksiyonu ile verilmiştir. Diğer taraftan kesitteki ε yayılışı doğrusaldır ve $(d\varphi/ds)$ birim dönmesi ile kesitin ağırlık merkezinden geçen yatay eksen üzerindeki (du/ds) birim boy değişmesine bağlı olarak

$$\varepsilon(y) = \frac{du}{ds} + \frac{d\varphi}{ds} y$$

şeklinde yazılabilir. $\varepsilon(y)$ boy değişmesinin yukarıdaki ifadesi $\sigma(\varepsilon)$ fonksiyonunda yerine konur ve dF alan elemanının $dF = b(y)dy$ olduğu göz önünde tutularak (2.19), (2.20) yeniden yazılırsa,

$$M = \int_{-du}^{da} \sigma \left(\frac{du}{ds} + \frac{d\varphi}{ds} y \right) b(y) y dy \quad (2.21)$$

$$N = \int_{-du}^{da} \sigma \left(\frac{du}{ds} + \frac{d\varphi}{ds} y \right) b(y) dy \quad (2.22)$$

elde edilir.

Kesit zorları ile şekildeğiştirmeler arasındaki bağıntıların sayısal olarak elde edilebilmesi için $(d\varphi/ds)$ ve (du/ds) şekildeğiştirmelerine çeşitli değerler verilerek yukarıdaki integrallerin doğrudan doğruya veya sayısal integrasyon yoluyla hesaplanması gerekmektedir.

Bazı özel malzemeler ve enkesit şekilleri için (2.19) ve (2.20)'deki $(d\varphi/ds)$ ve (du/ds) çözülerek, şekildeğiştirmeler ile kesit zorları arasındaki

$$\frac{d\varphi}{ds} = \chi = F_1(M, N) \quad (2.23)$$

$$\frac{du}{ds} = F_2(M, N) \quad (2.24)$$

kapalı bağıntıları doğrudan doğruya da tayin edilebilir.

M ve N nin artan değerleri için alt veya üst liflerdeki gerilmeler ve birim boy değişimleri artarak kendilerine ait sınır değerlere erişince, yani

$$\sigma_{maks} - \sigma_{k\varsigma} = 0, \left(\frac{du}{ds} + \frac{d\varphi}{ds} y \right)_{maks} - \varepsilon_{k\varsigma} = 0 \quad (2.25)$$

veya

$$\sigma_{maks} - \sigma_{kb} = 0, \left(\frac{du}{ds} + \frac{d\varphi}{ds} y \right)_{min} - \varepsilon_{kb} = 0 \quad (2.26)$$

koşullarından biri sağlanınca kesitin taşıma gücü sona erer. Kırılma olarak tanımlanan bu durumu gerilmeler ve birim boy değişimleri cinsinden ifade eden (2.25) ve (2.26) kesit zorlarına ve şekildeğiştirmelere bağlı olarak yazılırsa

$$K_1(M, N) = 0 \quad \text{veya} \quad K_2 \left(\frac{d\varphi}{ds}, \frac{du}{ds} \right) = 0 \quad (2.27)$$

kırılma (akma) koşulları elde edilir.

Kesite etkiyen eğilme momenti veya normal kuvvetin birinin sıfır olması özel hallerinde, (2.21) ve (2.22) sırasıyla

M=0 için;

$$N = \int_{-du}^{da} \sigma \left(\frac{du}{ds} \right) b(y) dy \quad (2.28)$$

N=0 için;

$$N = \int_{-du}^{da} \sigma \left(\frac{d\varphi}{ds} y \right) b(y) y dy \quad (2.29)$$

şeklini alırlar.

Yukarıda lineer olmayan malzemeden yapılmış kesitler için genel olarak çıkarılan iç kuvvet – şekildeğiştirme bağıntıları elastik sistemlerde birebir karşılık ifade ederler. Elastoplastik malzemeden yapılmış sistemlerde ise bir iç kuvvet durumuna birden fazla şekildeğiştirme durumu karşı geleceğinden, yüklemenin her küçük adımında, kesitteki gerilme yayılışına ait ε birim boy değişmelerinin bilinmeleri gerekmektedir. Ancak, yüklemenin başlangıcından itibaren kesit zorları daima aynı yönde değişiyorsa veya en azından bu koşul kesit zorlarının önemli olduğu bölgelerde sağlanıyorsa iç kuvvet – şekildeğiştirme bağıntısının yalnız yükleme eğrisini izleyeceği söylenebilir. Bu durumda, elastik sistemler için elde edilen bünye denklemleri yukarıdaki koşulları sağlayan elastoplastik sistemlere de uygulanabilmektedir.

2.2 İdeal Elastoplastik Malzemeden Yapılmış Çubuklar

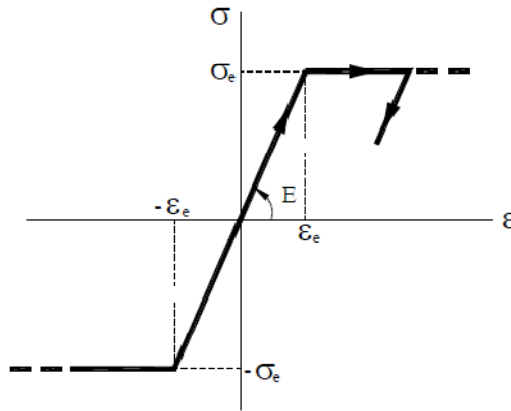
Bu bölümde, ideal elastoplastik malzemeden yapılmış çubuklarda kesit zorları ile şekildeğiştirmeler arasındaki bağıntılar ve akma koşulları elde edilecektir. Bağıntıların çıkarılması sırasında, Bölüm 2.1.2 deki genel varsayımlarla birlikte, ideal elastoplastik malzemenin tanımı uyarınca

a- $\sigma - \varepsilon$ diyagramının

OA: $0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_e$ için $\sigma = E\varepsilon$,

AB: $\varepsilon \leq \varepsilon_e \leq \infty$ için $\sigma = \sigma_e$ şeklinde iki doğru parçasından oluştuğu (Şekil 2.6),

b- çekme ve basınç yüklemeleri altında malzemenin aynı özellikleri gösterdiği göz önünde tutulacaktır.



Şekil 2.6 : İdeal elastoplastik malzemedeki $\sigma - \varepsilon$ bağıntısı.

2.2.1 Normal kuvvet etkisindeki çubuklar

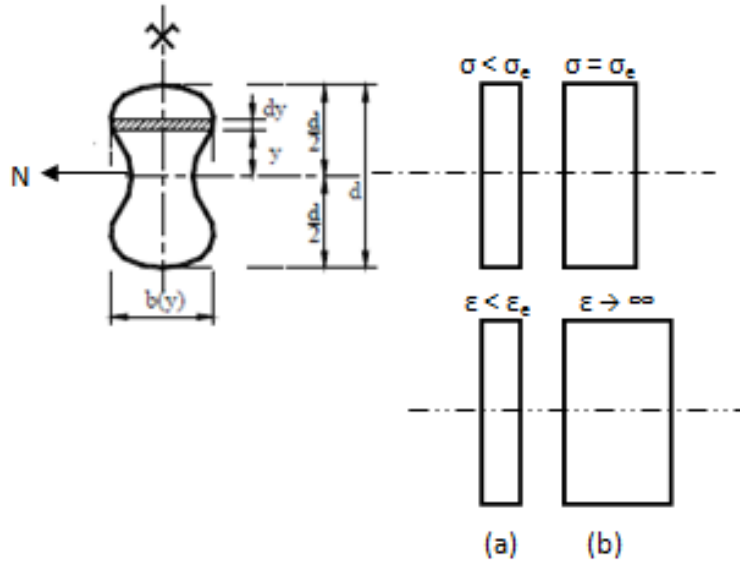
Yalnız normal kuvvet ile zorlanan kesitlerde sabit gerilme yayılımı meydana gelir (Şekil 2.7). Bu duruma ait izdüşüm denge denklemi

$$N = \int_{-du}^{du} \sigma dF = \sigma \int_{-du}^{du} dF = \sigma F \quad (2.30)$$

dir. Diğer taraftan, gerilmenin $\sigma \leq \sigma_e$ değerleri için birim boy değişmesi ile normal kuvvet arasında

$$\frac{du}{ds} = \frac{N}{EF} \quad (2.31)$$

bağıntısının yürürlükte olduğu lineer – elastik teoriden bilinmektedir.



Şekil 2.7 : Yalnız normal kuvvet etkisindeki kesitlerde gerilme ve şekildeğiştirme yayılışları.

Kesite etkiyen normal kuvvetin artan değerleri için gerilmeler de artarak $\sigma = \sigma_e$ sınır değerine erişince (du/ds) şekildeğiştirmesi sonsuza gider, yani kesit akar. Bu sınır durumu belirleyen akma koşullarının normal kuvvete ve birim boy değişmesine bağlı ifadeleri

$$N - N_p = 0 \quad , \quad \frac{du}{ds} - \infty = 0 \quad (2.32)$$

şeklindedir. Kesitin elastoplastik olarak taşıyabileceği en büyük N_p normal kuvveti, kesitin lineer – elastik olarak taşıyabileceği N_e normal kuvvetine eşittir ve

$$N_p = N_e = \sigma_e F \quad (2.33)$$

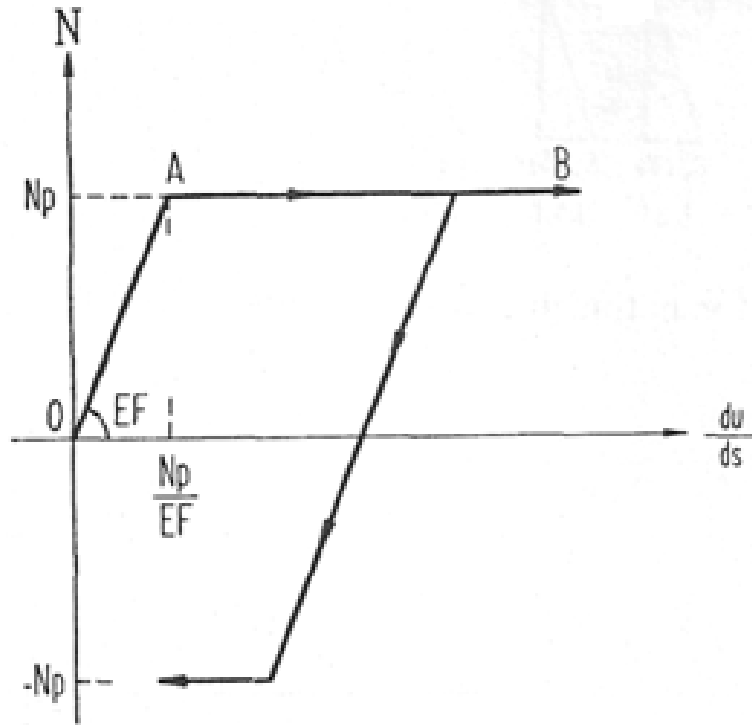
bağıntısı ile hesaplanır.

Yukarıdaki bilgilere dayanarak çizilen $(N-du/ds)$ diyagramı enkesit şeklinden bağımsızdır ve

$$OA: 0 \leq N \leq N_p \quad \text{için} \quad \frac{du}{ds} = \frac{N}{EF}$$

$$AB: N = N_p \quad \text{için} \quad \frac{N_p}{EF} \leq \frac{du}{ds} \leq \infty$$

şeklinde iki doğru parçasından oluşur (Şekil 2.8). Diyagramın boşaltma eğrisi $-N_p \leq N \leq N_p$ için OA doğrusuna, $N = -N_p$ için AB doğrusuna paraleldir.



Şekil 2.8 : İdeal elastoplastik malzemenin yapılmış kesitlerde $(N-du/ds)$ diyagramı.

2.2.2 Eğilme momenti etkisindeki çubuklar

Aşağıda, birbirine dik iki simetri düzlemi bulunan çubuklarda eğilme momenti ile eğrilik arasındaki bağıntılar elde edilecektir. Çubuğun yalnız bir simetri düzlemi bulunması halinde, Bölüm 2.2.3 te verilecek olan genel yolun izlenmesi gerekmektedir.

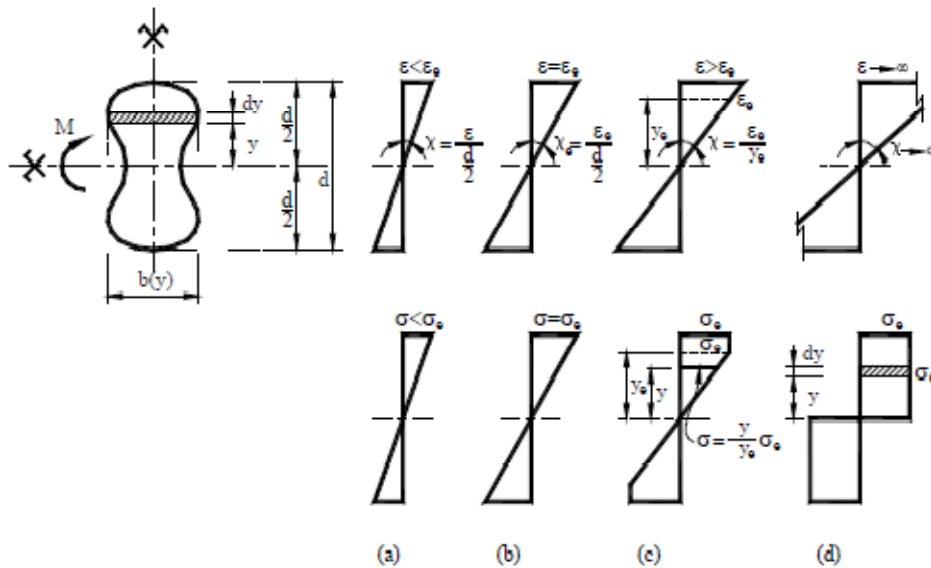
İki dik düzleme göre simetrik olan bir çubuk kesitinde eğilme momentinden oluşan gerilme ve birim boy değişmesi yayılışları Şekil 2.9 da verilmiştir.

Eğilme momentinin küçük değerleri için kenar liflerdeki gerilmeler σ_e akma gerilmesinden küçüktür (Şekil 2.9a).

Şekil değiştirmenin lineer – elastik olduğu bu durumda $M - \chi$ bağıntısı

$$\frac{d\varphi}{ds} = \chi = \frac{M}{EI} \quad (2.34)$$

şeklindedir.



Şekil 2.9 : Eğilme momentinden oluşan gerilme ve birim boy değişmesi yayılışları.

Eğilme momenti artarak $M = M_e$ olunca alt ve üst kenar liflerdeki gerilmeler σ_e sınır gerilmesine eşit olur (Şekil 2.9b). Burada M_e , kesitin lineer – elastik olarak taşıyabileceği en büyük eğilme momentidir ve W kesitin mukavemet momentini göstermek üzere

$$M_e = \sigma_e W \quad (2.35)$$

formülü ile hesaplanır. Eğilme momentinin daha büyük değerleri için kesitte plastik şekil değiştirmeler meydana gelir (Şekil 2.9c).

Bu duruma karşı gelen gerilme yayılımı

$$y < -\eta \text{ için } \sigma = -\sigma_e$$

$$-\eta \leq y < \eta \text{ için } \sigma = E\varepsilon(y)$$

$$y > \eta \text{ için } \sigma = \sigma_e$$

şeklindedir. ε birim boy değişmesinin

$$\varepsilon(y) = \frac{d\varphi}{ds} y \quad (2.36)$$

olduğu gözönünde tutularak, σ gerilmelerinin yukarıdaki değerleri

$$M = \int \sigma y dF = \int_{-\frac{d}{2}}^{\frac{d}{2}} \sigma b(y) y dy \quad (2.37)$$

denge denkleminde yerine konursa, eğilme momenti için

$$M = E \frac{d\varphi}{ds} \int_{-\eta}^{\eta} b(y) y^2 dy + 2\sigma_e \int_{\eta}^{\frac{d}{2}} b(y) y dy \quad (2.38)$$

bağıntısı elde edilir.

(2.38)'deki η , plastik şekildeğiştirmelerin başladığı liflerin kesitin ağırlık merkezinden geçen yatay eksene olan uzaklıklarını göstermektedir ve

$$\eta = \frac{\varepsilon_e}{\frac{d\varphi}{ds}} \quad (2.39)$$

formülü ile tayin edilir.

η nın (2.39)'daki değeri (2.38)'de yerine konulup integraller hesaplanır ve $d\varphi/ds$ yalnız bırakılırsa, kesitin elastoplastik şekil değiştirmesine ait $M-\chi$ bağıntısı

$$\frac{d\varphi}{ds} = \chi = F_1(M) \quad (M_e \leq M \leq M_p) \quad (2.40)$$

şeklinde elde edilir.

(2.40) geometrisi basit olan kesitler için tek bir fonksiyonla ifade edilebilmektedir. Kesitin geometrisini belirleyen parametrelerin çok sayıda olduğu hallerde ise bu bağıntının birden fazla fonksiyonla ifade edilmesi veya nokta nokta hesaplanması gerekebilir.

Kesite etkiyen eğilme momenti daha da artarak M_p sınır değere erişince χ eğriliği sonsuza ulaşır, yani kesit akar (Şekil 2.9d). Akma (kırılma) koşulunun eğilme momenti ve eğrilik cinsinden ifadesi

$$M - M_p = 0, \quad \frac{d\varphi}{ds} - \infty = 0 \quad (2.41)$$

şeklindedir. Kesitin elastoplastik olarak taşıyabileceği en büyük M_p eğilme momenti (2.38)'de $\eta = 0$ konarak

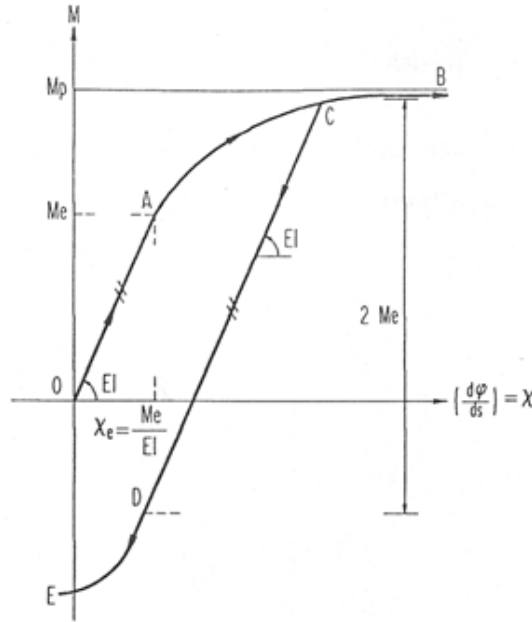
$$M_p = 2\sigma_e \int_0^{\frac{d}{2}} b(y)ydy = \sigma_e W_p \quad (2.42)$$

şeklinde hesaplanır. Burada W_p , çekme ve basınç bölgelerinin kesitin ağırlık merkezinden geçen yatay eksene göre statik momentleri toplamını gösterir ve *plastik mukavemet moment* adını alır.

İdeal elastoplastik malzemeden yapılmış kesitlere ait şematik $M - \chi$ diyagramı Şekil 2.10 da verilmiştir. Diyagramdan görüldüğü gibi, yükleme eğrisi OA doğru parçası ile AB eğrisinden oluşmaktadır.

Kesitin elastoplastik şekil değiştirmesine karşı gelen AB eğrisi $M = M_p$ doğrusuna asimptot olmaktadır. Diyagramın bir C noktasından sonra kesite ters yönde bir eğilme momenti etkilirse $M - \chi$ bağıntısı C - D - E boşaltma eğrisini izler.

Boşaltma eğrisi, $2M_e$ uzunluktaki C – D bölgesinde bir doğru parçası şeklindedir ve D noktasından sonra eğrisel olarak devam eder.



Şekil 2.10 : İdeal elastoplastik malzemeden yapılmış kesitler için şematik M- χ diyagramı.

İdeal elastoplastik malzemeden yapılmış bazı sistemlerde şekildeğiştirmelerin sonsuza kadar artmasına izin verilmeyebilir. Bu gibi hallerde, yukarıda elde edilen eğilme momenti – eğrilik bağıntısı aynen kullanılabilirle beraber, akma koşulunu

$$\frac{d\varphi}{ds} - \left(\frac{d\varphi}{ds}\right)_{maks} = 0 \quad (2.43)$$

şeklinde olduğu ve M – χ bağıntısının bu sınıra kadar yürürlükte olduğu gözönünde tutulur. Burada $(d\varphi/ds)_{maks}$ kabul edilebilen en büyük eğriliği göstermektedir. Kesitin taşıyabileceği en büyük eğilme momentinin değeri ise, (2.38)'de

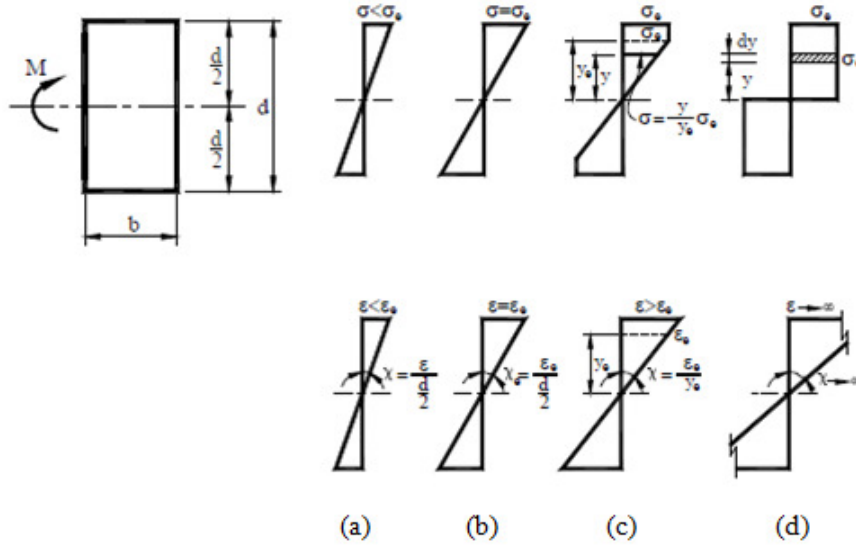
$$\frac{d\varphi}{ds} = \left(\frac{d\varphi}{ds}\right)_{maks} \quad ve \quad \eta = \frac{\varepsilon_e}{\left(\frac{d\varphi}{ds}\right)_{maks}} \quad (2.44)$$

konularak hesaplanabilir. Yukarıdaki kesit şeklinden bağımsız olarak elde edilen

M – χ bağıntısının ve akma koşulunun uygulamada çok kullanılan bazı kesit şekilleri için nasıl belirleneceği aşağıda incelenecektir.

2.2.2.1 Dikdörtgen kesitler

İdeal elastoplastik malzemeden yapılmış bir dikdörtgen kesitte, eğilme momentinden meydana gelen σ ve ε yayılışları Şekil 2.11 de görülmektedir.



Şekil 2.11 : İdeal elastoplastik malzemeden yapılmış dikdörtgen kesitte eğilme momentinden oluşan gerilme ve birim boy değışmesi yayılışları.

Eğilme momentinin küçük değeri için kenar liflerdeki gerilmeler σ_e akma gerilmesinden küçüktür. Dolayısıyla kesitin şekildeğıştirmesi lineer – elastiktir ve eğrilik için

$$\frac{d\varphi}{ds} = \chi = \frac{M}{EI} \quad (M \leq M_e) \quad (2.45)$$

bağıntısı yürürlüktedir. M_e elastik sınır momenti, dikdörtgen kesitler için

$$M_e = \sigma_e \frac{bd^2}{6} \quad (2.46)$$

formülü ile hesaplanır. $M > M_e$ için kesitin alt ve üst liflerinde plastik şekildeğıştirmeler oluşur. Bu duruma ait $M - \chi$ bağıntısını tayin etmek için, (2.38)'de

$$\eta = \frac{\varepsilon_e}{\chi}, \quad b(y) = b = \text{sabit}$$

yazılarak integraller hesaplanır ve

$M_e = \sigma_e \frac{bd^2}{6}$, $E = \frac{\sigma_e}{\epsilon_e}$ olduğu gözönünde tutulursa,

$$M = \frac{3}{2}M_e - \frac{1}{3}\sigma_e b \left(\frac{\epsilon_e}{\chi}\right)^2 \quad (2.47)$$

bulunur. Bu ifadede, ara işlemler yapılarak χ yalnız bırakılırsa, $M - \chi$ bağıntısı

$$\chi = \frac{M_e}{EI} \frac{1}{\sqrt{3 - 2 \frac{M}{M_e}}} \quad \left(M_e \leq M \leq \frac{3}{2}M_e \right) \quad (2.48)$$

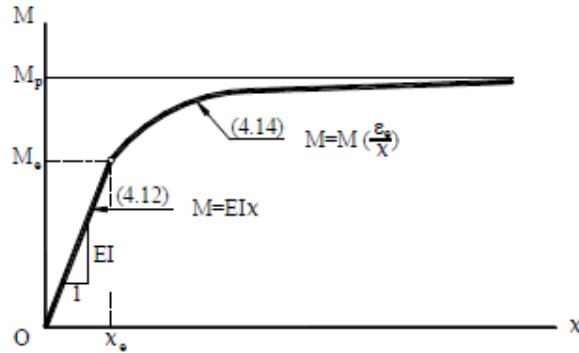
şeklini alır.

Eğilme momenti, plastik moment adı verilen

$$M_p = \frac{3}{2}M_e = \sigma_e \frac{bd^2}{4} \quad (2.49)$$

sınır değerine erişince $\chi \rightarrow \infty$ olur ve kesitin moment taşıma kapasitesi sona erer.

Yukarıda verilen (2.45) ve (2.48)'den yararlanarak çizilen $M - \chi$ diyagramı Şekil 2.12 de görülmektedir.



Şekil 2.12 : Dikdörtgen kesitlere ait $M - \chi$ diyagramı.

2.2.2.2 I kesitleri

Gövde levhası düzlemi içindeki eğilme momenti ile zorlanan, ideal elastoplastik malzemeden yapılmış simetrik I kesitli çubuklarda, $M - \chi$ bağıntısı birbirini izleyen üç bölgeden oluşmaktadır.

Şekildeğiştirmelerin lineer – elastik olduğu birinci bölgede (Şekil 2.13a)

$$\frac{d\varphi}{ds} = \chi = \frac{M}{EI} \quad (M \leq M_e) \quad (2.50)$$

$$M_e = \sigma_e W \quad (2.51)$$

şeklindedir.

Buradaki I ve W, enkesit boyutlarına bağlı olarak

$$I = \frac{1}{12} [bd^3 - (b - b_0)(d - 2t)^3] \quad (2.52)$$

$$W = \frac{2I}{d} \quad (2.53)$$

formülleri ile hesaplanır.

Yalnız alt ve üst başlıklarda plastik şekildeğiştirmelerin meydana geldiği ikinci bölge için

$$M = \int \sigma y dF \quad (2.54)$$

moment denge denklemi, enkesitin geometrisine ve Şekil 2.13b deki gerilme yayılışına bağlı olarak yazılır ve ara işlemler yapılırsa

$$M = M_e \left\{ \frac{\chi}{\chi_e} \left(1 - \frac{bd^2}{6W} \right) + \frac{bd^2}{4W} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\chi}{\chi_e} \right)^2 \right] \right\} \left(1 \leq \frac{\chi}{\chi_e} \leq \frac{\frac{d}{2}}{\frac{d}{2} - t} \right) \quad (2.55)$$

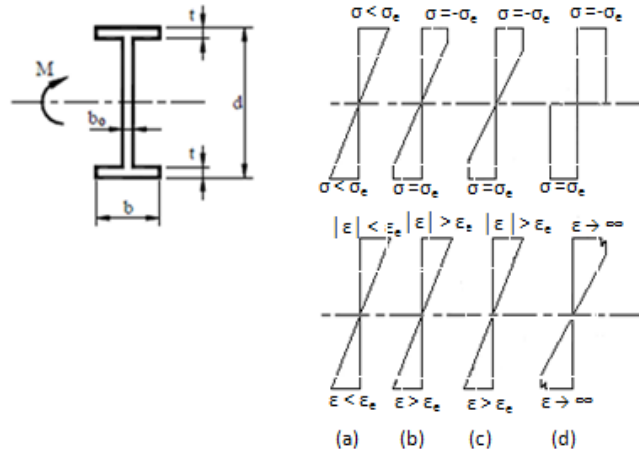
bağıntısı elde edilir. Burada χ_e , lineer – elastik sınıra ait birim dönmeyi göstermektedir ve

$$\chi_e = \frac{M_e}{EI} \quad (2.56)$$

şeklinde hesaplanır. (2.55)'de M eğilme momenti, χ eğriliğinin bir fonksiyonu olarak verildiğinden, belirli bir M değerine karşı gelen eğriliğin araştırma ile tayin edilmesi gerekebilir.

$$M = \frac{M_e}{1 - 2\frac{t}{d}} \left[1 - \frac{bt^2}{W} \left(1 - \frac{2t}{3d} \right) \right] \quad (2.57)$$

sınır değerine ulaşınca alt ve üst başlıklar tamamen plastik hale geçer ve (2.55) bağıntısının geçerlilik bölgesi sona erer. Eğilme momenti daha büyük değerler alırsa, plastik şekildeğiştirmeler gövde içinde yayılmaya devam eder. $M - \chi$ bağıntısının üçüncü bölgesini oluşturan bu durum için (Şekil 2.13c)



Şekil 2.13 : I kesitlerinde eğilme momentlerinden meydana gelen σ ve ε yayılışları.

$$\chi = \frac{M_e}{EI} \sqrt{\frac{b_0 d^2}{12W} \frac{M_e}{\frac{W_p}{W} M_e - M}} \quad (2.58)$$

elde edilir [8]. Buradaki W_p plastik momenti, I kesitleri için

$$W_p = \frac{1}{4} [bd^2 - (b - b_0)(d - 2t)^2] \quad (2.59)$$

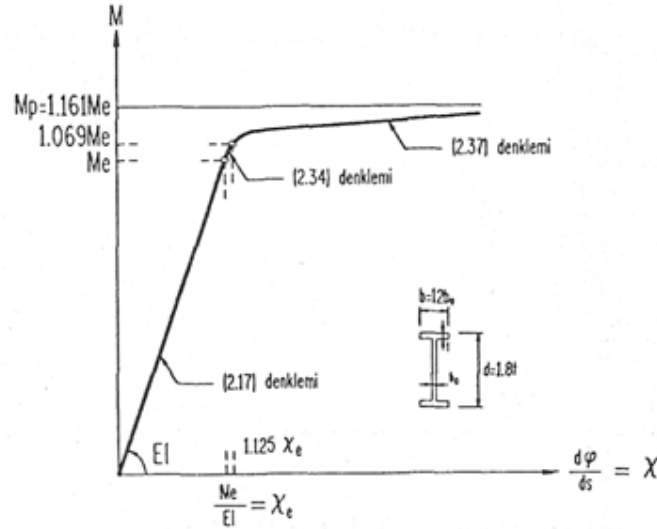
şeklinde hesaplanır.

(2.58)'den görülebileceği gibi, eğilme momenti

$$M_p = \frac{W_p}{W} M_e = \sigma_e W_p \quad (2.60)$$

plastik momentine eşit olunca $\chi \rightarrow \infty$ olur ve kesit akar (Şekil 2.13d).

Normal profil I kesitleri için (2.45), (2.55) ve (2.58)'den yararlanarak çizilen $M - \chi$ diyagramı Şekil (2.14) te verilmiştir.



Şekil 2.14 : Normal profil I kesitleri için $M - \chi$ diyagramı.

Kesitin elastoplastik ve lineer – elastik olarak taşıyabileceği en büyük eğilme momentlerinin oranını veren

$$f = \frac{M_p}{M_e} = \frac{W_p}{W} \quad (2.61)$$

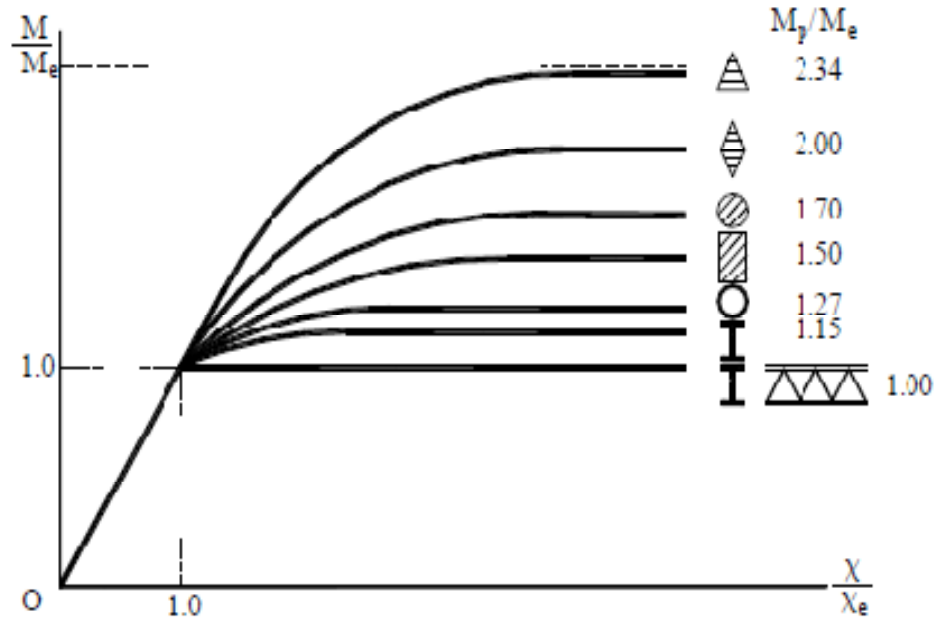
katsayısının normal profil I (NPI), normal profil U (NPU) ve geniş başlıklı I (HE-B) kesitleri için aldığı değerler Çizelge 2.1 de verilmiştir.

Çizelge 2.1 : NPI, NPU ve HE-B kesitleri için f değerleri.

Profil	d (mm)	$f=M_p/M_e = W_p/W$
NPI	80 – 300	1.16-1.17
	>300	1.17-1.18
NPU	80 - 300	1.19-1.20
	>300	1.22-1.25
HE-B	100-200	1.13-1.15
	220 - 500	1.11-1.12
	>500	1.13-1.15

2.2.2.3 Diğer kesit şekilleri

Uygulamada kullanılmakta olan bazı enkesit şekilleri için elde edilen $M - \chi$ diyagramları Şekil 2.15 de boyutsuz olarak verilmişlerdir.



Şekil 2.15 : Çeşitli enkesitlerde $M - \chi$ diyagramları.

2.2.3 Eğilme momenti ve normal kuvvet etkisindeki çubuklar

Eğilme momenti ve normal kuvvetin birlikte etkidiği, ideal elastoplastik malzemeden yapılmış çubuklarda, kesit zorlarının değerlerine bağlı olarak üç farklı gerilme yayılımı meydana gelebilir (Şekil 2.16).

Kesit zorlarının küçük değerleri için şekildeğiştirmeler lineer – elastiktir. Bütün liflerdeki gerilmelerin σ_e akma gerilmesine eşit veya daha küçük olduğu bu duruma ait iç kuvvet – şekildeğiştirme bağıntılar lineer – elastik teoriden bilindiği gibi

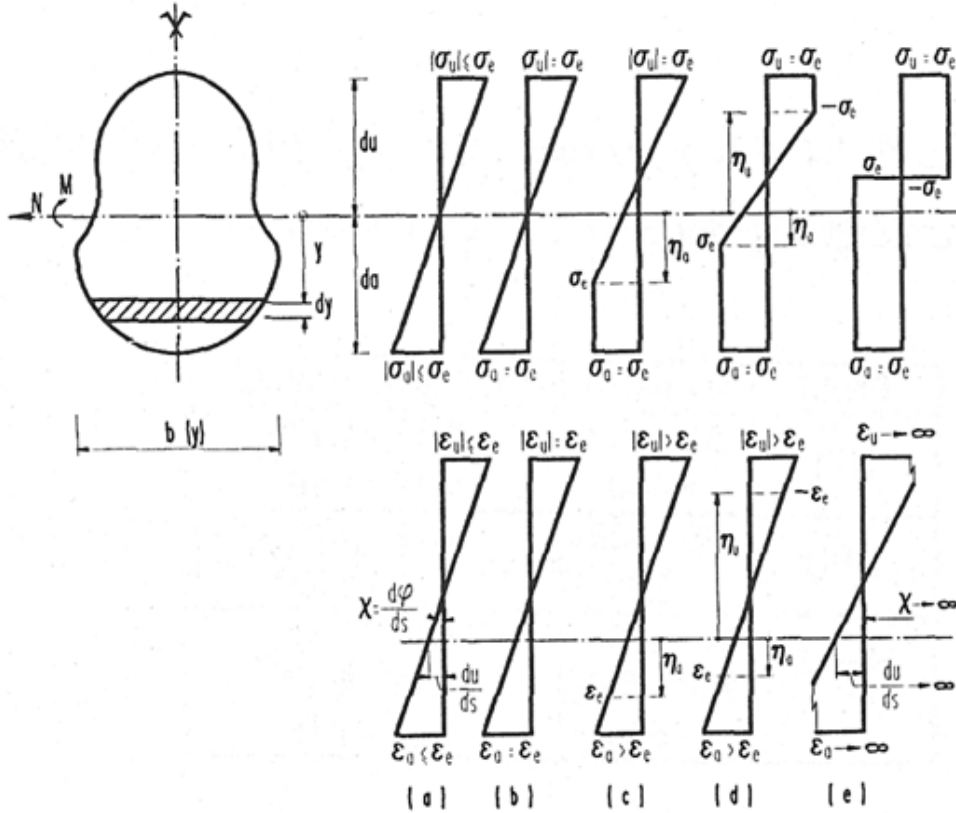
$$\frac{du}{ds} = \frac{N}{EF} \quad (2.62)$$

$$\frac{d\phi}{ds} = \chi = \frac{M}{EI} \quad (2.63)$$

şeklindedir. Eğilme momenti ve normal kuvvet artarak

$$\frac{N}{N_e} + \frac{M}{M_e} = 1 \quad (2.64)$$

bağıntısının tanımladığı sınır duruma erişince alt veya üst kenar liflerin birinde $\sigma = \sigma_e$ olur ve birinci gerilme yayılımı sona erer (Şekil 2.16).



Şekil 2.16 : Eğilme momenti ve normal kuvvetin birlikte etkidiği ideal elastoplastik malzemeden yapılmış kesitlerde gerilme ve birim boy değişmesi yayılışları.

Kesit zorlarının daha büyük değerleri için, önce alt veya üst kenar liflerin birinde, sonra her iki kenar lifte plastik şekildeğiştirmeler meydana gelir.

Bu iki duruma ait gerilme yayılışları, genel olarak

$$y < -\eta_u \quad \text{için} \quad \sigma = -\sigma_e$$

$$-\eta_u \leq y < \eta_a \quad \text{için} \quad \sigma = E\varepsilon(y)$$

$$y < \eta_a \quad \text{için} \quad \sigma = \sigma_e$$

şeklinde ifade edilirler. ε birim boy değişmelerinin

$$\varepsilon(y) = \frac{du}{ds} + \frac{d\varphi}{ds} y \quad (2.65)$$

olduğu göz önünde tutularak, σ nın yukarıdaki değerleri

$$N = \int \sigma dF = \int_{-d_u}^{d_a} \sigma b(y) dy \quad (2.66)$$

$$M = \int \sigma y dF = \int_{-d_u}^{d_a} \sigma b(y) y dy \quad (2.67)$$

izdüşüm ve moment denge denklemlerinde yerine konursa, kesit zorları için

$$N = -\sigma_e \int_{-d_u}^{-\eta_u} b(y) dy + E \int_{-\eta_u}^{\eta_a} \left(\frac{du}{ds} + \frac{d\varphi}{ds} y \right) b(y) dy + \sigma_e \int_{\eta_a}^{d_a} b(y) dy \quad (2.68)$$

$$M = -\sigma_e \int_{-d_u}^{-\eta_u} b(y) y dy + E \int_{-\eta_u}^{\eta_a} \left(\frac{du}{ds} + \frac{d\varphi}{ds} y \right) b(y) y dy + \sigma_e \int_{\eta_a}^{d_a} b(y) y dy \quad (2.69)$$

elde edilir. (2.68), (2.69)'daki η_u ve η_a , plastik şekildeğiştirmelerin başladığı üst ve alt liflerin, kesitin ağırlık merkezinden geçen yatay eksene olan uzaklıklarını göstermektedirler ve kesitin şekildeğiştirmelerine bağlı olarak

$$\eta_u = \frac{\varepsilon_e + \frac{du}{ds}}{\frac{d\varphi}{ds}}, \quad \eta_a = \frac{\varepsilon_e - \frac{du}{ds}}{\frac{d\varphi}{ds}} \quad (2.70)$$

formülleri ile tayin edilirler.

η_u ve η_a nın (2.70)'deki ifadeleri (2.68), (2.69)'daki yerlerine konarak integraller hesaplanır ve (du/ds) , $(d\varphi/ds)$ yalnız bırakılırsa kesitin elastoplastik şekil değiştirmesine karşı gelen

$$\frac{d\varphi}{ds} = \chi = F_1(M, N) \quad (2.71)$$

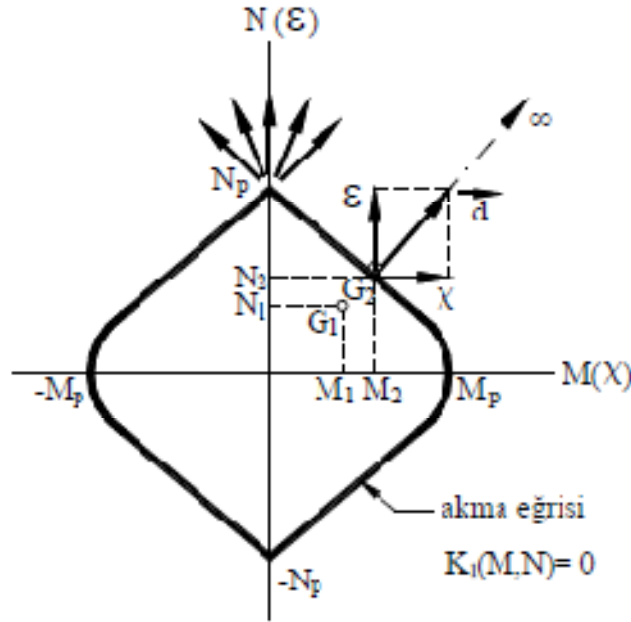
$$\frac{du}{ds} = F_2(M, N) \quad (2.72)$$

bağıntıları elde edilir. Kesit tesirleri daha da artarak $K_1(M,N)=0$ akma şartının belirlediği sınır değerlere eşit olunca şekildeğiştirmeler sonsuza ulaşır, yani kesit akar (Şekil 2.16e).

Kesite etkiyen normal kuvvetin veya eğilme momentinin sıfır olması özel hallerinde, (2.68), (2.69)'da sırasıyla $N=0$ veya $M=0$ yazılarak bu hallere ait iç kuvvet - şekildeğiştirme bağıntılarının elde edilebileceği açıkça görülmektedir.

Yukarıda elde edilen ifadelerde, eğilme momentinin alt liflerde uzama meydana getirecek yönde olduğu gözönünde tutulmuştur (Şekil 2.16).

Eğilme momentinin ters yönde etkimesi halinde, (2.68), (2.69) ve (2.70)'deki u ve a indisleri yerdeğiştirmekte ve y eksenini yön değiştirmektedir. İç kuvvet - şekil değiştirme durumlarının geometrik olarak gösterilimi için $M(d\phi/ds)$, $N(du/ds)$ dik koordinat sisteminden yararlanılır. Bu koordinat sisteminde (2.8) akma koşulu kapalı bir eğri göstermektedir (Şekil 2.17). Bu eğriye akma (kırılma) eğrisi adı verilir.



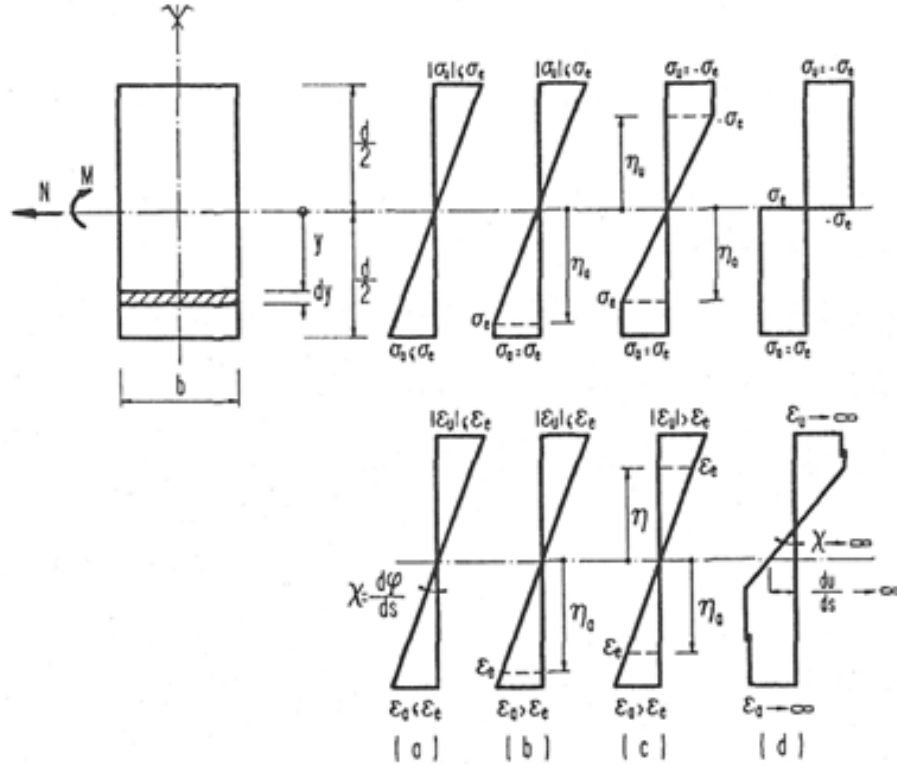
Şekil 2.17 : Akma eğrisi.

Verilen bir iç kuvvet durumu, koordinatları M ve N olan bir G noktası ile temsil edilir. G noktasının akma eğrisi içinde bulunması plastik şekildeğiştirmelerin sonlu olduğunu ifade eder. G noktası akma eğrisi üzerinde ise, kesitte sonsuz plastik şekil değiştirmeler meydana gelebilir. İç kuvvet durumunun akma eğrisinin dışına çıkması söz konusu değildir.

İdeal elastoplastik malzemeden yapılmış kesitlerde, akma eğrisi üzerindeki bir noktaya ait $\rightarrow \left(\frac{d\varphi}{ds}, \frac{du}{ds} \right)$ şekildeğiştirme vektörünün bu eğriye dik olduğu bilinmektedir [6].

2.2.3.1 Dikdörtgen kesitler

Bu bölümde, eğilme momenti ve normal kuvvet etkisindeki dikdörtgen kesitlere ait iç kuvvet – şekildeğiştirme bağıntıları elde edilmiştir. Bağıntılar elde edilirken, kesit zorlarının artan değerleri için, birbirinden farklı üç gerilme yayılımının meydana geldiği gözönünde tutulacaktır (Şekil 2.18).



Şekil 2.18 : Eğilme momenti ve normal kuvvet etkisindeki dikdörtgen kesitlerde $\sigma - \epsilon$ yayılışları.

Şekildeğiştirmelerin lineer – elastik olduğu birinci gerilme yayılışı için M ve N ile $d\varphi/ds$ ve du/ds arasında

$$\left. \begin{aligned} \frac{d\varphi}{ds} &= \chi = \frac{M}{EI} \\ \frac{du}{ds} &= \frac{N}{EF} \end{aligned} \right\} \quad \frac{M}{M_e} + \frac{N}{N_e} - 1 \leq 0 \quad (2.73)$$

bağıntıları yürürlüktedir (Şekil 2.18a).

Kenar liflerden birinde plastik şekildeğiştirmelerin başladığı ikinci durumda, kesite ait denge denklemleri

$$N = \int \sigma dF = N_e - \frac{1}{2} E \frac{d\varphi}{ds} b \left(\frac{d}{2} + \eta_a \right)^2 \quad (2.74)$$

$$M = \int \sigma y dF = \frac{1}{6} E \frac{d\varphi}{ds} b \left(\frac{d}{2} + \eta_a \right)^2 (d - \eta_a) \quad (2.75)$$

dır (Şekil 2.18b). Bu denklemlerde

$$\eta_a = \frac{\varepsilon_e - \frac{du}{ds}}{\frac{d\varphi}{ds}} \quad (2.76)$$

olduğu gözönünde tutularak $d\varphi/ds$ ve du/ds çözülürse

$$\chi = \frac{d\varphi}{ds} = \frac{4 M_e}{9 EI} \frac{\left(1 - \frac{N}{N_e}\right)^3}{\left(1 - \frac{N}{N_e} - \frac{M}{3M_e}\right)^2}, \quad \frac{M}{M_e} + \frac{N}{N_e} - 1 \geq 0 \quad (2.77)$$

$$\frac{du}{ds} = \frac{N_e}{EF} \left[1 - \frac{\frac{8}{9} \left(1 - \frac{N}{N_e}\right)^2 \left(1 - \frac{N}{N_e} - \frac{M}{2M_e}\right)}{\left(1 - \frac{N}{N_e} - \frac{M}{3M_e}\right)^2} \right], \quad \frac{M}{M_e} + \frac{N}{N_e} \left(2 \frac{N}{N_e} - 1\right) - 1 \leq 0 \quad (2.78)$$

bağıntıları elde edilir. Diğer kenar lifteki şekildeğiştirmelerin artarak akma sınırına erişmesi, yani

$$\varepsilon_u = \frac{du}{ds} - \frac{d\varphi}{ds} \frac{d}{2} = -\varepsilon_e \quad (2.79)$$

olması halinde ikinci gerilme yayılımı sona erer. (2.79)'deki $d\varphi/ds$ ve du/ds terimlerinin ifadeleri yerine konur ve gerekli kısaltmalar yapılırsa, (2.77) ve (2.78)'in uygulanabileceği üst sınırı veren

$$\frac{M}{M_e} + \frac{N}{N_e} \left(2 \frac{N}{N_e} - 1 \right) - 1 \leq 0 \quad (2.80)$$

bağıntısı bulunur. Kesit zorlarının daha büyük değerleri için her iki kenar lifte de plastik şekildeğıştirmeler oluşur (Şekil 2.18c). Bu gerilme yayılımı için

$$N = \int \sigma dF = -\sigma_e b (\eta_a - \eta_u) \quad (2.81)$$

$$M = \int \sigma y dF = \sigma_e b \left[\left(\frac{d^2}{4} - \eta_a^2 \right) + \frac{1}{3} (\eta_a + \eta_u) (2\eta_a - \eta_u) \right] \quad (2.82)$$

denge denklemlerinde η_u ve η_a nın

$$\eta_u = \frac{\varepsilon_e + \frac{du}{ds}}{\frac{d\varphi}{ds}}, \quad \eta_a = \frac{\varepsilon_e - \frac{du}{ds}}{\frac{d\varphi}{ds}} \quad (2.83)$$

değerleri yerine konarak $d\varphi/ds$ ve du/ds yalnız bırakılırsa

$$\chi = \frac{d\varphi}{ds} = \frac{M}{\sqrt{3EI}} \frac{1}{\sqrt{1 - \frac{2M}{3M_e} - \left(\frac{N}{N_e} \right)^2}}, \quad \frac{M}{M_e} + \frac{N}{N_e} \left(2 \frac{N}{N_e} - 1 \right) - 1 \geq 0 \quad (2.84)$$

$$\frac{du}{ds} = \frac{N_e}{\sqrt{3EF}} \frac{\frac{N}{N_e}}{\sqrt{1 - \frac{2M}{3M_e} - \left(\frac{N}{N_e} \right)^2}}, \quad \frac{2M}{3M_e} + \left(\frac{N}{N_e} \right)^2 - 1 \leq 0 \quad (2.85)$$

elde edilir.

(2.84), (2.85)'den görüldüğü gibi, kesit tesirleri artarak

$$\frac{2M}{3M_e} + \left(\frac{N}{N_e} \right)^2 = 1 \quad (2.86)$$

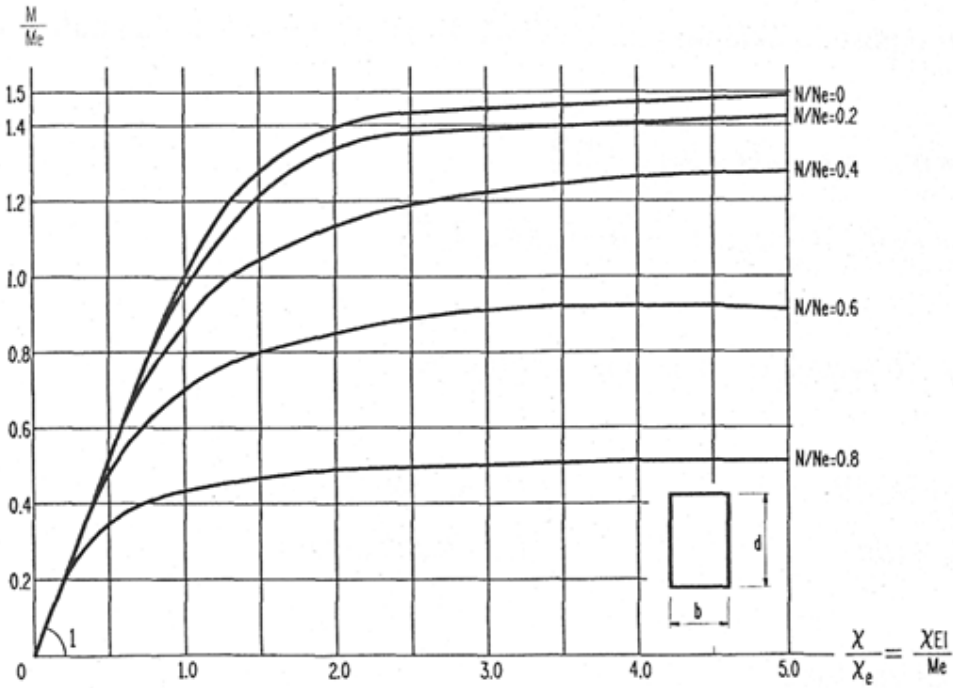
sınır değerine erişince şekildeğıştirmeler sonsuza gider ve kesit akar. Dikdörtgen kesitler için akma (kırılma) şartını ifade eden (2.86),

$$M_p = \frac{3}{2} M_e \text{ ve } N_p = N_e$$

olduğu gözönünde tutularak,

$$\frac{M}{M_p} + \left(\frac{N}{N_p} \right)^2 - 1 = 0 \quad (2.87)$$

şeklinde de yazılabilir. (2.73), (2.77), (2.78), (2.84) ve (2.85)'den yararlanarak çizilen $\chi = F_1(M, N)$ diyagramı Şekil 2.19 da görülmektedir.



Şekil 2.19 : İdeal elastoplastik malzemeden yapılmış dikdörtgen kesitlerde eğilme momenti, normal kuvvet – eğrilik bağıntısı.

2.2.3.2 I kesitleri

I kesitlerinde, kesitin geometrisini tanımlayan parametreler çok sayıda olduğundan, $d\phi/ds$ ve du/ds ile M ve N arasında kapalı bağıntılar elde edilmesi mümkün olamamaktadır. Bu nedenle iç kuvvet – şekildeğiştirme bağıntılarının nokta nokta çizilmesini sağlayan bir çizelge verilmiştir [7].

Akma Koşulunun Elde Edilmesi

I kesitlerinde kesit geometrisinin süreksiz olması nedeniyle, akma koşulu iki ayrı fonksiyonla ifade edilebilmektedir [8].

Normal kuvvetin küçük, eğilme momentinin büyük olduğu hallerde tarafsız eksen gövde üzerindedir. Bu durumda akma koşulunu gerçekleştiren kesit zorları, denge denklemlerinden

$$N = 2\sigma_e b_0 y_0 \quad (2.88)$$

$$M = \sigma_e \left[bt(d - t) + \frac{b_0}{4}(d - 2t)^2 - b_0 y_0^2 \right] \quad (2.89)$$

olarak bulunur. Burada y_0 tarafsız eksenin enkesit ağırlık merkezinden uzaklığını, b başlık genişliğini, d enkesit yüksekliğini, b_0 ve t ise sırasıyla gövde ve başlık kalınlıklarını göstermektedir. (2.88) ve (2.89)'un her iki tarafı sırasıyla

$$N_p = \sigma_e F = \sigma_e [2bt + b_0(d - 2t)] \quad (2.90)$$

$$M_p = \sigma_e W_p = \frac{1}{4} \sigma_e [bd^2 - (b - b_0)(d - 2t)^2] \quad (2.91)$$

terimlerine bölünerek boyutsuz hale getirilir ve

$$F_g = b_0(d - 2t) \quad (F_g : \text{gövde alanı})$$

$$F_b = 2bt \quad (F_b : \text{başlık alanı})$$

kısaltmaları yapılırsa

$$\frac{N}{N_p} = \frac{2b_0 y_0}{F} \quad (2.92)$$

$$\frac{M}{M_p} = 1 - \frac{4b_0 y_0^2}{2F_b(d - 1) + F_g(d - 2t)} \quad (2.93)$$

elde edilir. Bu ifadelerde y_0 yok edilerek bulunan

$$\frac{M}{M_p} + \left(\frac{N}{N_p} \right)^2 \left[\frac{1}{1 - \left(1 - \frac{F_g}{F} \right)^2 \left(1 - \frac{b_0}{b} \right)} \right] - 1 = 0 \quad , \quad \left(\frac{N}{N_p} \leq \frac{F_g}{F} \right) \quad (2.94)$$

bağıntısı, tarafsız eksenin gövde üzerinde bulunması haline ait akma koşulunu verir.

Bu bağıntının geçerliliği için

$$y_0 = \frac{N}{N_p} \frac{F}{2b_0} \leq \frac{d}{2} - t \quad (2.95)$$

olması, yani normal kuvvetin

$$\frac{N}{N_p} \leq \frac{F_g}{F} \quad (2.96)$$

koşulunu sağlaması gerekmektedir. Normal kuvvetin daha büyük değerleri için tarafsız eksen başlık üzerinde bulunur. Bu duruma karşı gelen kesit zorları

$$N = \sigma_e \left[F - 2b \left(\frac{d}{2} - y_0 \right) \right] \quad (2.97)$$

$$M = \sigma_e b \left(\frac{d^2}{4} - y_0^2 \right) \quad (2.98)$$

Burada gerekli kısaltmalar yapılır ve y_0 yok edilirse

$$\frac{M}{M_p} + \frac{\left(\frac{N}{N_p} \right)^2 - \left(1 - \frac{b_0}{b} \right) \left(\frac{N}{N_p} - \frac{F_g}{F} \right)^2}{1 - \left(1 - \frac{F_g}{F} \right)^2 \left(1 - \frac{b_0}{b} \right)} - 1 = 0 \quad , \quad \frac{N}{N_p} \geq \frac{F_g}{F} \quad (2.99)$$

akma koşulu elde edilir. Uygulamada, I kesitleri için (2.94) ve (2.99) akma koşulları yaklaşık olarak

$$\frac{N}{N_p} \leq 0.15 \quad \text{için} \quad \frac{M}{M_p} - 1 = 0 \quad (2.100)$$

$$\frac{N}{N_p} > 0.15 \quad \text{için} \quad \frac{M}{M_p} + \frac{\frac{N}{N_p} - 0.15}{0.85} - 1 = 0 \quad (2.101)$$

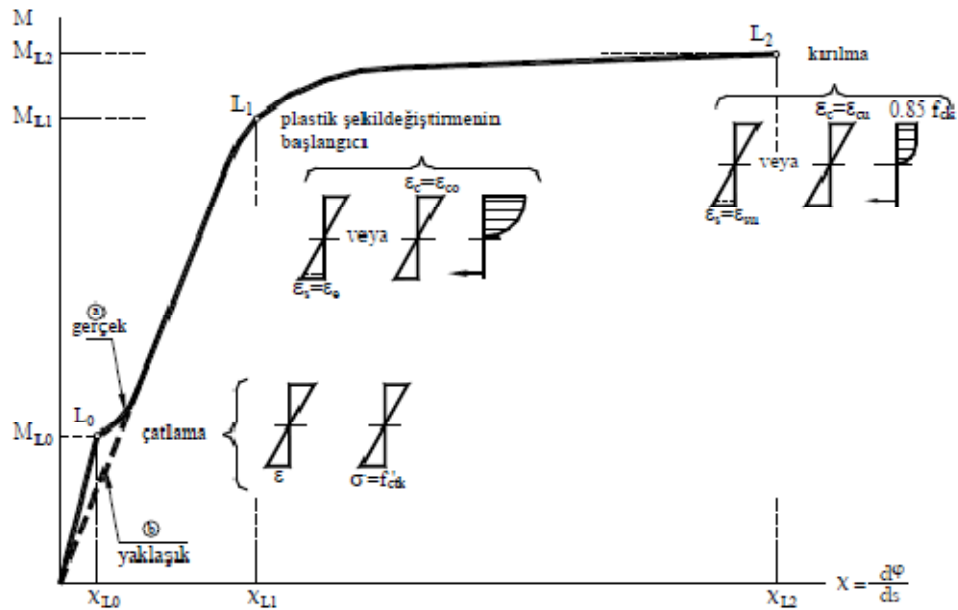
şeklinde iki doğru parçası ile ifade edilebilir.

2.3 Betonarme Çubuklar

2.3.1 Eğilme momenti etkisindeki betonarme çubuklar

Eğilme momenti ile zorlanan betonarme çubuk elemanlarda eğilme momenti – eğrilik bağıntısı üç ayrı bölgeden oluşmaktadır (Şekil 2.20). Bu bölgeleri sınırlandıran L_0 , L_1 ve L_2 noktalarına karşı gelen durumlar aşağıda açıklanmıştır.

L_0 : Betonarme kesitin dış çekme lifinde çatlakların başladığı durumdur. Dış çekme lifindeki normal gerilme betonun çekme dayanımına eşit olunca betonda çatlaklar meydana geldiği kabul edilmektedir.



Şekil 2.20 : Betonarme kesitlerde eğilme momenti – eğrilik bağıntısı.

Eğilme moment etkisindeki kesitlerde betonun çekme dayanımı

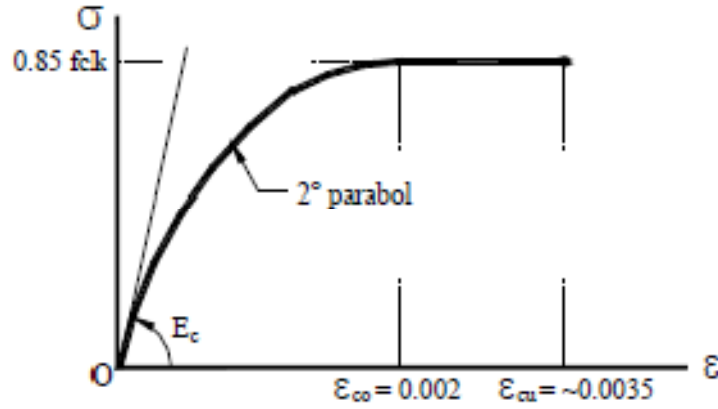
$$f_{ctk} = 0.7\sqrt{f_{ck}} \quad (2.102)$$

formülü ile hesaplanabilir. L_0 çatlama noktasına karşı gelen M_{L0} eğilme momentinin tayininde, beton kesitin homojen olduğu, şekil değiştirdikten sonra düzlem kaldığı kabul edilmekte ve betonun $\sigma - \varepsilon$ bağıntısı lineer – elastik olarak alınabilmektedir.

L_1 : Çekme donatısında veya betonun dış basınç lifinde plastik şekil değiştirmelerin başlamasına karşı gelir. Plastik şekil değiştirmelerin betonda $\varepsilon \approx 0.002$ değerinde, çelikte ise akma sınırında başladığı varsayılmaktadır. M_{L1} eğilme momentinin bulunmasında betonun çekme dayanımı hesaba katılmaz. Ayrıca kesitin düzlem

kaldığı ve beton için Şekil 2.21 de verilen $\sigma - \epsilon$ bağıntısının geçerli olduğu göz önünde tutulur.

L_2 : Eğilme momenti artarak kesitin taşıma gücü adı verilen $M_{L2} = M_P$ plastik moment değerine eşit olunca basınç bölgesindeki beton ezilerek kırılır veya çekme donatısı kopar.



Şekil 2.21 : Betonda $\sigma - \epsilon$ bağıntısı.

Eğilme momenti etkisindeki betonarme çubuk elemanlara ait iç kuvvet – şekil değiştirme bağıntılarının ve bu bağıntıları tanımlayan M_{L1} , M_{L2} , χ_{L1} , χ_{L2} değerlerinin nasıl belirleneceği [6] da ayrıntılı olarak açıklanmıştır.

2.3.2 Eğilme momenti ve normal kuvvet etkisindeki betonarme çubuklar

Eğilme momenti ve normal kuvvet etkisindeki betonarme çubuk elemanlara ait

$$\frac{d\varphi}{ds} = \chi = F_1(M, N) \quad (2.103)$$

$$\frac{du}{ds} = F_2(M, N) \quad (2.104)$$

iç kuvvet – şekildeğiştirme bağıntıları, basit eğilme halindeki $M - \chi$ bağıntısı gibi üç ayrı bölgeden oluşmaktadır. Bu bölgeleri sınırlayan L_0 , L_1 , L_2 noktalarının tanımları Bölüm 2.3.1 de açıklanmıştır.

Eğilme momenti ve normal kuvvet etkisindeki betonarme çubuk elemanlara ait iç kuvvet – şekildeğiştirme bağıntılarının ve taşıma gücünün nasıl elde edileceği [6] da ayrıntılı olarak açıklanmış ve dikdörtgen kesitlerde normal kuvvet oranının çeşitli değerleri için çizilen $M - \chi$ diyagramları verilmiştir.

2.4 Yaklaşık İç Kuvvet – Şekildeğiştirme Bağlıları

Lineer olmayan malzemeden yapılmış sistemlerin hesabında iç kuvvet – şekil değıştirme bağıntılarının yaklaşık olarak sürekli bir fonksiyonla ifade edilmesi istendiğinde, aşağıda verilen hiperbolik veya polinom bünye denklemlerinden yararlanılabilir.

2.4.1 Polinom bünye denklemi

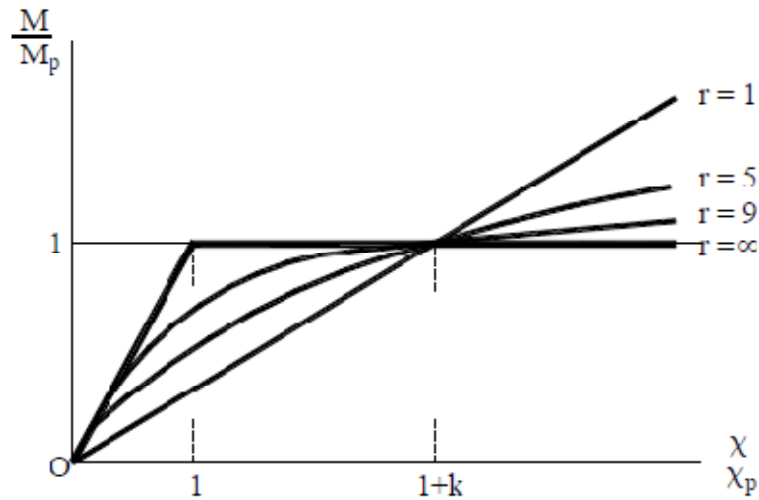
Lineer olmayan malzemeden yapılmış çubuk elemanlarda, eğilme momenti – eğrilik bağıntısı

$$\frac{\chi}{\chi_p} = \frac{M}{M_p} + k \left(\frac{M}{M_p} \right)^n \quad (n : \text{tek sayı}) \quad (2.105)$$

şeklinde verilen genelleştirilmiş bir Ramberg – Osgood polinomu ile yaklaşık olarak ifade edilebilmektedir [6]. Burada M_p kesitin elastoplastik olarak taşıyabileceğı en büyük eğilme momentini (plastik moment), χ_p de

$$\chi_p = \frac{M_p}{EI} \quad (2.106)$$

şeklinde tanımlanan bir birim dönmeyi göstermektedir. k ve n ise malzeme ve kesit özelliklerine bağılı olarak seçilen katsayılardır. (2.105)'de n katsayısına çeşitli değıerler vererek çizilen $M - \chi$ eğrileri Şekil 2.22 de verilmiştir.



Şekil 2.22 : Polinom eğilme momenti – eğrilik diyagramı.

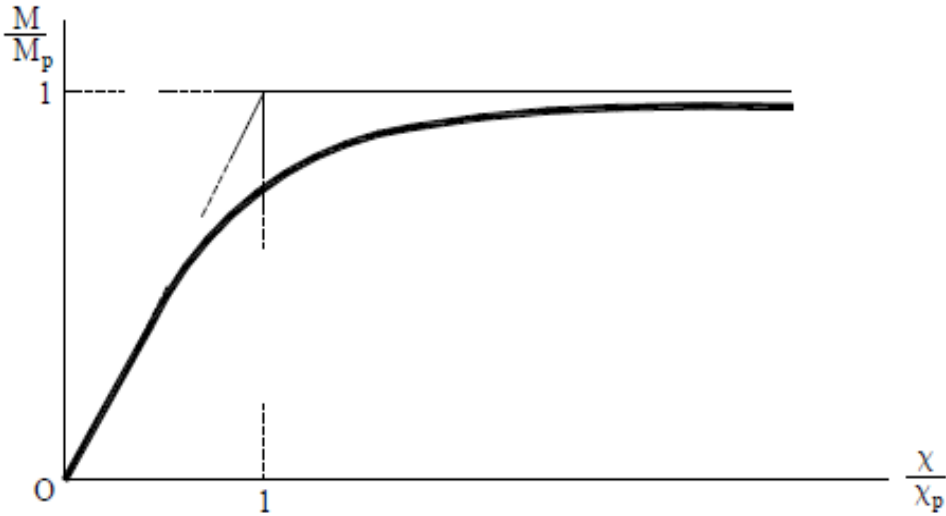
Sünek malzemeden yapılmış çubuk elemanlarda k katsayısının, ideal elastoplastik malzeme halinde ise hem k hem de n katsayılarının büyük değerler alacağı şekilden görülmektedir.

2.4.2 Hiperbolik bünye denklemi

Sünek malzemeden yapılmış çubuk elemanlarda, eğilme momenti – eğrilik bağıntısı

$$\frac{\chi}{\chi_p} = \operatorname{Arcth}\left(\frac{M}{M_p}\right) \quad (2.107)$$

şeklindeki bir hiperbolik fonksiyonla yaklaşık olarak ifade edilebilir (Şekil 2.23).

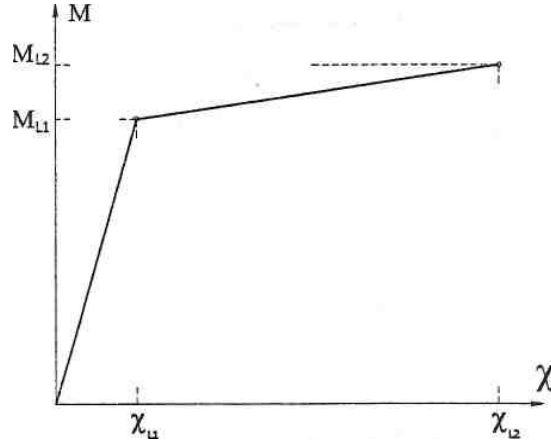


Şekil 2.23 : Hiperbolik bünye denklemi.

Şekil 2.23 den görüldüğü gibi, $M - \chi$ eğrisi $M = M_p$ yatay doğrusuna asimptot olmaktadır. Diğer taraftan, bu eğri ile M/M_p düşey ekseni ve eğrinin asimptotu arasında kalan alan sınırlıdır. Bu özellik, çubuk elemanın $M = M_p$ olan kesitindeki birim dönmenin sonsuz olmasına karşılık, bu kesit dolayındaki toplam şekildeğiştirmenin sınırlı kaldığını göstermektedir.

2.4.3 İki doğru parçasından oluşan bünye denklemi

İdeal elastoplastik veya pekleşen elastoplastik malzemeden yapılan homojen kesitli çubuklar ile betonarme çubuklara uygulanabilen idealleştirmiş bir bünye bağıntısı Şekil 2.24 de verilmiştir.



Şekil 2.24 : İki doğru parçasından oluşan bünye denklemi.

Diyagramı iki doğru parçasından oluşan ve

$$\frac{\chi}{\chi_{L1}} = \frac{M}{M_{L1}} \quad (0 \leq M \leq M_{L1}) \quad (2.108)$$

$$\frac{\chi - \chi_{L1}}{\chi_{L2} - \chi_{L1}} = \frac{M - M_{L1}}{M_{L2} - M_{L1}} \quad (M_{L1} \leq M \leq M_{L2}) \quad (2.109)$$

denklemleri ile tanımlanan bu bünye bağıntısında, M_{L1} ve χ_{L1} lineer – elastik sınıra karşı gelen eğilme momenti ve eğriliği, M_{L2} ve χ_{L2} ise kesitin taşıma gücünün sona erdiği eğilme momenti ve eğriliği göstermektedir.

2.4.4 Eğrilik – eğilme momenti, normal kuvvet bağıntısının yaklaşık olarak elde edilmesi

Bu bölümde, eğilme momenti ve normal kuvvet etkisindeki çubuk elemanlarda eğrilik ile kesit zorları arasındaki

$$\chi = f_N \left(\frac{M}{M_p}, \frac{N}{N_p} \right) \quad (2.110)$$

bağıntısının yaklaşık olarak tayini için bir yol açıklanmıştır [6].

Çubuk elemanın, $N = 0$ halindeki

$$\chi = f_0 \left(\frac{M}{M_p} \right) \quad (2.111)$$

bağıntısı ile eğilme momenti ve normal kuvvet arasındaki

$$K_1 \left(\frac{M}{M_p}, \frac{N}{N_p} \right) = 0 \quad (2.112)$$

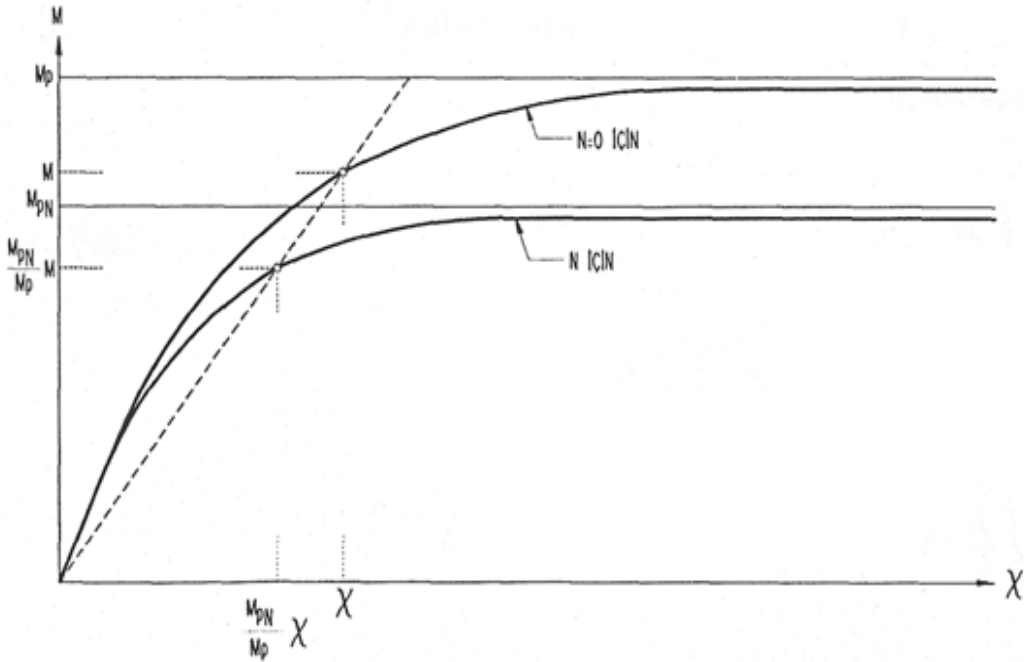
akma koşulunun bilindiği varsayılmaktadır.

Normal kuvvetin N değerine ait (2.110) ve $N = 0$ durumundaki (2.111)'in tanımladığı eğrilerin başlangıç noktasına göre homotetik olduğu yaklaşık olarak kabul edilebilir. Homoteti oranı ise eğrilerin asimptotlarının oranını veren M_{pN}/M_p değerine eşittir. Burada M_p , $N = 0$ halindeki plastik momenti, M_{pN} ise N normal kuvveti altında (2.112) akma koşulundan hesaplanan taşıma gücünü göstermektedir. Buna göre, N normal kuvveti altındaki eğrilik – eğilme momenti bağıntısı

$$\chi = \frac{M_{pN}}{M_p} f_0 \left(\frac{M}{M_{pN}} \right) \quad (2.113)$$

şeklinde elde edilir.

(2.111) ve (2.113) ile tanımlanan eğriler Şekil 2.25 üzerinde gösterilmişlerdir.



Şekil 2.25 : Eğrilik – eğilme momenti, normal kuvvet diyagramının yaklaşık olarak elde edilmesi.

3. MALZEME VE GEOMETRİ DEĞİŞİMLERİ BAKIMINDAN LİNEER OLMAYAN SİSTEMLERİN HESABI

Bu bölümde, malzeme ve geometri değişimleri bakımından lineer olmayan sistemlerin hesabı için geliştirilen bir ardışık yaklaşım yönteminin esasları ve uygulaması açıklanacaktır.

3.1 Varsayımlar

1. Sistem elastik malzemeden yapılmıştır. Bu tür malzemelerin, iç kuvvet – şekildeğiştirme bağıntısında birebir karşılık bulunmaktadır.
2. Kesme kuvvetinin eğilme momenti – eğrilik bağıntısına etkisi ihmal edilmiştir.
3. İkinci mertebe teorisine göre hesap yapılmaktadır. Buna göre, geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisi gözönüne alınmakta, geometrik uygunluk koşullarına etkisi ihmal edilmektedir.
4. Sistem lineer olmadığından süperpozisyon ilkesi geçerli değildir. Bu nedenle, sisteme etkiyen yüklerin aralarındaki oran sabit kalacak şekilde değiştikleri gözönünde tutulmuştur. Buna göre, sisteme etkiyen $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$ yükleri

$$Q_1 = \alpha_1 q, Q_2 = \alpha_2 q, \dots, Q_n = \alpha_n q \quad (3.1)$$

şeklinde bir q parametresine bağlı olarak ifade edilirler. Burada $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n$ yüklemenin şeklini tanımlayan sabit katsayılarıdır. Yüklemin şiddetini belirleyen q parametresine ise *yük parametresi* adı verilir.

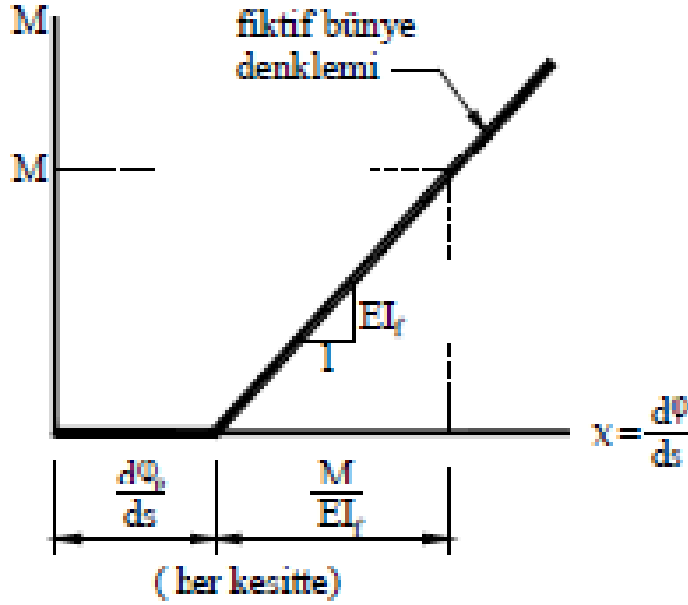
5. Sistemin şekildeğiştirmesi esnasında yüklerin doğrultularının değişmediği varsayılmaktadır.
6. Sistemin doğru eksenli çubuklardan meydana geldiği ve normal kuvvetin çubuk boyunca sabit kaldığı varsayılmıştır. Eğri eksenli çubuklar içermesi ve normal kuvvetin çubuk boyunca değişken olması durumlarında, sistem yukarıdaki koşulları sağlayan küçük parçalara ayrılarak idealize edilebilir.

3.2 Lineerleştirme Teknikleri

3.2.1 Fiktif bünye denklemi

Sistemin bütün kesitlerindeki bünye denklemlerinin Şekil 3.1 deki fiktif bünye denklemi gibi olması halinde, sistemin çözümü önceki bölümde açıklanan şekilde ve ardışık yaklaşıma gerek olmaksızın elde edilebilir. Çünkü, şekilden görüldüğü gibi, $(d\phi/ds)_p$ lineer olmayan şekildeğiştirmeleri sabittir ve kesit zorlarına bağlı değildir.

Bundan yararlanarak, sistemin her kesiti için, ardışık yaklaşımın her adımında bulunan şekildeğiştirmeye karşı gelen nokta dolaylarında gerçek bünye denklemine yakın herhangi bir fiktif bünye denklemi seçilerek hesap yapılabilir.



Şekil 3.1 : Fiktif bünye denklemi.

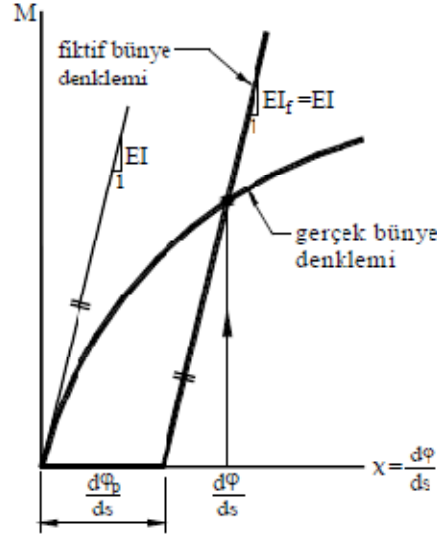
Fiktif bünye denklemi çeşitli şekillerde seçilebilir. Bunların başlıcaları

- Başlangıç teğeti tekniği,
- Başlangıç kirişi tekniği,
- Teğet tekniği,
- Kiriş tekniği,

Söz konusu lineerleştirme tekniklerinin esasları ve özellikleri aşağıda özetlenmiştir [9] [10].

3.2.2 Başlangıç teğeti tekniği

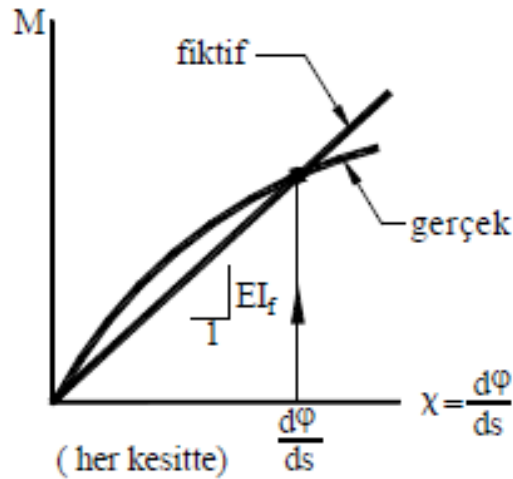
Fiktif bünye denklemi gerçek iç kuvvet – şekildeğiştirme bağıntısının başlangıç teğetine paralel olarak seçilir (Şekil 3.2). Her adımında sistem rijitlik ve dış yük matrisleri değişmez. Ancak $[P]_p$ plastik şekildeğiştirme matrisi her adımda yeniden hesaplanır. Yakınsaklık hızı düşüktür.



Şekil 3.2 : Başlangıç teğeti tekniği.

3.2.3 Başlangıç kirişi tekniği

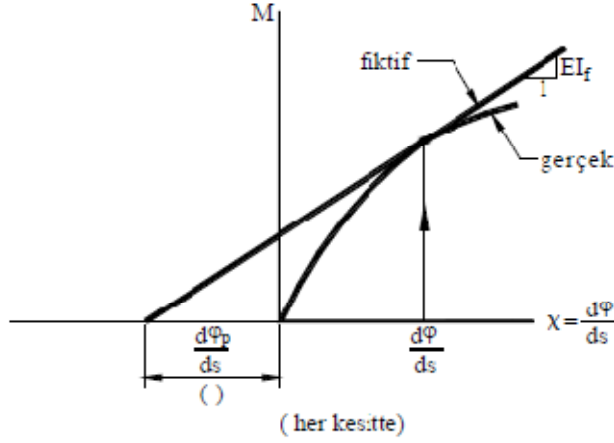
Fiktif iç kuvvet – şekildeğiştirme bağıntısı başlangıçtan geçen bir doğru olarak seçilir (Şekil 3.3). Sistem rijitlik ve dış yük matrisleri değişen rijitliklere göre her adımda yeniden hesaplanır. Buna karşılık $[P]_p = 0$ dır. Yakınsaklık hızı orta düzeydedir.



Şekil 3.3 : Başlangıç kirişi tekniği.

3.2.4 Teğet tekniği

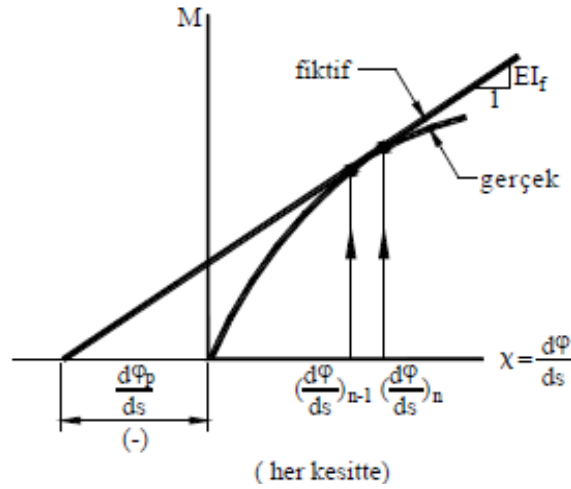
Fiktif bünye denklemi gerçek iç kuvvet – şekildeğiştirme bağıntısına söz konusu iç kuvvet durumu için teğet olacak şekilde seçilir (Şekil 3.4). Her adımda sistem rijitlik ve dış yük matrisleri ile $[P]_p$ matrisinin yeniden hesaplanması gerekir. Yakınsaklık hızı çok iyidir.



Şekil 3.4 : Teğet tekniği.

3.2.5 Kiriş tekniği

Fiktif iç kuvvet – şekildeğiştirme bağıntısı, ardışık iki adımda gerçek iç kuvvet – şekildeğiştirme bağıntısı üzerinde elde edilen iki noktadan geçen bir kiriş olarak seçilir (Şekil 3.5). Teğet tekniği gibidir. Ancak teğet aranması gerekmez. Yakınsaklık hızı çok iyidir.



Şekil 3.5 : Kiriş tekniği.

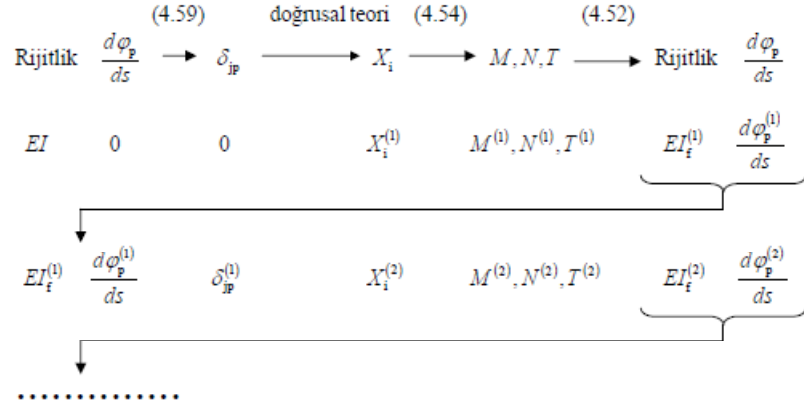
3.3 Malzeme Bakımından Lineer Olmayan Sistemler

3.3.1 Lineer olmayan şekildeğiştirmelerin sistem üzerinde yayılı olması durumu

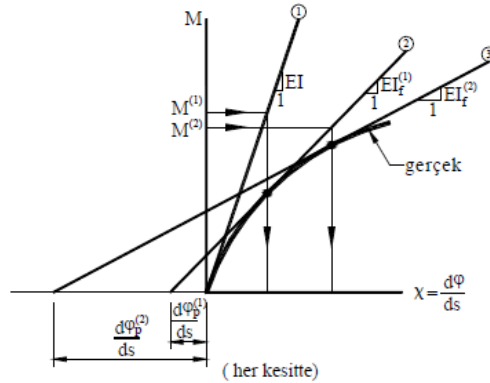
3.3.1.1 Hesapta izlenen yol

Malzeme bakımından lineer olmayan şekildeğiştirmelerin sistem üzerinde sürekli olarak yayıldığı yapı sistemlerinin hesabı için bir ardışık yaklaşım yöntemi uygulanabilir. Bunun için, ardışık yaklaşımın her adımında sistem doğrusal teoriye göre hesaplanır. Ancak her adımda, bir önceki adımda elde edilen şekildeğiştirme durumu dolaylarında bünye bağıntıları lineerleştirilir.

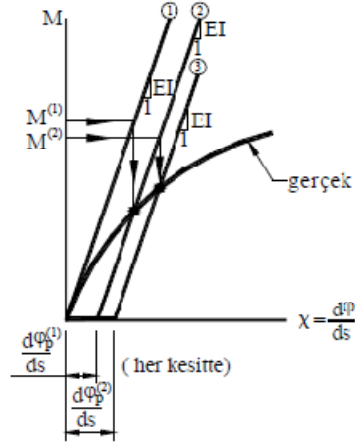
Bunun için, lineerleştirme tekniklerinden biri ile bir sonraki adıma ait EI_f rijitlikleri ile $d\varphi_p/ds$ lineer olmayan şekildeğiştirmeleri her kesitte ayrı ayrı hesaplanır. Örneğin teğet tekniğinin uygulanması halinde (Şekil 3.6), hesapta izlenen yol aşağıda şematik olarak gösterilmiştir.



Ardışık iki adımda bulunan sonuçlar birbirine yeter derecede yakın olunca hesaba son verilir.



Şekil 3.6 : Teğet tekniğinin uygulanması.



Şekil 3.7 : Başlangıç teğeti tekniğinin uygulanması.

3.3.2 Lineer olmayan şekildeğiştirmelerin belirli kesitlerde toplandığının varsayılması durumu

Malzeme bakımından lineer olmayan sünek yapı sistemlerinde, plastik şekildeğiştirmelerin plastik mafsalları adı verilen belirli kesitlerde toplandığı varsayılabilir. Böylece, doğrusal olmayan bünye denklemlerinin tüm sistem için kullanılması zorunluluğu ortadan kaldırılmış ve çözümün elde edilmesi daha pratik ve hızlı bir biçimde sağlanmış olur.

3.3.2.1 Plastik mafsalları hipotezi

Yeterli düzeyde sünek davranış gösteren çelik ve betonarme sistemlerde plastik mafsalları varsayımı yapılarak sistem hesapları önemli ölçüde kısaltılabilir.

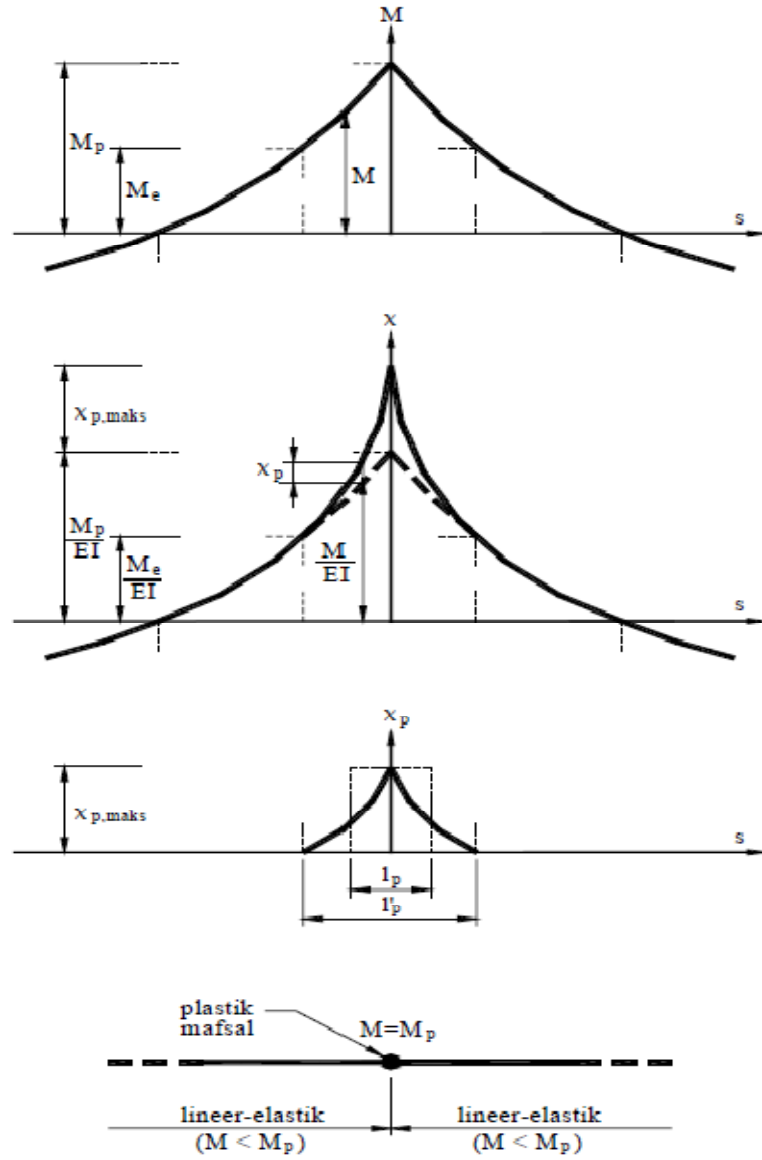
Toplam şekildeğiştirmelerin doğrusal şekildeğiştirmelere oranı olarak tanımlanan süneklilik oranının büyük olduğu ve lineer olmayan şekildeğiştirmelerin küçük bir bölgeye yayıldığı sistemlerde, lineer olmayan eğilme şekildeğiştirmelerinin plastik mafsalları adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunu dışındaki bölgelerde sistemin lineer – elastik davrandığı varsayılabilir.

Plastik mafsalları hipotezinde, çubuk eleman üzerinde l_p' uzunluğundaki bir bölgeye yayılan lineer olmayan şekil değiştirmelerin,

$$\varphi_p = \int_{l_p'} \chi_p ds$$

şeklinde, plastik mafsalları olarak tanımlanan bir noktada toplandığı varsayılmaktadır.

Burada φ_p plastik mafsalları dönmesi olarak tanımlanır.



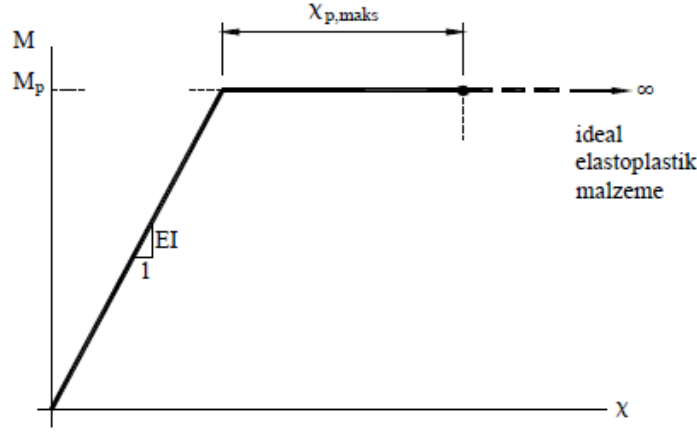
Şekil 3.8 : Doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler.

Plastik mafsal hipotezinin uygulanması, gerçek eğilme momenti – eğrilik bağıntısının

$$M \leq M_p \quad \text{için} \quad \chi = \frac{M}{EI} \quad (3.2)$$

$$M = M_p \quad \text{için} \quad \chi \rightarrow \chi_{p,maks} \quad (3.3)$$

şeklinde iki doğru parçasından oluşacak şekilde idealleştirilmesine karşı gelmektedir (Şekil 3.9).



Şekil 3.9 : İdealleştirilmiş moment – eğrilik bağıntısı.

Artan dış yükler altında plastik mafsalin dönmesi artarak *dönme kapasitesi* adı verilen sınır değere eşit olunca, oluşan büyük plastik şekildeğiştirmeler nedeniyle kesit kullanılmaz hale gelebilir. Yapı sisteminin bir veya daha çok kesitindeki plastik mafsal dönmelerinin dönme kapasitesine ulaşması ise, yapının tümünün kullanılmaz hale gelmesine, diğer bir deyişle göçmesine neden olmaktadır.

Dönme kapasitesi

$$maks\varphi_p = \int_{l_p} \chi_p ds \quad (\chi \rightarrow \chi_{p,maks})$$

şeklinde, eğilme momentinin şekline ve $M - \chi$ bağıntısına bağlı olarak belirlenir.

Plastik mafsal hipotezinin esasları

- 1- Bir kesitte eğilme momenti artarak M_p plastik moment değerine eşit olunca, o kesitte bir plastik mafsal oluşur. Daha sonra, kesitteki eğilme momenti $M = M_p$ olarak sabit kalır ve kesit serbestçe döner. Plastik mafsaldaki φ_p plastik dönmesi artarak $maks\varphi_p$ dönme kapasitesine erişince, oluşan hasar nedeniyle kesit kullanılamaz hale gelir.
- 2- Plastik mafsallar arasında sistem doğrusal – elastik olarak davranır.
- 3- Kesite eğilme momenti ile birlikte normal kuvvetin de etkimesi halinde, M_p plastik momenti yerine, kesitteki N normal kuvvetine bağlı olarak akma koşulundan bulunan indirgenmiş plastik moment değeri (M_p') değeri esas alınır.

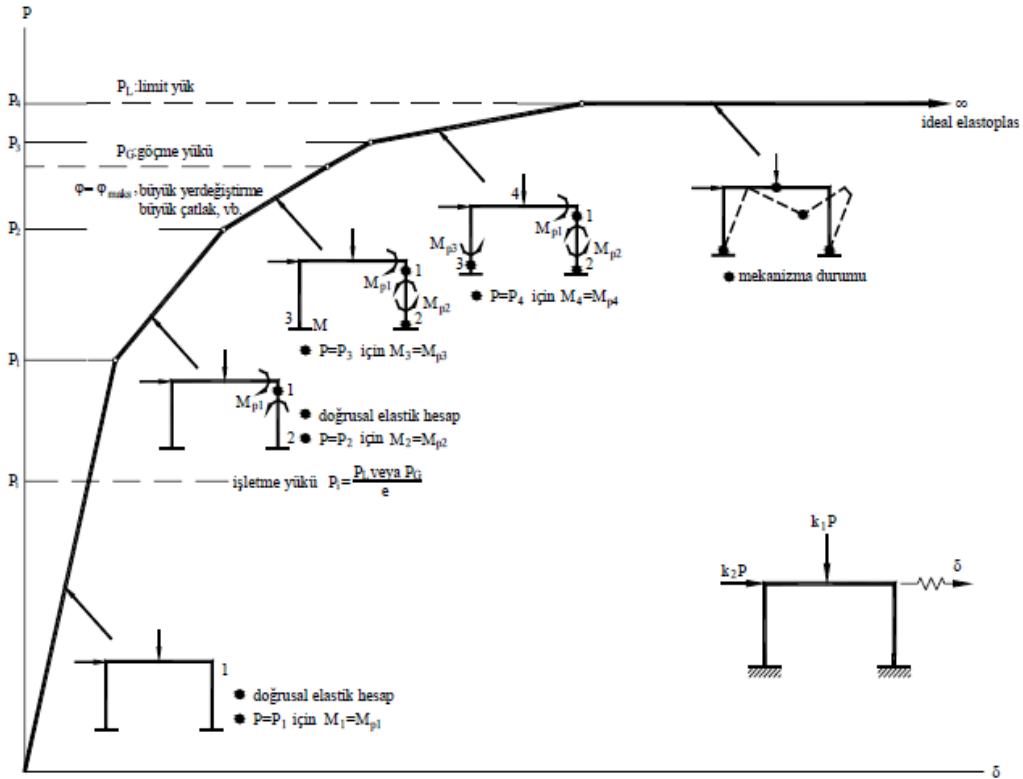
3.3.2.2 Yük artırımı yöntemi

Plastik mafsal hipotezinin geçerli olduğu bir yapı sisteminin artan dış yükler altındaki davranışı aşağıdaki Şekil 3.10 üzerinde açıklanmıştır.

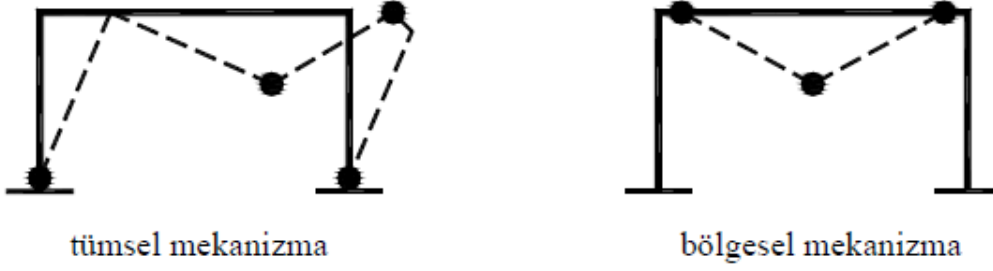
Artan dış yükler altında, her plastik mafsallın oluşumundan sonra, o noktaya bir adi mafsal koymak ve M_p plastik momentini dış yük olarak etkitmek suretiyle elde edilen sistem doğrusal – elastik teoriye göre hesaplanır. Sistemin doğrusal – elastik teoriye göre hesabı için Kuvvet veya Yerdeğiştirme yöntemlerinden herhangi biri kullanılabilir.

Belirli sayıda plastik mafsallın oluşumundan sonra, sistem kısmen veya tamamen mekanizma durumuna ulaşır; yani stabilitesini yitirerek yük taşıyamaz hale gelir, Şekil 3.11. Bu duruma karşı gelen P_L yük parametresi *limit yük (birinci mertebe yük)* olarak tanımlanır. Bu tanıma göre, limit yük sistemin tümünü veya bir bölümünü mekanizma durumuna getiren yüküdür.

Bazı hallerde limit yükten önce, plastik mafsallardaki dönmelerin dönme kapasitesine ulaşması, büyük yerdeğiştirmelerin oluşması veya betonarme sistemlerde büyük çatlaklar meydana gelmesi nedeniyle sistem çökebilir. Bu duruma karşı gelen P_G yük parametresi *göçme yükü* olarak tanımlanır.



Şekil 3.10 : Plastik mafsallı hipotezinin geçerli olduğu bir yapı sisteminin artan yükler altındaki davranışı.



Şekil 3.11 : Tümsel ve bölgesel mekanizma durumları.

3.3.2.3 Limit yükün doğrudan doğruya hesabı

Büyük yerdeğiştirmelere ve plastik şekil değiştirmelere izin verilen süneklik düzeyi yüksek sistemler, kendilerine etkiyen dış yükleri limit yüke kadar göçmeden taşıyabilirler; yani bu sistemlerde $P_G = P_L$ olur. Bu nedenle, söz konusu sistemler doğrudan doğruya limit yük için boyutlandırılabilirler.

Limit yükün sağlaması gereken koşullar şunlardır:

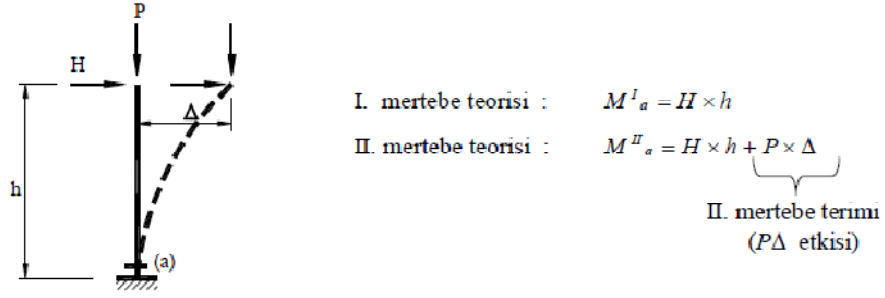
- 1- Denge koşulları
- 2- Sistemin tümünün veya bir bölümünün mekanizma durumuna gelmiş olması
- 3- Akma koşullarının sağlanmış olması
 - a- Plastik mafsallarda $M = M_p$
 - b- Diğer kesitlerde $M < M_p$ olması

Limit yükün doğrudan doğruya hesabı için uygulanmakta olan yöntemlerin başlıcaları, plastik teoremin alt sınır teoremine dayanan statik yöntem ve üst sınır teoreminin uygulandığı sinematik yöntemdir [11].

3.4 Geometri Değişimleri Bakımından Lineer Olmayan Sistemler

3.4.1 Tanımlar ve esaslar

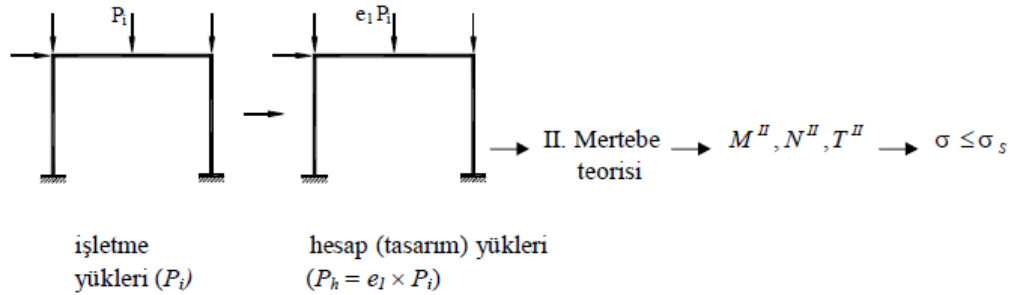
Yerdeğiştirmelerin yeter derecede küçük olmadığı yapı sistemlerinde denge denklemlerinin şekildeğiştirilmiş eksen üzerinde yazılması gerekmektedir. Geometri değişimlerinin (yerdeğiştirmelerin) denge denklemlerine etkisinin göz önüne alındığı bu teoriye *ikinci mertebe teorisi* denir (Şekil 3.12).



Şekil 3.12 : Birinci ve ikinci mertebe teorilerinin karşılaştırılması.

İkinci mertebe teorisinde yerdeğiştirmelerin süreklilik denklemlerine etkisi terkedilmektedir. Bu etkinin de gözönüne alındığı teoriye *sonlu deplasman teorisi* adı verilir. İnşaat mühendisliği kapsamındaki yapı sistemlerinde yerdeğiştirmelerin belirli sınır değerleri aşmasına izin verilmediğinden, yerdeğiştirmelerin geometrik süreklilik denklemlerine etkisi çok kere terkedilebilecek düzeyde kalmaktadır.

İkinci mertebe teorisi doğrusal olmadığından *süperpozisyon prensibi* geçerli değildir. Bu nedenle güvenlik gerilmeleri esasına göre hesap yapılamaz. Bunun yerine işletme yüklerinin güvenlik katsayıları ile çarpımından oluşan hesap yükleri altında, sistem ikinci mertebe teorisine göre hesaplanarak kesit zorları bulunur. Bu kesit zorlarından oluşan gerilmeler sınır gerilmeyi aşmayacak şekilde, sistem boyutlandırılır (Şekil 3.13).



Şekil 3.13 : İkinci mertebe teorisine göre boyutlandırma.

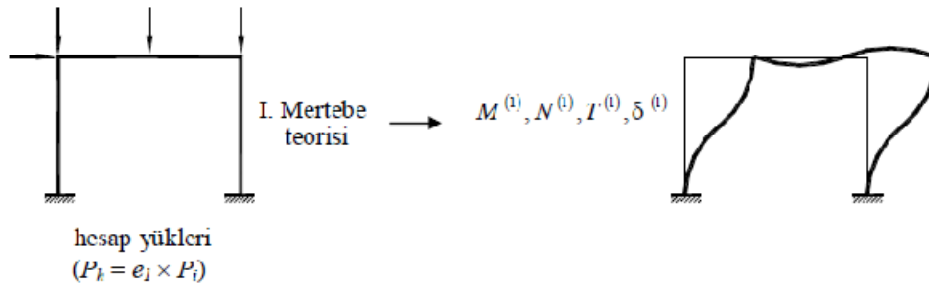
3.4.2 Ardışık yaklaşım yöntemi

3.4.2.1 İkinci mertebe teorisine göre hesap

Ardışık yaklaşım yönteminin en belirgin özelliği, sistem ve yükleme özelliklerinden bağımsız olarak her türlü yapı sistemine uygulanabilmesidir. Bu yöntemin uygulanmasında Kuvvet veya Yerdeğiştirme yöntemlerinden herhangi biri kullanılabilir.

Dış yükler etkisindeki bir yapı sisteminin şekil değiştirmiş eksenini bilirse denge denklemleri bu eksen üzerinde yazılarak ikinci mertebe teorisine göre hesap yapılabilir. Ancak sistemin çözümüne bağlı olan şekil değiştirmiş eksen başlangıçta bilinmediğinden bir ardışık yaklaşım yönteminin uygulanması gerekmektedir.

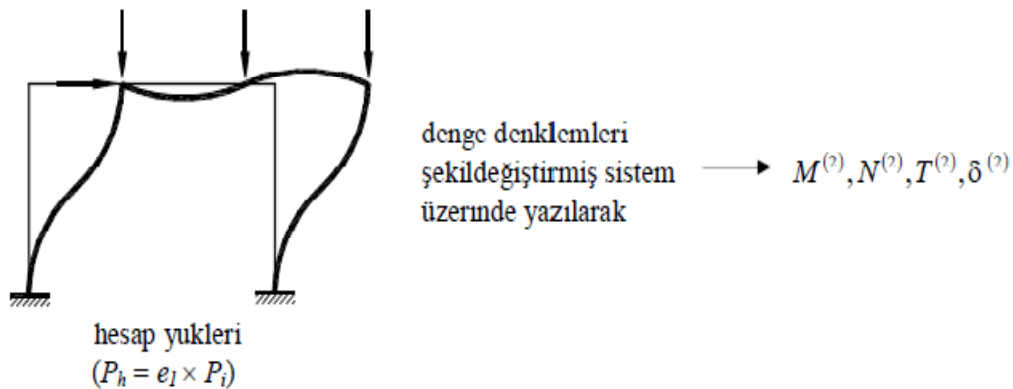
Ardışık yaklaşımın birinci adımında sistem birinci mertebe teorisine göre hesaplanarak, bu adıma ait $M^{(1)}$, $N^{(1)}$, $T^{(1)}$ kesit zorları ve $\delta^{(1)}$ yer değiştirmeleri bulunur (Şekil 3.14).



Şekil 3.14 : Ardışık yaklaşım yönteminin birinci adımı.

İkinci adımda şekil değiştirmiş eksen sistem eksenini olarak alınır. Denge denklemleri bu eksen üzerinde yazılarak sistem yeniden hesaplanır ve bu adıma ait $M^{(2)}$, $N^{(2)}$, $T^{(2)}$, $\delta^{(2)}$ büyüklükleri bulunur (Şekil 3.15).

Örneğin Kuvvet yönteminden yararlanarak hesap yapılması halinde, dış yüklerden ve birim yüklerden oluşan M_0 , M_1 diyagramları çizilirken eksen eğrisi olarak şekil değiştirmiş eksen esas alınır.



Şekil 3.15 : Ardışık yaklaşım yönteminin ikinci adımı.

İstenirse, denge denklemleri şekil değiştirmiş eksen üzerinde yazılacak yerde, yüksüz

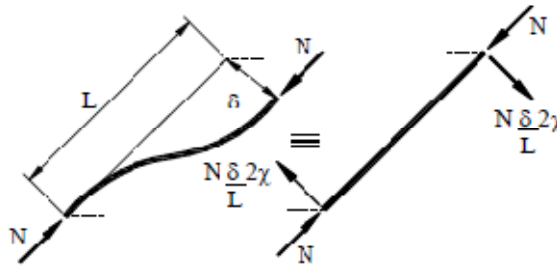
eksen (şekildeğiştirmemiş eksen) esas alınır; buna karşılık her adımda dış yüklerle beraber

$$N \left(\frac{\delta}{L} \right) 2\chi \quad (3.4)$$

fiktif kuvvetleri de hesaba katılır (Şekil 3.16). Buradaki 2χ katsayısı, eksen eğrisinin doğrusal olmamasından doğan ek fiktif kuvvetleri ifade etmektedir. Bu katsayı genellikle $1.00 \leq 2\chi \leq 1.20$ arasındadır. Gözönüne alınan eleman boylarının yeter derecede küçük olması halinde $2\chi \approx 1.00$ alınabilir.

Çok katlı çerçeve sistemlerin ikinci mertebe teorisine göre hesabının fiktif kuvvetlerden yararlanarak yapılması halinde, en alt katta $2\chi \approx 1.20$, üst katlarda ise $2\chi \approx 1.00$ alınması önerilmektedir [12].

Ardışık yaklaşımın her adımında, bir önceki adım sonunda bulunan şekildeğiştirmiş eksen sistem eksenini olarak almak ve denge denklemlerini bu eksen üzerinde yazmak suretiyle hesaba devam edilir. Herhangi bir adımda esas alınan eksen eğrisi ile hesap sonucunda bulunan şekil değiştirmiş eksen birbirine yeter derecede yakın olunca ardışık yaklaşıma son verilir.



Şekil 3.16 : Fiktif kuvvetler.

Ardışık yaklaşımın belirli bir sonuca yakınsamaması, yani ıraksak olması halinde sistemin bu yükleri taşıyamadığı anlaşılır. Yükler belirli bir sınır değerin altında ise ardışık yaklaşım yakınsaktır. Ancak yükler arttıkça ardışık yaklaşımın yakınsaklık hızı azalır.

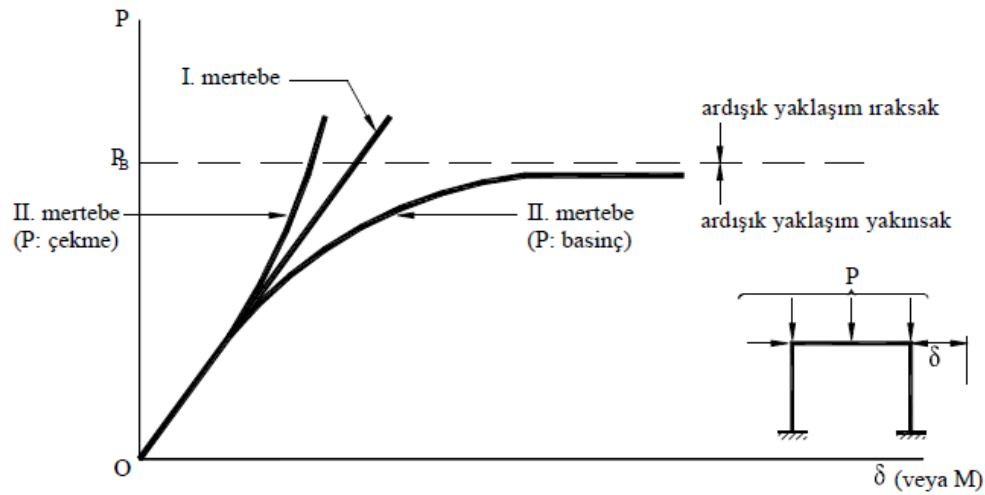
3.4.2.2 Burkulma yükünün bulunması

Sisteme etkiyen dış yükler, aralarındaki oran sabit kalacak şekilde arttırılarak her yük parametresi için ikinci mertebe teorisine göre hesap yapılır ve P yük parametresi ile δ

yer değiştirmesi (veya P yük parametresi ile M eğilme momenti) arasındaki bağıntı çizilirse, yüklerin bir P_B sınır değerinden daha büyük olamadığı görülür (Şekil 3.17). Sınırlama genellikle bir yatay asimptot ile olur. Dayanım ile ilişkisi bulunmayan ve stabilite yetersizliği nedeniyle sistemin göçmesine neden olan bu yüke *burkulma yükü* denir. Burkulma yükü altında sistemin yerdeğiştirmeleri ve kesit zorları sonsuza gitmektedir. Uygulamada, işletme yüklerinin burkulma yükünden bir e_2 güvenlik katsayısı kadar uzakta olması istenir.

$$P_1 = \frac{P_B}{e_2} \quad (e_2: \text{burkulma güvenlik katsayısı}) \quad (3.5)$$

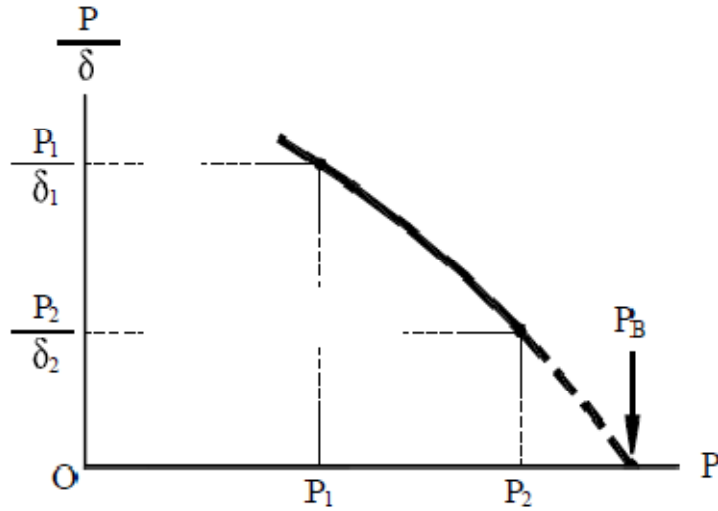
Burkulma güvenlik katsayısı için pratikte genellikle $e_2 = 2.50$ değeri kullanılmaktadır.



Şekil 3.17 : İkinci mertebe teorisi ve burkulma yükü.

Burkulma yükünün bulunması için, sistem artan yükler altında ikinci mertebe teorisine göre hesaplanarak yük parametresi – yerdeğiştirme (P - δ) eğrisi çizilir. Bu eğrinin yatay asimptotunun ordinatı P_B burkulma yükünü vermektedir. Asimptotun bulunması genellikle zahmetli olduğundan, uygulamada daha pratik olan şu yol uygulanır.

Yük parametresinin çeşitli değerleri için hesap yapılarak P ile P/δ arasındaki bağıntı çizilir (Şekil 3.18). Yük parametresinin P_B burkulma yüküne eşit olması halinde $P/\delta = 0$ olacağından, P - P/δ diyagramının P eksenini kestiği noktanın apsisi ekstrapolasyon ile bulunarak burkulma yükü hesaplanır.



Şekil 3.18 : Burkulma yükünün bulunması.

3.5 Malzeme ve Geometri Değişimleri Bakımından Lineer Olmayan Sistemler

Bu bölümde, gerek malzeme ve gerekse geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan yapı sistemlerinin hesabı için uygulanmakta olan başlıca hesap yöntemleri gözden geçirilecektir.

Malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan sistemlerde,

- a- malzemenin doğrusal – elastik olmadığı,
- b- denge denklemlerinde yerdeğiştirmelerin küçük olmadığı,
- c- buna karşılık, geometrik süreklilik denklemlerinde yerdeğiştirmelerin küçük olduğu,

gözönünde tutulmaktadır.

Malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan sistemlerin hesap yöntemleri, sistem üzerinde sürekli olarak yayılan doğrusal olmayan şekildeğiştirmeleri esas alan yöntemler ile doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin belirli noktalarda toplandığı varsayımının yapıldığı plastik mafsallara dayanan yöntemleri kapsamaktadır.

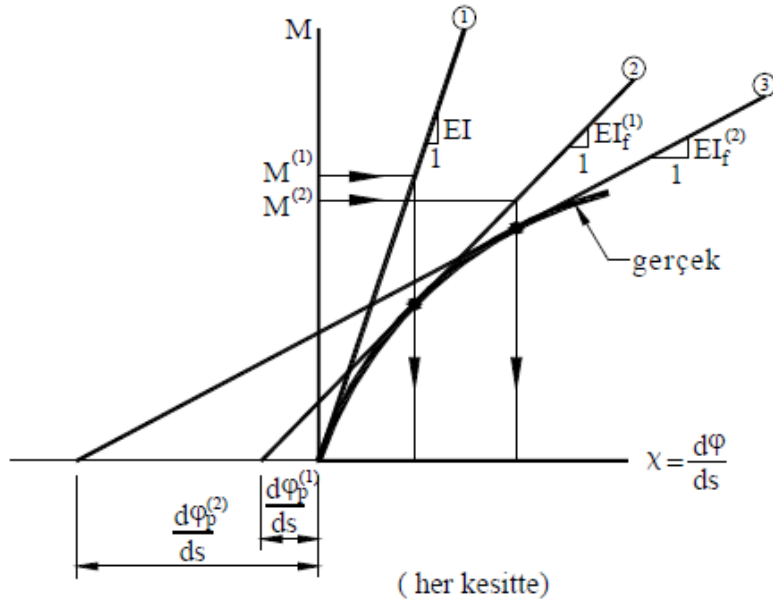
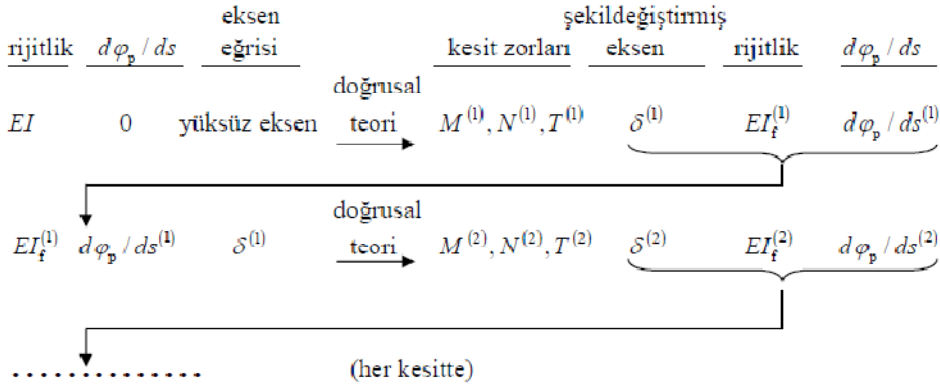
3.5.1 Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin sürekli olması hali

Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin sistem üzerinde sürekli olarak yayıldığına gözönüne alınması halinde, düzlem ve uzay çubuk sistemlerin yük parametresi –

yerdeğiştirme bağıntılarının (kapasite diyagramlarının) belirlenmesi ve göçme yüklerinin hesabı için iki farklı yaklaşımlardan biri uygulanabilir.

a) Birinci Yol

Bir ardışık yaklaşım yöntemi uygulanır. Ardışık yaklaşımın her adımında sistem doğrusal teoriye göre hesaplanır. Ancak her adımda, bir önceki adımda elde edilen şekildeğiştirmiş eksen üzerinde denge denklemleri yazılır ve bu adıma ait şekildeğiştirme durumu dolaylarında bünye bağıntıları doğrusallaştırılır. Bunun için, doğrusallaştırma tekniklerinden biri ile bir sonraki adıma ait EI_f rijitlikleri ile $d\varphi_p/ds$ doğrusal olmayan şekildeğiştirmeleri her kesitte ayrı ayrı hesaplanır. Örneğin teğet tekniğinin uygulanması halinde, hesapta izlenen yol aşağıda şematik olarak gösterilmiştir (Şekil 3.19).



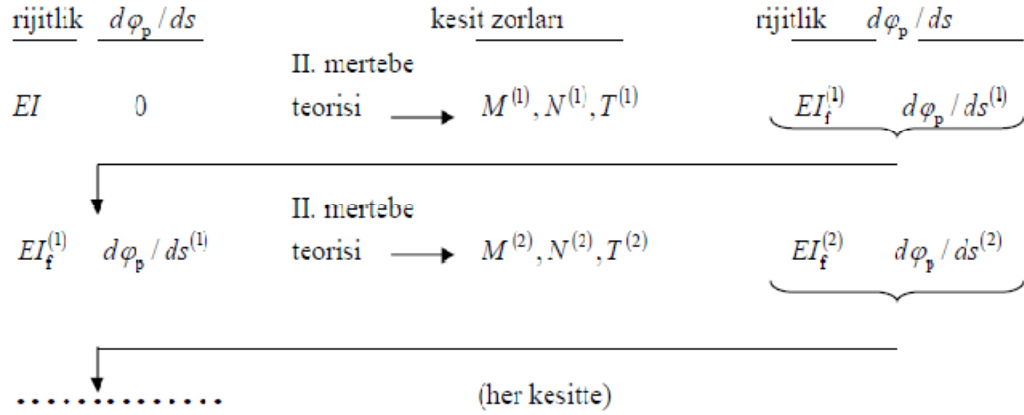
Şekil 3.19 : Teğet tekniğinin uygulanması.

Ardışık iki adımda bulunan sonuçlar birbirine yeter derecede yakın olunca hesaba son verilir.

Bu yolda, çubukların yeterli sayıda parçaya bölünmesi ve her adımda şekildegıştirmiş eksenin elde edilmesi gerekmektedir.

b) İkinci Yol

Bir ardışık yaklaşım yöntemi uygulanır. Ardışık yaklaşımın her adımında bir önceki adıma ait şekildegıştirme durumuna dolaylarında bünye bağıntıları doğrusallaştırılır ve ikinci mertebe teorisine göre hesap yapılır. Bunun için, doğrusallaştırma tekniklerinden biri ile bir sonraki adıma ait EI_f rijitlikleri ile $d\varphi_p/ds$ doğrusal olmayan şekildegıştirmeleri her kesitte ayrı ayrı hesaplanır. Örneğin teğet tekniğinin uygulanması halinde, hesapta izlenen yol aşağıda şematik olarak gösterilmiştir.



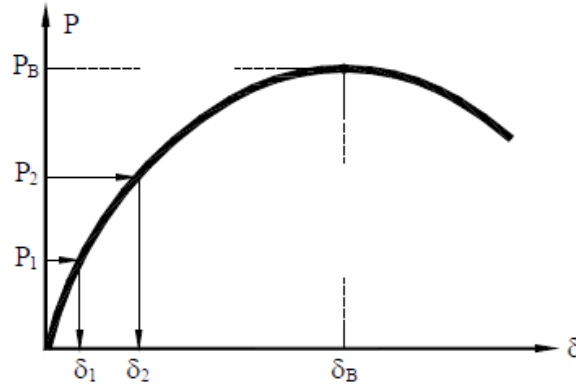
Ardışık iki adımda bulunan sonuçlar birbirine yeter derecede yakın olunca hesaba son verilir.

Bu yolda da çubukların yeterli sayıda parçaya bölünmesi gerekir. Buna karşılık, her adımda şekildegıştirmiş eksenin bulunmasına gerek yoktur.

c) Burkulma yükünün bulunması

Sisteme etkiyen dış yükler, aralarındaki oran sabit kalacak şekilde arttırılarak sistem iki bakımdan doğrusal olmayan teoriye göre hesaplanır ve P yük parametresi ile sisteme ait herhangi bir büyüklük, örneğin δ yerdegıştirmesi arasındaki bağıntı çizilirse, yüklerin bir P_B sınır değerinden daha büyük olamadığı görülür (Şekil 3.20). Sınırlama, genellikle P- δ diyagramının bir maksimumdan geçmesi şeklinde olur. Bu duruma burkulma, burkulmaya neden olan yük parametresine de burkulma yükü adı verilir.

Burkulma yükünün bulunması için, artan dış yükler altında, sistem önceki bölümde açıklanan yollardan biri ile hesaplanarak $P-\delta$ diyagramı çizilir ve diyagramın maksimum noktasının ordinatı belirlenir.



Şekil 3.20 : İki bakımdan doğrusal olmayan teoriye göre $P-\delta$ bağıntısı.

3.5.2 Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin sürekli olmaması hali

Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin belirli kesitlerde toplandığının varsayıldığı sistemlerin her iki bakımdan doğrusal olmayan teoriye göre hesabında, plastik mafsallarda (plastik kesit) hipotezine dayanan çeşitli yöntemlerden yararlanılmaktadır.

3.5.2.1 Klasik yük artırımı yöntemi

Malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan ve plastik mafsallarda hipotezinin geçerli olduğu varsayılan bir yapı sisteminin artan dış yükler altındaki davranışı Şekil 3.22 üzerinde açıklanmıştır.

Artan dış yükler altında, her plastik mafsallarda oluşumundan sonra, o noktaya bir adı mafsallarda koymak ve M_p plastik momentini dış yük olarak etkitmek suretiyle elde edilen doğrusal – elastik sistem ikinci mertebe teorisine göre hesaplanmaktadır. Sistemin ikinci mertebe teorisine göre hesabı için Kuvvet veya Yerdeğiştirme yöntemlerinden herhangi biri uygulanabilir.

İkinci mertebe etkileri nedeniyle, ardışık iki plastik mafsallarda oluşumu arasında sistemin davranışı doğrusal değildir. Bu nedenle, her plastik mafsallarda meydana geldiği yük parametresinin bulunması için araştırma yapılması gerekebilir.

Sistemde belirli sayıda plastik mafsallarda meydana geldikten sonra, bu plastik mafsalların oluşumu ile rijitliği azalan sistemin burkulma yükü dış yük

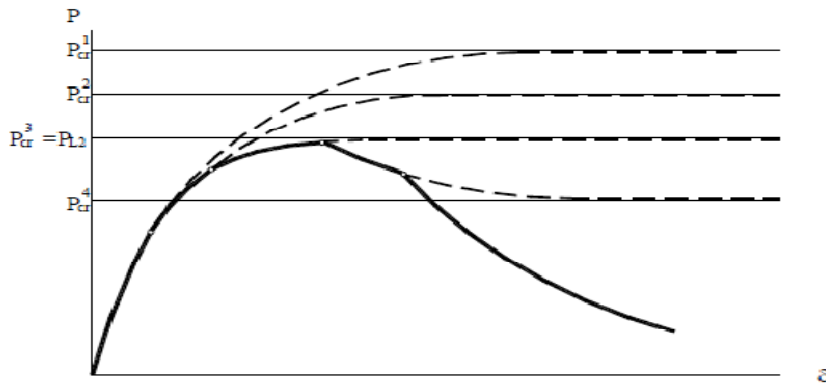
parametresinin altına düşer, diğer bir deyişle, $P-\delta$ diyagramında artan yerdeğiştirmelere azalan yük parametresi karşı gelir (Şekil 3.21). Sistemin stabilite yetersizliği nedeniyle taşıma gücünü yitirdiği bu durum burkulma, burkulmaya neden olan P_{L2} yük parametresi ise *ikinci mertebe limit yük* olarak tanımlanır.

Burkulma konumundan sonra sistemin davranışı izlenmeye devam edilirse, oluşan yeni plastik mafsallar nedeniyle, sistemin bir bölümü veya tümü mekanizma durumuna gelir. Bu durumdan sonra, yerdeğiştirmeler sonsuza giderken yük parametresi de azalarak sıfıra iner.

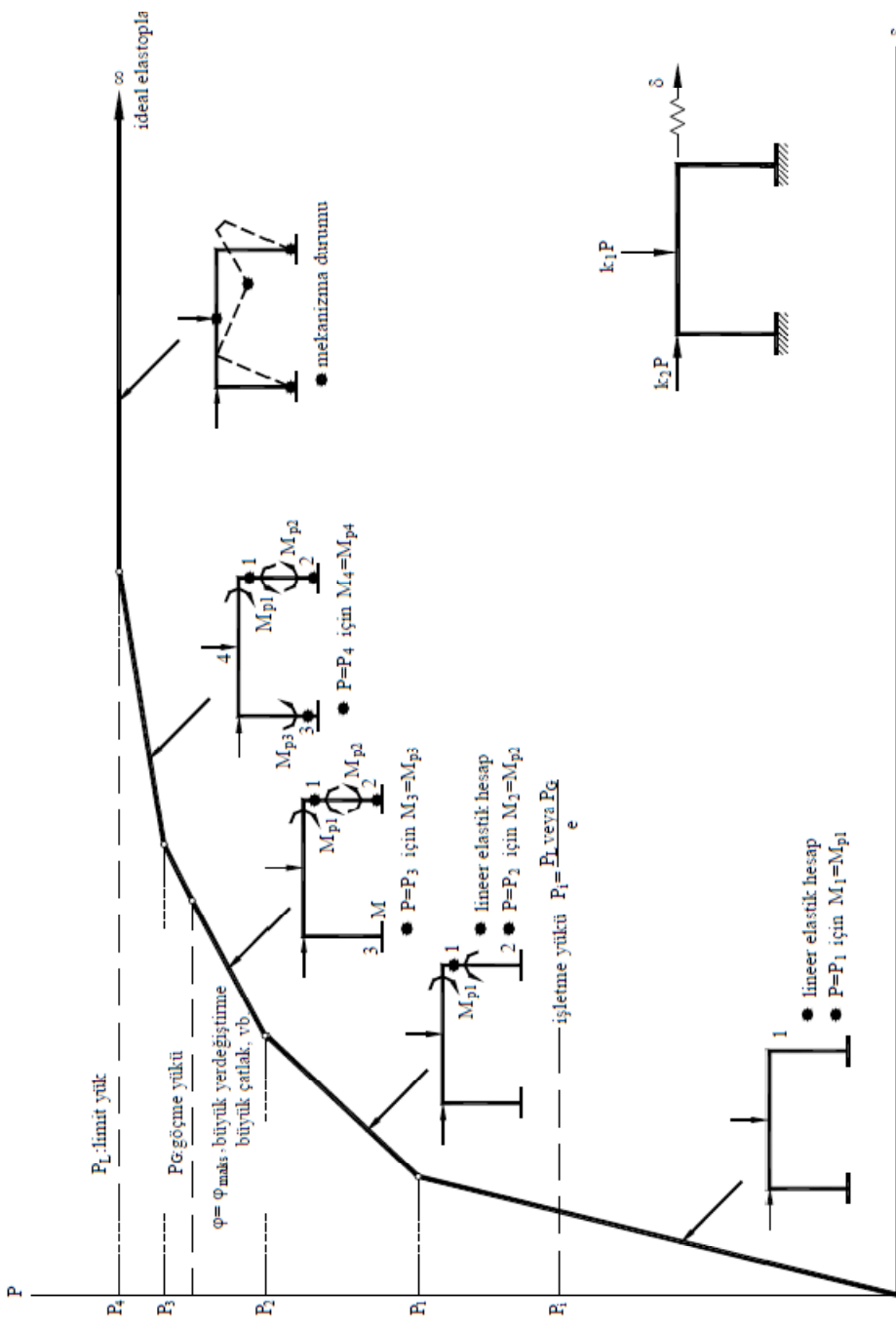
Bazı hallerde, ikinci mertebe limit yükten önce, plastik mafsallardaki dönmelerin kendilerine ait dönme kapasitelerini aşması, sistemde büyük yerdeğiştirmelerin oluşması veya betonarme sistemlerde büyük çatlaklar meydana gelmesi nedeniyle sistem işletme dışı olabilir; yani göçebilir. Bu durumda, göçme yükü ikinci mertebe limit yükün altına düşer; yani işletme yükü

$$P_i = \frac{P_G \text{ veya } P_{L2}}{e} \quad (e: \text{güvenlik katsayısı}) \quad (3.6)$$

şeklinde hesaplanır. Ayrıca işletme yükleri altında doğrusal – elastik sınırın pek aşılmaması, sistemde zararlı yerdeğiştirmelerin ve çatlakların oluşmaması istenir. Plastik mafsala M_x eğilme momentinin yanında N normal kuvvetinin ve uzay çubuk sistemlerde M_y eğilme momentinin de etkimesi halinde, bu iç kuvvetlere bağlı olarak belirlenen akma koşulunu (karşılıklı etki diyagramını) sağlayacak şekilde belirlenen indirgenmiş eğilme momenti (M_{px}') esas alınarak hesap yapılması gerekmektedir. Plastik mafsaldaki N normal kuvveti ve M_y eğilme momenti başlangıçta bilinmediğinden ve artan dış yükler altında sürekli olarak değiştiğinden, her yük artırımında bir ardışık yaklaşım yolu uygulanması gerekebilir.



Şekil 3.21 : Burkulma yükünün plastik mafsalların oluşumuna bağlı olarak değişimi.



Şekil 3.22 : Plastik mafsallı hipotezinin geçerli olduğu bir yapı sisteminin artan yükler altındaki davranışı (ikinci mertebe teorisi).

3.6 Birinci ve İkinci Mertebe Teorisine Göre Elastoplastik Sistemlerin Matris Yöntemler ile Hesabı

3.6.1 Genel

Yapı sistemlerinin hesabının amacı dış etkilere meydana gelen iç kuvvetleri, şekil değiştirmelerin ve yer değiştirmelerin tayinidir. Yapı sistemleri sonlu uzaklıktaki noktalarda birleşen elemanlardan meydana gelmektedir. Bu elemanların birleştiği noktalara *düğüm noktaları* denir. Elemanların düğüm noktalarındaki iç kuvvet bileşenlerine uç kuvvetleri, yer değiştirme bileşenlerine de *uç deplasmanları* (uç yer değiştirmeleri) adı verilir. Tek çubuk, çubuklar sistemi veya bir sürekli ortam parçası olabilen elemanlarda, dış etkilere meydana gelen iç kuvvetlerin ve şekil değiştirmelerin belirlenebildikleri varsayılmaktadır.

Bu nedenle, matris hesap yöntemlerinin amacı, sistemlerde dış etkilere meydana gelen uç kuvvetleri ile uç yer değiştirmelerin tayinidir. Çünkü bunlardan yararlanarak bütün iç kuvvetler, şekil değiştirmeler ve yer değiştirmeler bulunarak sistemin hesabı tamamlanabilmektedir.

Uygulamada çok karşılaşılan dış etkiler

- a- verilmiş statik ve dinamik yükler,
- b- sıcaklık değişimleri ve rötre,
- c- mesnet çökmeleri, depremde mesnetlerin titreşim hareketleri,
- d- halatların gerilmesi, başlangıçta uygulanan mesnet çökmeleri, verenlerle verilen geometrik süreksizlikler, elemanlarda yapılan geometrik kusurlar vs.

şeklindedir.

Matris hesap yöntemlerini

1. Matris Kuvvet Yöntemi,
 2. Matris Deplasman (Yer değiştirme) Yöntemi,
- olmak üzere iki grupta toplamak mümkündür.

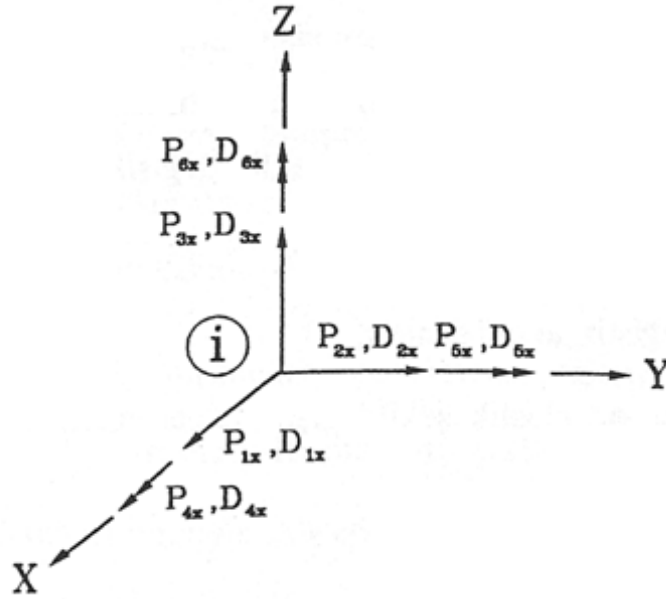
Aşağıdaki bölümlerde, bu çalışmada sunulan ardışık yaklaşım yönteminin formülasyonunda yararlanılan Matris Deplasman Yöntemi hakkında kısaca bilgi verilecektir [13] [14].

3.6.2 Uzay çubuk sistemlerin matris deplasman yöntemi ile hesabı

3.6.2.1 Tanımlar

Çubuk eksen takımı : Çubuk uç kuvvetlerinin ve uç deplasmanlarının tanımladığı ij eksen takımıdır. Şekil 3.24 de görüldüğü gibi seçilebilir.

Sistem eksen takımı : Düğüm noktalarındaki uç kuvvetlerini ve uç yerdeğiştirmelerini ortak bir eksen takımına göre ifade ederek sisteme ait denklem takımını oluşturabilmek amacıyla *sistem eksen takımından* yararlanılır. Şekil 3.24 te (i) düğüm noktasına ait X, Y, Z sistem eksen takımı ile bu eksen takımındaki uç kuvvetler, yükler ve yerdeğiştirmelerin pozitif yönleri görülmektedir.



Şekil 3.23 : Sistem eksen takımı, uç kuvvetleri, yükler ve yerdeğiştirmelerin pozitif yönleri.

Uç kuvvetleri : Çubuk uçlarındaki iç kuvvet bileşenleridir. i ucundaki P_1, P_2, P_3 uç kuvvetleri ile P_4, P_5, P_6 uç momentleri ve j ucundaki P_7, P_8, P_9 uç kuvvetleri ile P_{10}, P_{11}, P_{12} uç momentleri Şekil 3.24 de pozitif yönleri ile gösterilmiştir. Bu şekilde tarif edilen üçlü uç kuvvet ve uç momentlerinin herbiri pozitif koordinat sistemi teşkil etmektedir.

ij çubuğunun i ve j uçlarına ait $[p]_i$ ve $[p]_j$ uç kuvvetleri kolon matrisleri sırası ile $P_1, P_2, P_3, P_4, P_5, P_6$ ve $P_7, P_8, P_9, P_{10}, P_{11}, P_{12}$ uç kuvvetlerinden teşekkül etmektedirler. Bütün çubuğa ait $[p]$ uç kuvvetleri matrisi ise

$$[p] = \begin{bmatrix} [p]_i \\ [p]_j \end{bmatrix} \quad (3.7)$$

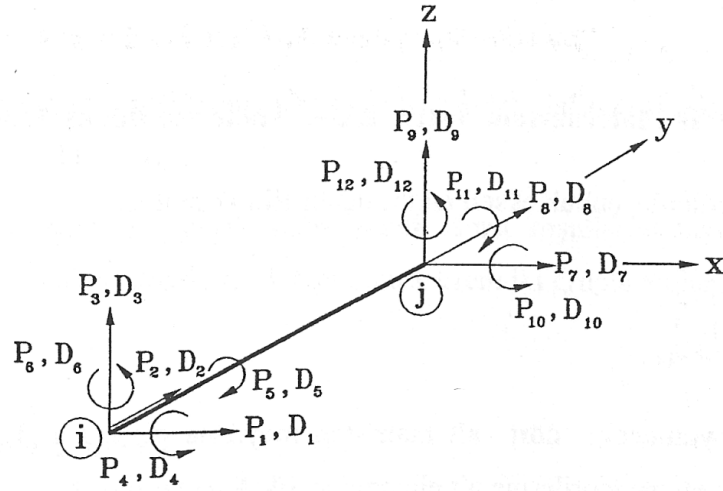
olarak tarif edilmiştir.

Uç deplasmanları: Benzer şekilde, çubuğun i ucundaki D_1, D_2, D_3 yerdeğiştirmeleri ile D_4, D_5, D_6 dönmeleri ve j ucundaki D_7, D_8, D_9 yerdeğiştirmeleri ile D_{10}, D_{11}, D_{12} dönmeleri Şekil 3.24 de pozitif yönlerinde gösterilmişlerdir. Bu şekilde tarif edilen 12 tane uç deplasmanının kendilerine ait uç kuvvetleri ile aynı doğrultu ve yönde seçildikleri görülmektedir.

ij çubuğunun i ve j uçlarına ait $[d]_i$ ve $[d]_j$ uç kuvvetleri kolon matrisleri sırası ile $D_1, D_2, D_3, D_4, D_5, D_6$ ve $D_7, D_8, D_9, D_{10}, D_{11}, D_{12}$ uç deplasmanlarından teşekkül etmektedirler. Bütün çubuğa ait $[d]$ uç kuvvetleri matrisi ise

$$[d] = \begin{bmatrix} [d]_i \\ [d]_j \end{bmatrix} \quad (3.8)$$

olarak tarif edilmiştir.



Şekil 3.24 : Çubuk eksen takımı (ij), uç kuvvetleri ve uç deplasmanları.

3.6.2.2 Çubukların uç kuvvetleri ile uç deplasmanları arasındaki bağıntılar

Uç kuvvetleri ile uç deplasmanları arasındaki bağıntılar, matris formunda

$$[p]_i = [k]_{ii}[d]_i + [k]_{ij}[d]_j + [p_0]_i + [p_p]_i \quad (3.9)$$

$$[p]_j = [k]_{ji}[d]_i + [k]_{jj}[d]_j + [p_0]_j + [p_p]_j \quad (3.10)$$

şeklinde yazılabilir. Burada

$[k]_{ii}$, $[k]_{ij}$, $[k]_{ji}$, $[k]_{jj}$: dış etkisiz çubukta, uç yerdeğişirmelerinin birim değerlerinden oluşan uç kuvvetlerini içeren matrislerdir. *Birim deplasman (rijitlik) matrisleri* adını alırlar.

$[p_0]_i$, $[p_0]_j$: uç deplasmanları sıfır iken, yalnız dış etkilerden oluşan uç kuvvetlerini içeren matrislerdir. *Yükleme matrisleri* adını alırlar.

$[p_p]_i$, $[p_p]_j$: uç deplasmanları sıfır iken, lineer olmayan şekildeğişirmelerden oluşan uç kuvvetlerini içeren matrislerdir. *Yükleme matrisleri* adını alırlar.

Lineer – elastik malzemeden yapılmış çubuklarda veya iç kuvvet – şekildeğişirme bağıntılarının lineerleştirilmesi halinde, Betti karşılıklı teoremi uyarınca, rijitlik matrisleri arasında

$$[k]_{ii} = [k]_{ii}^T, [k]_{ij} = [k]_{ji}^T, [k]_{jj} = [k]_{jj}^T \quad (3.11)$$

bağıntıları bulunmaktadır.

3.6.2.3 Birim deplasman (rijitlik) matrisleri

Uzay çubuk sistemlerde, çubuk eksen takımındaki rijitlik matrisi

$$[K]_{ij} = \begin{bmatrix} [k]_{ii} & [k]_{ij} \\ [k]_{ji} & [k]_{jj} \end{bmatrix}_{12 \times 12}$$

şeklinde 6x6 boyutundaki dört alt matristen meydana gelir. Bu alt matrislerin birinci ve ikinci mertebe teorilerine ait elemanları [13] ve [14] de verilmiştir.

3.6.2.4 Yüklem matrisleri

$[d]_i$ ve $[d]_j$ uç deplasman matrisleri sıfır iken, yalnız yüklerden meydana gelen uç kuvvetleri sırası ile $P_{1,0}$, $P_{2,0}$, ..., $P_{6,0}$, ..., $P_{12,0}$ ile gösterilmişlerdir. İki ucu ankastre çubukta, yüklerden meydana gelen uç kuvvetleri olan bunların ilk altısından oluşan kolon matris $[p_0]_i$, diğer altısından oluşan kolon matris de $[p_0]_j$ ile gösterilmişlerdir.

$$[p_0] = \begin{bmatrix} [p_0]_i \\ [p_0]_j \end{bmatrix} \quad (3.12)$$

Lineer olmayan şekildeğiştirmelere ait $[P_p]$ yükleme matrisi, her  buğa ait $[P_p]_i$, $[P_p]_j$ alt matrislerinin kendilerine ait satırlara yazılması suretiyle, $[P_0]$ matrisine benzer olarak tayin edilir.

$[P_p]_i$, $[P_p]_j$ matrisleri ise sıcaklık değişmelerine ait yükleme matrisleri gibi tayin edilirler. Bunun için, örneğin  buk elemanda $\frac{\varepsilon \Delta t}{h}$ farklı sıcaklık değişmesi yerine lineer olmayan $\left(\frac{\Delta \varphi}{ds}\right)_p$ birim dönmesinin, εt düzgün sıcaklık değişmesi yerine lineer olmayan $\left(\frac{du}{ds}\right)_p$ birim boy değişmesinin alınması yeterlidir.

3.6.2.5 Eksen takımlarının d n şt r lmesi

Matris Deplasman Yöntemi ile hesapta, düğüm noktalarının denge denklemleri yazılırken,  bukların özel eksenlerine göre tanımlanmış olan uç kuvvetlerinin ortak bir eksen takımına d n şt r lmesi gerekmektedir.

Bir uzay  buğunun $[T]$ dönüştürme matrisi

$$[T] = \begin{bmatrix} [t] & & & \\ & [t] & & \\ & & [t] & \\ & & & [t] \end{bmatrix}_{12 \times 12}$$

şeklinde $[t]$ alt matrislerinden oluşur. Burada $X_i, X_j, Y_i, Y_j, Z_i, Z_j$: i ve j uçlarının sistem eksenlerindeki koordinatları olmak üzere

$$l_y = \frac{X_j - X_i}{L}$$

$$m_y = \frac{Y_j - Y_i}{L}$$

$$n_y = \frac{Z_j - Z_i}{L}$$

sırasıyla X, Y ve Z sistem eksenlerinin y  buk eksenine göre doğrultu kosinüslerini, β ise  buk z ekseninin sistem z eksenine ile yaptığı açıyı göstermektedir.

Uç kuvvetleri ve uç deplasmanları (ij)  buk eksen takımından (ixjx) ortak eksen takımına aşağıdaki şekilde d n şt r l rl r.

$$[p]_{ix} = [T][p]_i \quad , \quad [p]_{jx} = [T][p]_j \quad (3.13)$$

$$[d]_{ix} = [T][d]_i \quad , \quad [d]_{jx} = [T][d]_j \quad (3.14)$$

Ortak eksen takımına göre tanımlanan $[k]_{ixix}$, $[k]_{ixjx}$, $[k]_{jxix}$, $[k]_{jxjx}$ matrisleri aşağıdaki şekilde elde edilirler.

$$[k]_{ixix} = [T][k]_{ii}[T]^T \quad , \quad [k]_{ixjx} = [T][k]_{ij}[T]^T \quad (3.15)$$

$$[k]_{jxix} = [T][k]_{ji}[T]^T \quad , \quad [k]_{jxjx} = [T][k]_{jj}[T]^T \quad (3.16)$$

Ortak eksen takımında uç kuvvetleri ile uç deplasmanları arasındaki bağıntılar da

$$[p]_{ix} = [k]_{ixix}[d]_{ix} + [k]_{ixjx}[d]_{jx} + [p_0]_{ix} + [p_p]_{ix} \quad (3.17)$$

$$[p]_{jx} = [k]_{jxix}[d]_{ix} + [k]_{jxjx}[d]_{jx} + [p_0]_{jx} + [p_p]_{jx} \quad (3.18)$$

şeklinde yazılabilirler.

3.6.2.6 Çözümün sağlaması gereken koşullar

Dış etkilerden meydana gelen uç kuvvetleri ile uç yer değiştirmelerinin çözüm olabilmeleri için aşağıdaki üç koşulu sağlamaları gerekmektedir.

1.Denge denklemleri

1.1.Düğüm noktalarının denge denklemleri

1.2.Elemanların denge denklemleri

2.Geometrik uygunluk koşulları

2.1. Her düğüm noktasında birleşen elemanların o noktadaki uç yer değiştirmelerinin birbirine eşit olma koşulu

2.2.Mesnetlerdeki geometrik kusurlar

3.İç kuvvet – şekildeğiştirme bağıntıları (bünye denklemleri)

3.6.2.7 Bilinmeyenler

Matris Deplasman Yöntemi ile hesapta, düğüm noktalarında birleşen çubukların ortak eksen takımındaki $[d]_{ix}$ yerdeğiştirmeleri bilinmeyenler olarak seçilir.

3.6.2.8 Hesapta izlenen yol

Bir yapı sisteminin Matris Deplasman Yöntemi ile hesabında izlenen yol şu adımlardan oluşmaktadır.

1- Sistem çubuklara ayrılır.

2- Önce düğüm noktalarına, sonra mesnetlere numara verilir. Her çubuk iki ucundaki düğüm noktaları ile belirlenir.

3- Her çubuk teker, teker ele alınır.

a- Çubuk eksen takımındaki $[k]_{ii}$, $[k]_{ij}$, $[k]_{ji}$, $[k]_{jj}$ rijitlik matrisleri ile $[p_0]_i$, $[p_0]_j$, $[p_p]_i$, $[p_p]_j$ yükleme matrisleri hesaplanır,

b- $[T]$ dönüştürme matrisleri yardımıyla ortak eksen takımındaki $[k]_{ixix}$, $[k]_{ixjx}$, $[k]_{jxix}$, $[k]_{jxjx}$ rijitlik matrisleri ile $[p_0]_{ix}$, $[p_0]_{jx}$, $[p_p]_{ix}$, $[p_p]_{jx}$ yükleme matrisleri elde edilir,

c- Bu matrisler $[S]$, $[p_0]$ ve $[p_p]$ matrislerindeki uygun yerlere yerleştirilir.

4- Çeşitli çubuklardan aynı yerlere gelen terimler üst üste cebrik olarak toplanarak $[S]$, $[p_0]$ ve $[p_p]$ matrisleri elde edilir. $[S]$ matrisinin kolonları yerdeğiştirme bileşenlerini, satırları ise bu yerdeğiştirme bileşenlerinin birim değerlerinden oluşan toplam çubuk uç kuvvetlerini göstermektedir.

5- $[S][d] + [P_0] + [P_p] = [q]$ denklem takımı çözülerek $[d]$ bilinmeyen yerdeğiştirme matrisi hesaplanır.

$$6- [p]_{ix} = [k]_{ixix}[d]_{ix} + [k]_{ixjx}[d]_{jx} + [p_0]_{ix} + [p_p]_{ix}$$

$$[p]_{jx} = [k]_{jxix}[d]_{ix} + [k]_{jxjx}[d]_{jx} + [p_0]_{jx} + [p_p]_{jx}$$

bağıntıları yardımı ile ortak eksen takımındaki çubuk uç kuvvetleri matrisi elde edilir.

7- Eksen dönüştürülmesi yapılarak çubuk özel eksenindeki uç kuvvetleri bulunur.

$$[p]_i = [T]^T [p]_{ix} \quad , \quad [p]_j = [T]^T [p]_{jx}$$

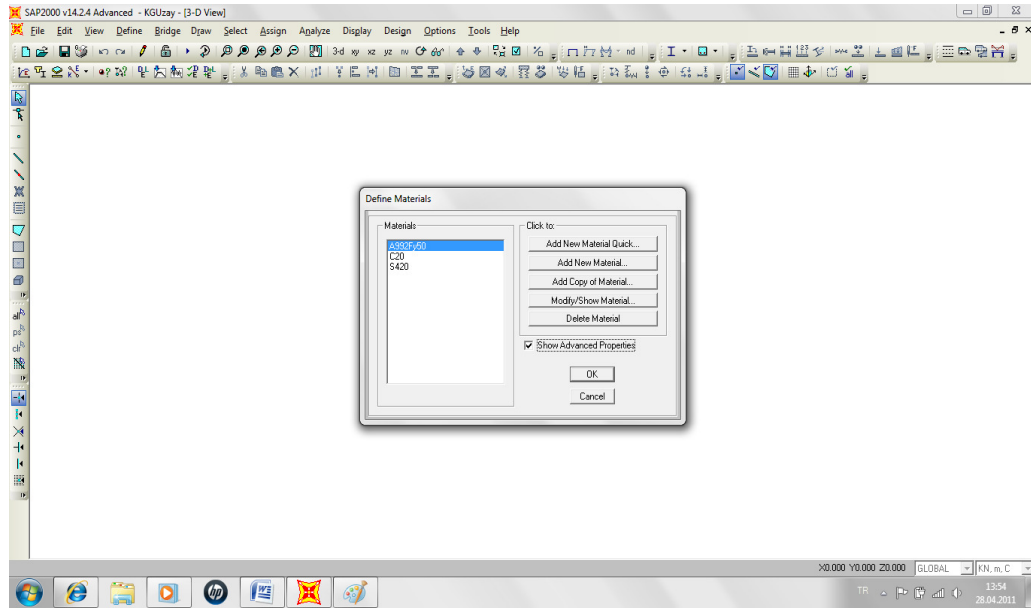
8- Çubuk uç kuvvetlerinden yararlanarak kesit zorları değerleri bulunur.

4. CSI SAP2000 YAPISAL ANALİZ PROGRAMI İLE LİNEER OLMAYAN SİSTEMLERİN HESABI

Bu bölümde lineer olmayan şekildeğiştirmelerin yayılı olduğu kabulü altında, birinci ve ikinci mertbe elastoplastik sistemlerin, CSI Sap2000 Yapısal Analiz Programı kullanılarak hesap edilmesi açıklanacaktır.

4.1 Malzeme Özelliklerinin Tanımlanması

Sap2000 programında lineer olmayan sistemlerin hesabında, öncelikli olarak modelde kullanılacak beton ve çeliğin tanımlanması gerekmektedir. Malzeme tanımlama işlemleri Define menüsündeki Materials sekmesinden yapılmaktadır. Bu bölüme girilince açılan pencerede Add New Material tuşuna basılarak malzeme tanımlama işlemi başlatılır (Şekil 4.1).

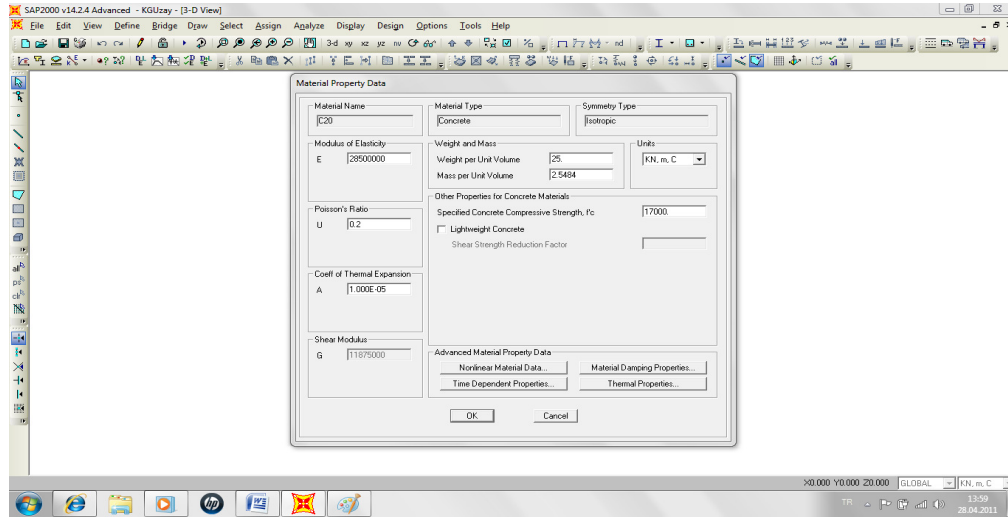


Şekil 4.1 : Malzeme tanımlama penceresi.

Lineer olmayan hesap için malzeme tanımlarken, Define Materials penceresinde Show Advanced Properties kutucuğunu işaretlememiz gerekmektedir. Çünkü kesitler için akma koşullarının hesabında malzemelerin lineer olmayan davranışlarının

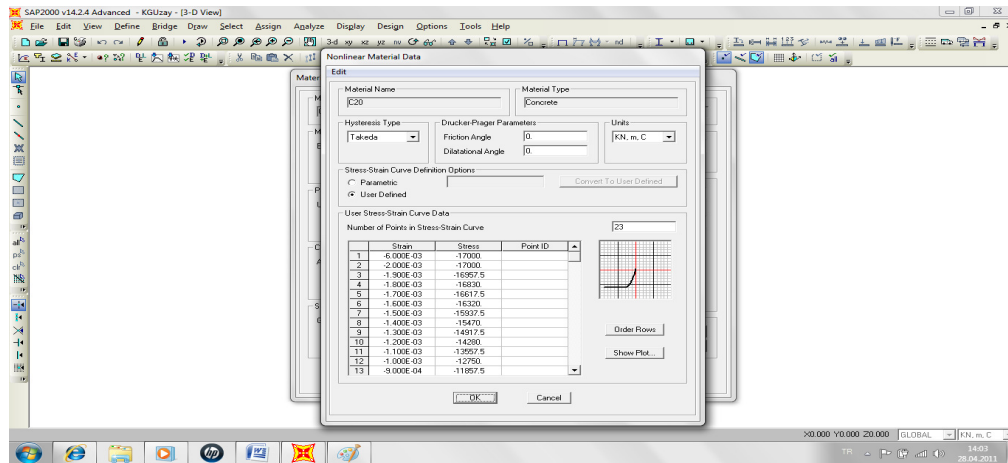
tanımlanması gerekmektedir. Bu kutucuğa basılarak malzemelerin lineer olmayan özellikleri tanımlanabilmektedir.

Add New Material tuşuna basılarak açılan pencerede sırasıyla malzemenin ismi, tipi, eksenel simetriklik özelliği belirtilir. Daha sonra malzemenin sayısal verilerini girmek için Modify/Show Material Properties tuşuna basılır. Açılan pencerede malzeme için elastisite modülü, poisson oranı, ısı genleşme katsayısı, birim hacim ağırlığı, birim hacim kütlesi, beton basınç dayanımı değerleri tanımlanabilmektedir (Şekil 4.2).

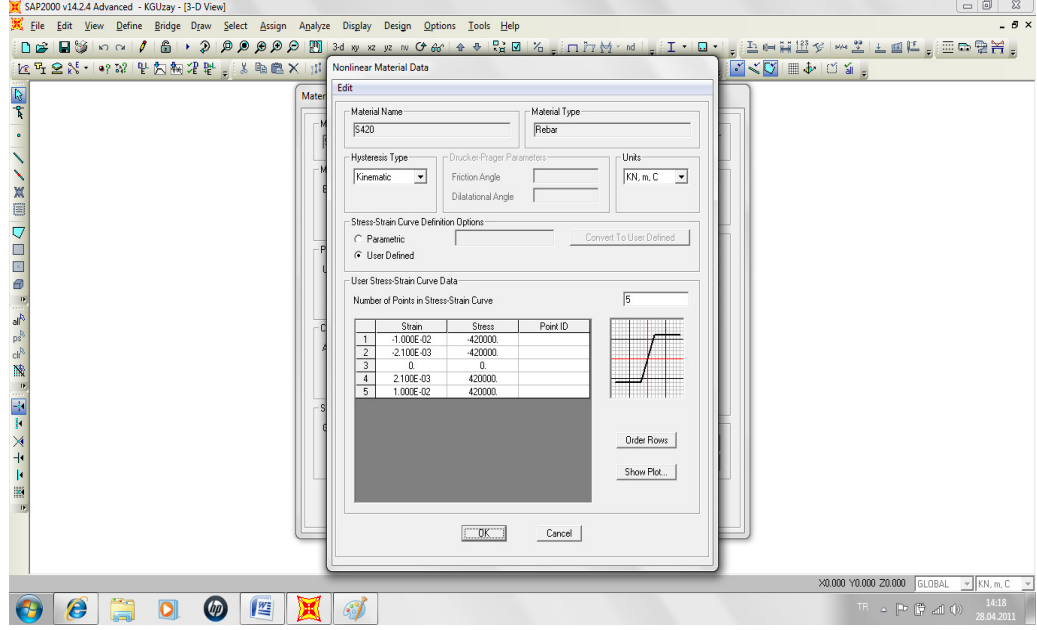


Şekil 4.2 : Malzeme özelliklerinin girilmesi.

Malzemelerin lineer olmayan davranışlarının temsil edilmesi, Advanced Material Property Data penceresindeki Nonlinear Material Data tuşuna basılarak açılan pencerede yapılmaktadır (Şekil 4.3), (Şekil 4.4).



Şekil 4.3 : Beton için lineer olmayan davranışın tanımlanması.



Şekil 4.4 : Çelik için lineer olmayan davranışın tanımlanması.

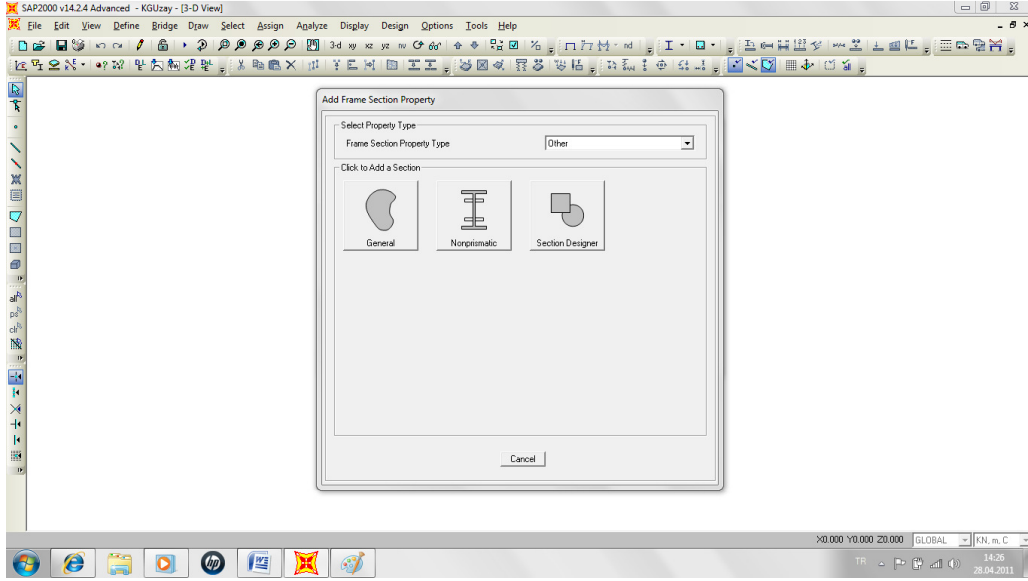
Açılan Nonlinear Material Data penceresinde listeye nokta nokta şekil değiştirme ve gerilme değerleri girilerek malzemenin lineer olmayan davranışı modellenmiş olur. Tüm bu işlemler yapıldıktan sonra Ok tuşlarına basılarak malzeme tanımlama işlemi tamamlanır.

4.2 Kesit Özelliklerinin Tanımlanması

Lineer olmayan sistemlerin hesabında, tüm kesitlerin değişen normal kuvvetler altındaki moment – eğrilik bağıntılarına ihtiyaç duyulmasından dolayı, Sap2000 modelinde kullanılacak kesitlerin tanımlama işlemi Sap2000 Section Designer alt programı kullanılarak yapılmaktadır.

Kesit özelliklerinin tanımının yapılacağı pencere Define menüsünde Section Properties açılır penceresinden Frame Sections tuşuna basılarak açılmaktadır. Açılan pencerede Add New Property tuşuna basılarak Add Frame Section Property penceresi açılır.

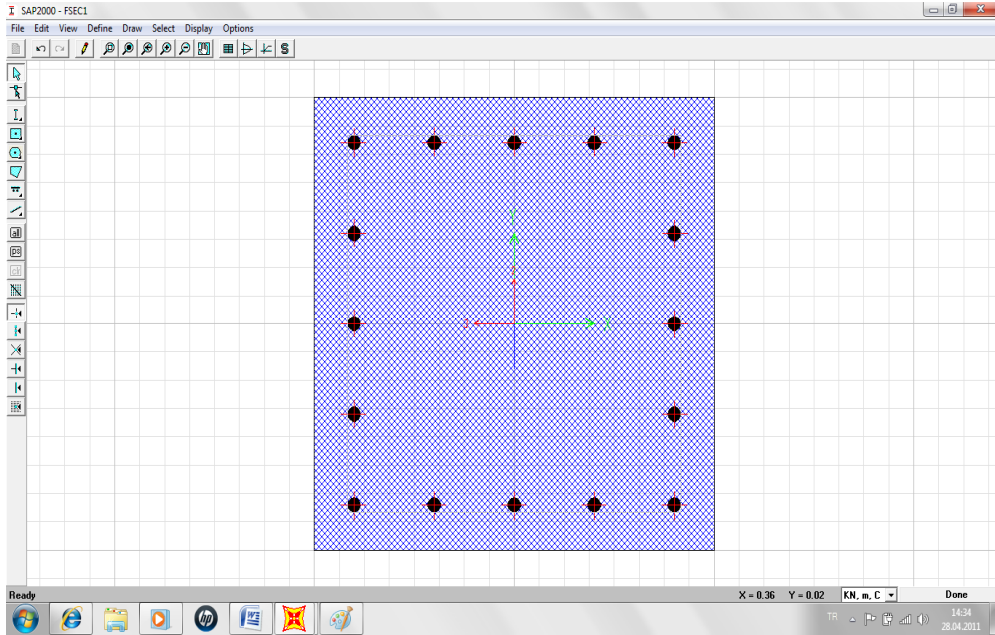
Bu bölümde çeşitli malzemelere göre uygun olan kesit tipleri bulunmaktadır. Section Designer programı ile kesit tanımı yapılacağı için Frame Section Property Type, Other olarak seçilir ve açılan menülerden Section Designer tuşuna basılarak SD Section penceresi açılır (Şekil 4.5).



Şekil 4.5 : Section Designer programına giriş.

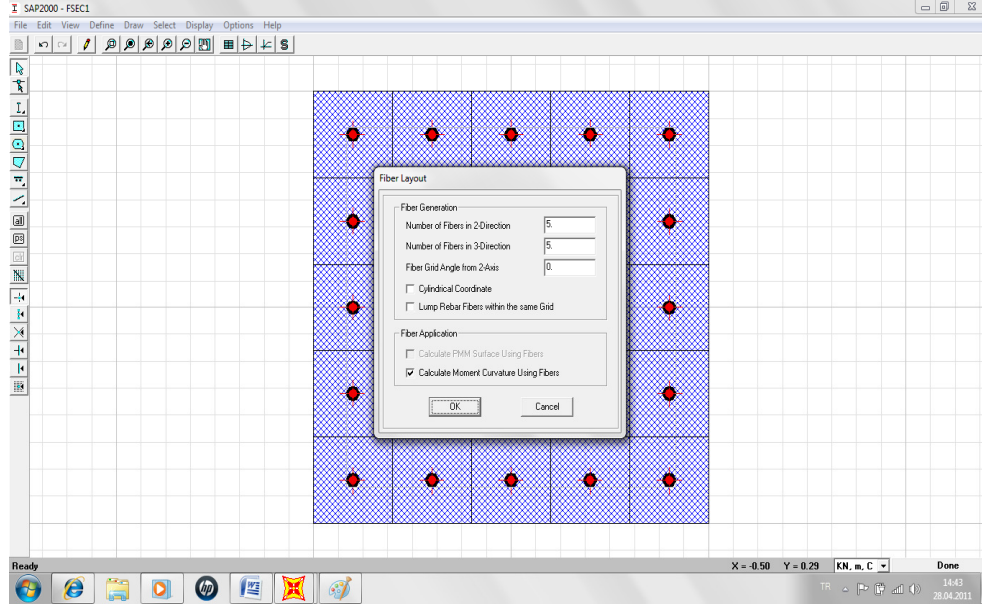
Açılan SD Section penceresinde sırasıyla kesit ismi, kesitin kullandığı temel malzeme, tasarım tipi ayarlanabilir. Ayarlamalardan sonra kesiti oluşturmak için Section Designer tuşuna basılır.

Section Designer programının sol tarafındaki menülerden, istenilen şekildeki kesit çizimi gerçekleştirilebilir. Çizim gerçekleştirilen kesitin özelliklerinde kesit boyutları, kesitin malzemesi, eksenlerle yaptığı açı, kesitte donatı mevcut olup olmayacağı ayarlanabilir (Şekil 4.6).



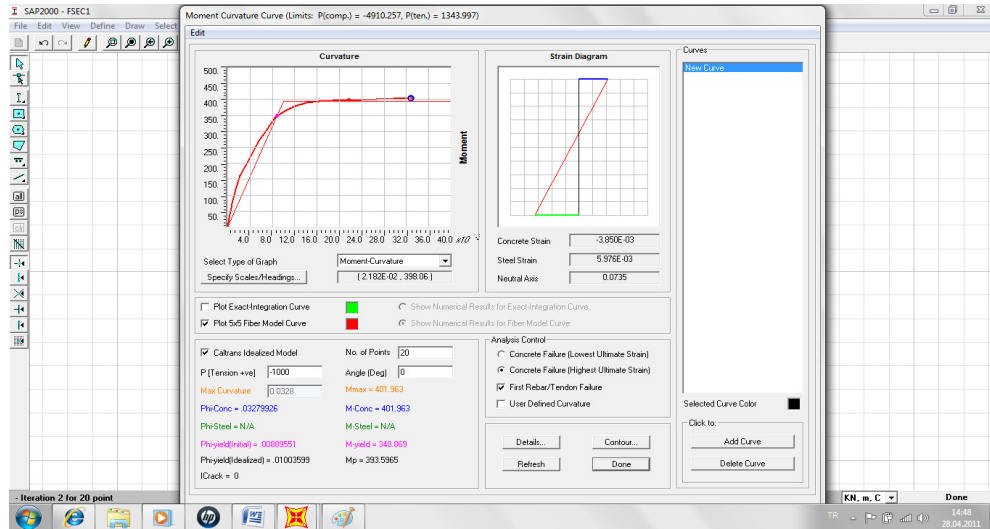
Şekil 4.6 : Section Designer programında kesit oluşturulması.

Kesitlerin moment – eğrilik bağıntıları Fiber model kullanılarak hesaplanabilir. Fiber model kullanılarak hesap için Define menüsündeki Fiber Layout tuşuna basılarak açılan Fiber Layout penceresinde yerel eksenlerdeki dilim sayıları tanımlanır (Şekil 4.7).



Şekil 4.7 : Dilim sayılarının belirlenmesi.

Kesitlerin moment – eğrilik bağıntılarının alınması için Display menüsündeki Show Moment – Curvature Curve tuşuna basılır. Açılan pencerede Plot Fiber Model Curve kutusuna basılarak Fiber modelle hesaplanan moment – eğrilik bağıntısı çizdirilmiş olur (Şekil 4.8).

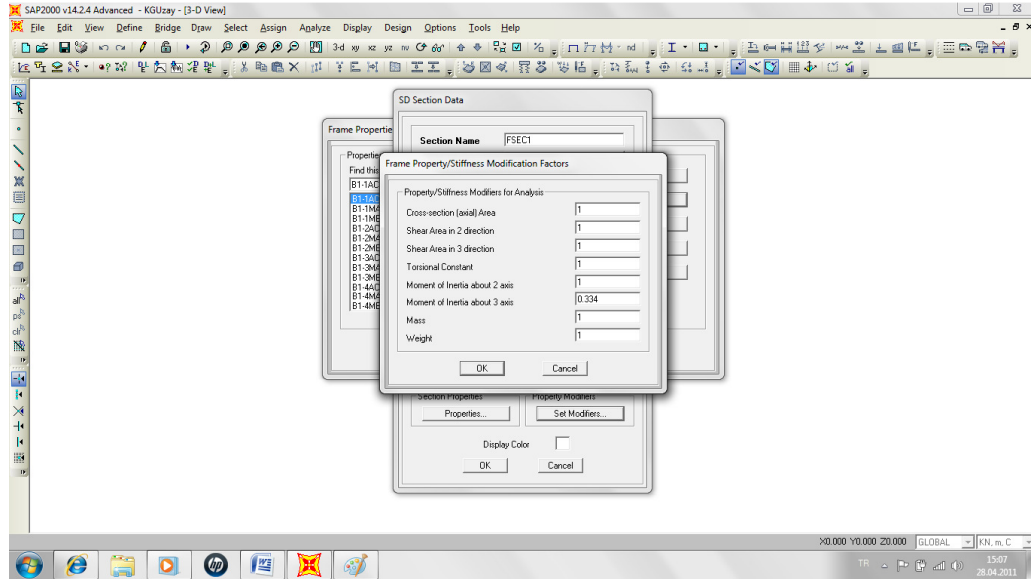


Şekil 4.8 : Moment – eğrilik bağıntısının çizdirilmesi.

Açılan Moment Curvature Curve penceresinde Caltrans Idealized Model tuşuna basılarak moment – eğrilik bağıntısı ideal elastoplastik olacak şekilde idealleştirilebilir. Ayrıca bu pencerede, çeşitli eksenel yük durumları ve kesitin eksenlerle yaptığı tüm açılar için moment – eğrilik bağıntıları elde edilebilir.

Moment - eğrilik bağıntılarının elde edilmesinden sonra Done tuşuna basılarak programdan çıkılır.

Lineer olmayan hesaplarda kesitin moment – eğrilik bağıntısına göre elde edilen eğilme rijitliklerinin temsili için Frame Property/Stifness Modification Factors penceresinde, moment – eğrilik bağıntısından bulunan rijitlik tüm kesit rijitliğine oranlanarak, ilgili doğrultunun atalet momenti düzeltme katsayısı olarak girilir (Şekil 4.9).



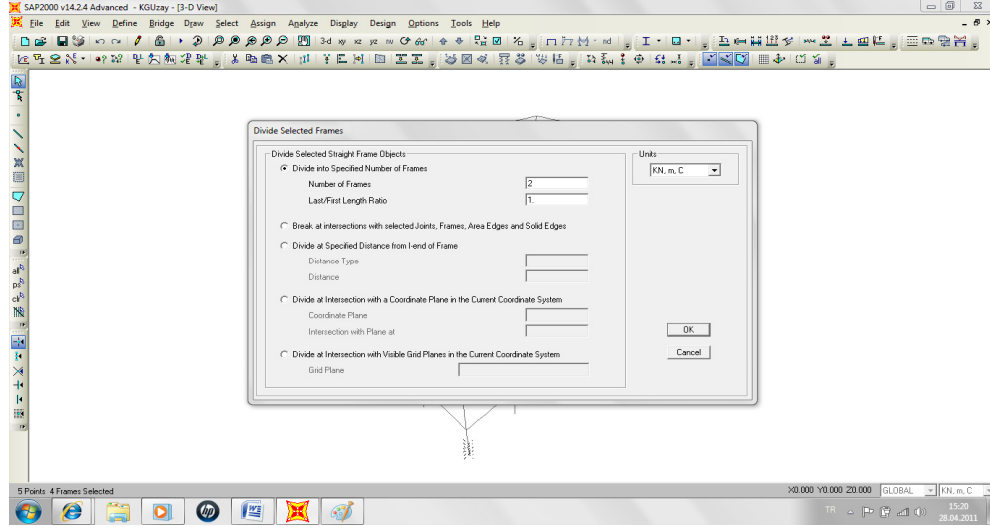
Şekil 4.9 : Eğilme rijitlikleri için düzeltme katsayılarının tanımlanması.

Tüm bu işlemlerin sonunda lineer olmayan hesap için gerekli olan moment – eğrilik bağıntıları elde edilmiş ve kesitler tanımlanmış olmaktadır.

4.3 Modellemenin Yapılması

Malzeme ve kesit özelliklerinin tanımlanmasının ardından, sistem tanımlanan kesit özellikleri yardımıyla modellenir. İkinci mertebe teorisine göre hesap yapılacağı durumlarda çubukların küçük parçalara ayrılmaları gerekmektedir. Çubukların bölme işlemleri Edit menüsünde Edit Lines açılır penceresindeki Divide Frames tuşuna

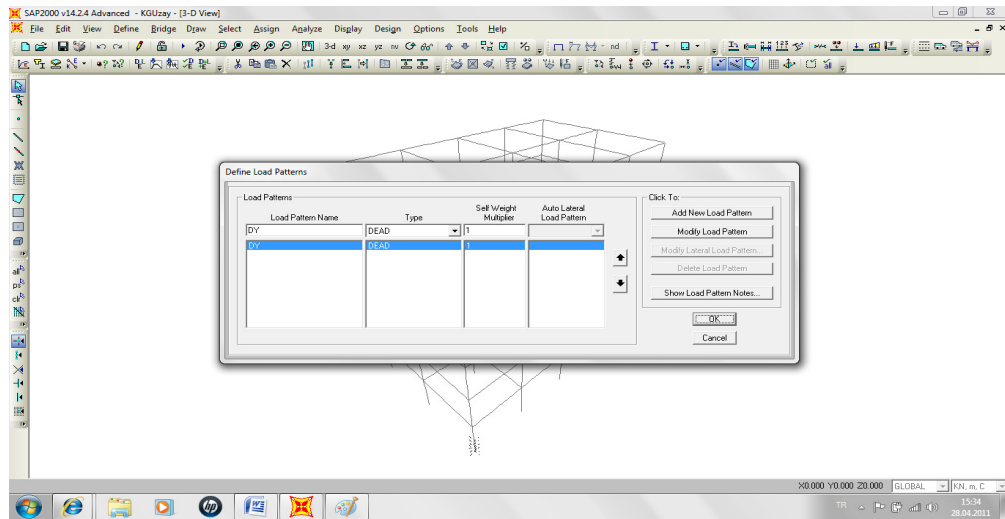
basılarak yapılabilir. Açılan Divide Selected Frames penceresinde çubukların belli sayıda bölünmesi, oransal olarak bölünmesi, istenilen uzunlukta bölünmesi ve çubukların kesiştiği çubuklarla bölünmesi gibi birçok seçenek bulunmaktadır (Şekil 4.10).



Şekil 4.10 : Çubukların bölünmesi.

4.4 Yüklemelerin Yapılması

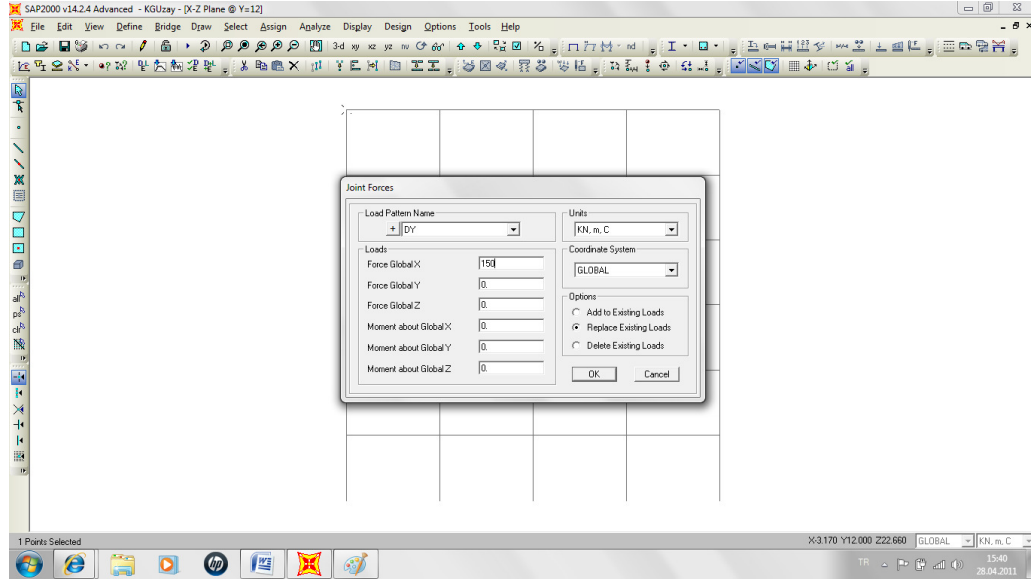
Sistem modeli hazırlandıktan sonra yüklemelerin yapılması için yükleme gruplarının tanımı yapılmalıdır. Yükleme gruplarının tanımı Define menüsünde Load Patterns tuşuna basılarak yapılır. Açılan Define Load Patterns penceresinde yükleme grupları tanımlanabilir (Şekil 4.11).



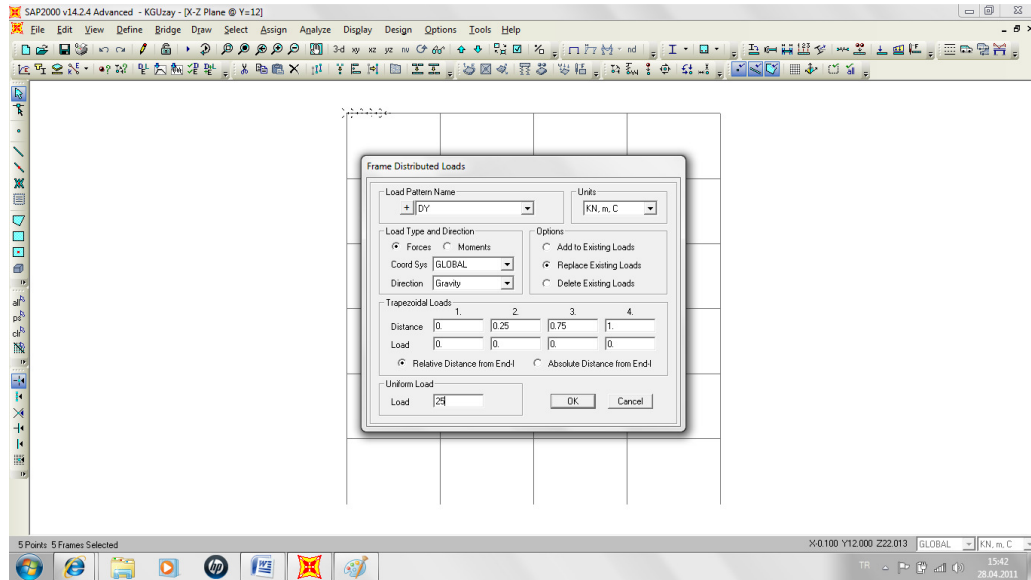
Şekil 4.11 : Yükleme gruplarının tanımlanması.

Burada önemli olan bir husus, lineer olmayan hesaplarda süperpozisyon ilkesi geçerli olmadığından, tüm yüklemeler aynı yük grubu altında sisteme verilmelidir yani birkaç yükleme durumunu kapsayacak bir kombinasyon oluşturulmamalıdır.

Yükleme gruplarının oluşturulmasının ardından sisteme ait düşey ve yatay işletme yükleri ilgili düğüm noktalarına tekil yük olarak veya çubukların üzerine yayılı yük olarak girilir. Yükleme işlemleri Assign menüsünden yapılmaktadır (Şekil 4.12), (Şekil 4.13).

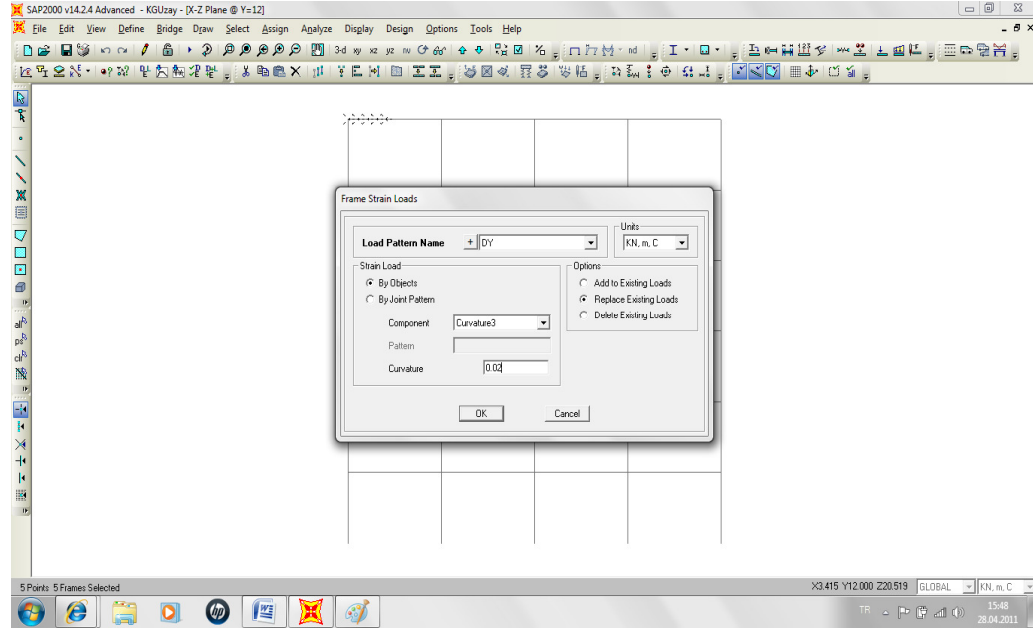


Şekil 4.12 : Tekil yükün girilmesi.



Şekil 4.13 : Çubuklara yayılı yük girilmesi.

Lineer olmayan hesapta, herhangi bir lineerleştirme tekniği yardımıyla hesaplanan plastik şekildeğiştirmeler Sap2000 Strain Load özelliği kullanılarak verilebilmektedir. Plastik şekildeğiştirmelerin tanımlanması için, plastikleşme gerçekleşen çubuk seçilir ve Assign menüsünde Frame Loads açılır penceresinden Strain tuşuna basılır. Açılan Frame Strain Loads penceresinde çubuk yerel eksenlerine göre istenilen bileşende şekildeğiştirmeler verilebilmektedir (Şekil 4.14).



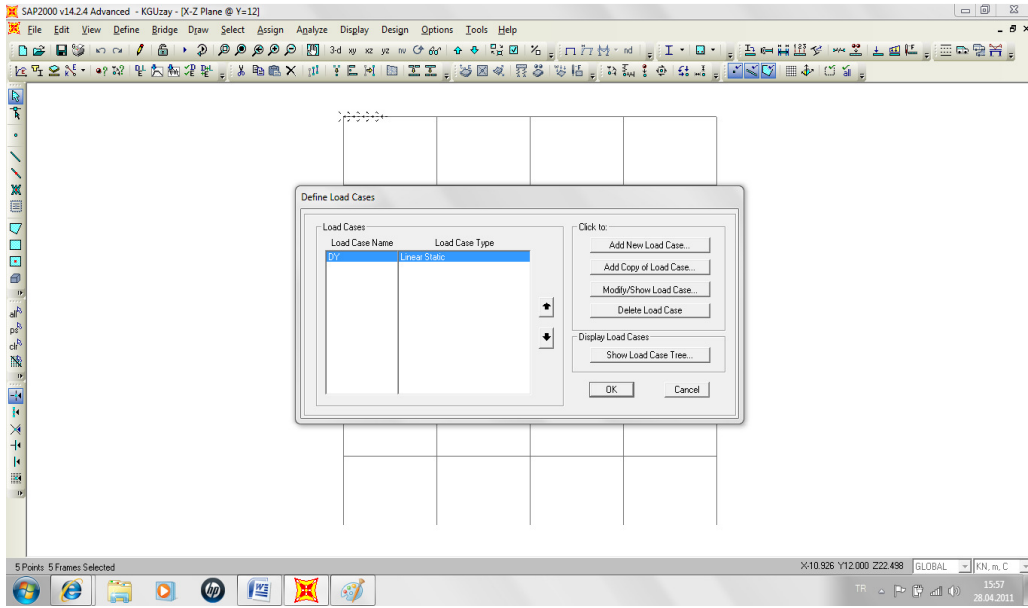
Şekil 4.14 : Çubuklarda plastik şekildeğiştirmelerin tanımlanması.

Çubuklarda plastik şekildeğiştirmeler tanımlanırken yerel eksenlere dikkat edilmelidir. Örneğin pozitif değerde bir Curvature 3 plastik şekildeğiştirme yüklemesi 3 yerel eksen etrafında pozitif moment oluşturmaktadır.

Sistem üzerinde yüklemeler tamamlandıktan sonra, birinci mertbe veya ikinci mertbe teorisine göre hesap için yük durumları ayarlanmalıdır.

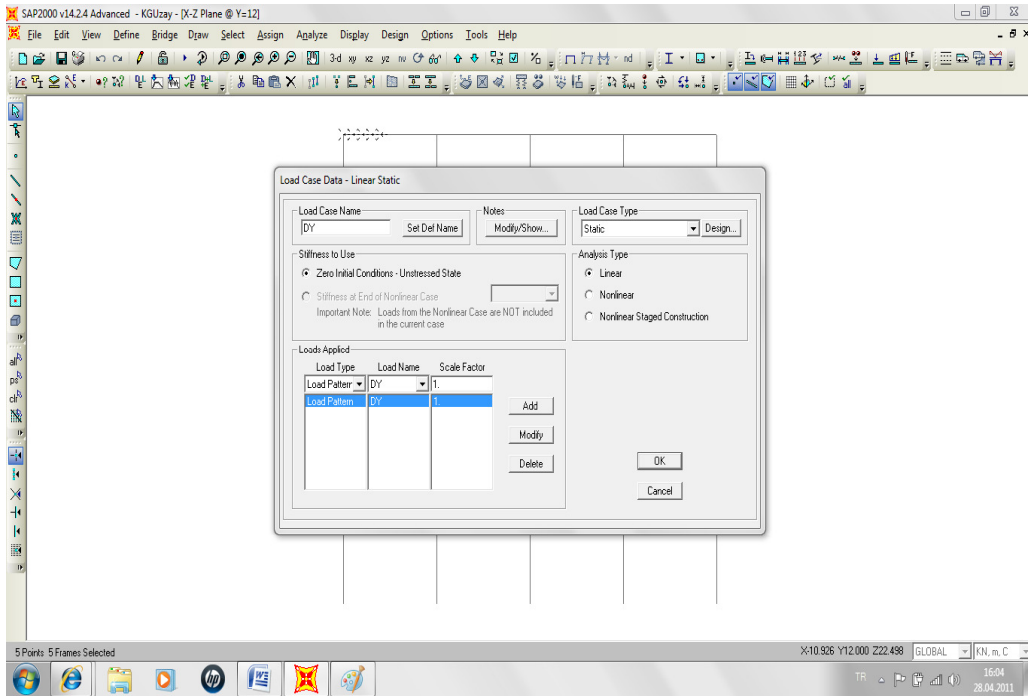
Yükleme durumlarının ayarlamaları Define menüsünde Load Cases tuşuna basılarak yapılır. Açılan Define Load Cases penceresinde model için tanımlanan yükleme durumları gözükmeektedir (Şekil 4.15).

Define Load Cases penceresinde, yüklemelerin gerçekleştirildiği yükleme durumunun özelliklerine girilerek, sistemin birinci veya ikinci mertbe teorisine göre hesabı için gerekli ayarlar yapılabilmektedir.



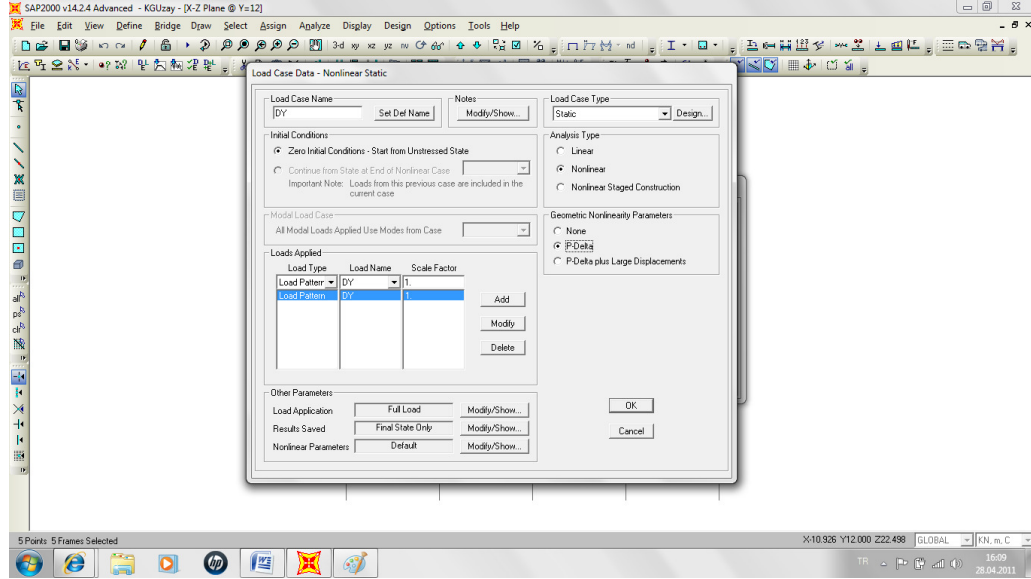
Şekil 4.15 : Model için oluşturulan yükleme durumları.

Eğer sistem birinci mertebe elastoplastik teoriye göre hesap ediliyorsa, analiz tipi lineer olarak kabul edilebilir çünkü plastik şekildeğiştirmelerin yayılı olması durumunda lineerleştirme teknikleri kullanılarak eşdeğer lineer sistem çözümü yapılmaktadır (Şekil 4.16).



Şekil 4.16 : Birinci mertebe teorisine göre elastoplastik hesap için yükleme durumu.

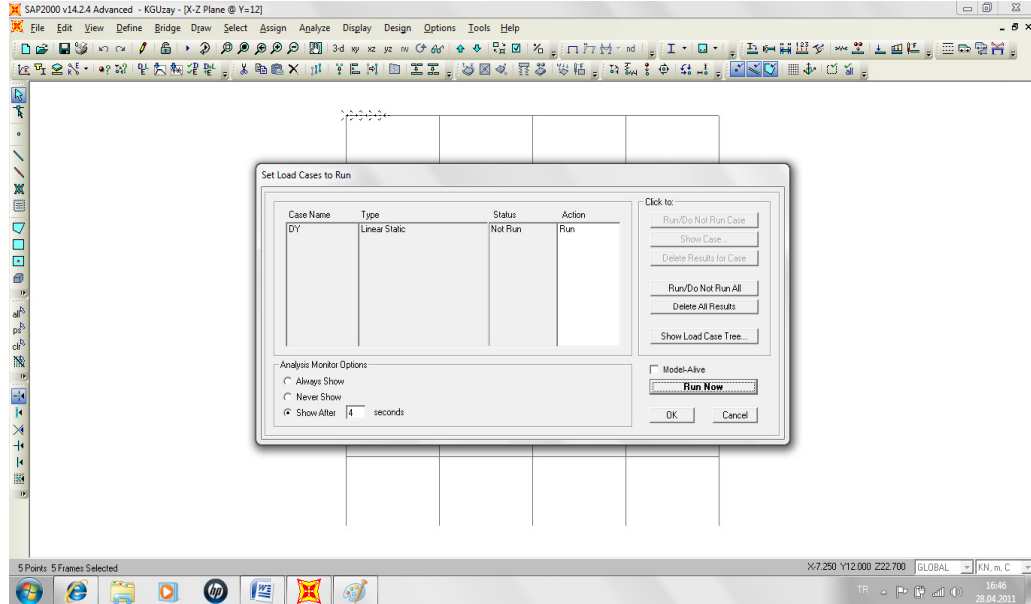
Eğer sistemin hesabı ikinci mertbe elastoplastik teoriye göre yapılacaksa, analiz tipi olarak Nonlinear kutusuna tıklanıp, Geometric Nonlinearity Parameters kısmında P-Delta seçeneği seçilmelidir (Şekil 4.17).



Şekil 4.17 : İkinci mertbe teorisine göre elastoplastik hesap için yükleme durumu.

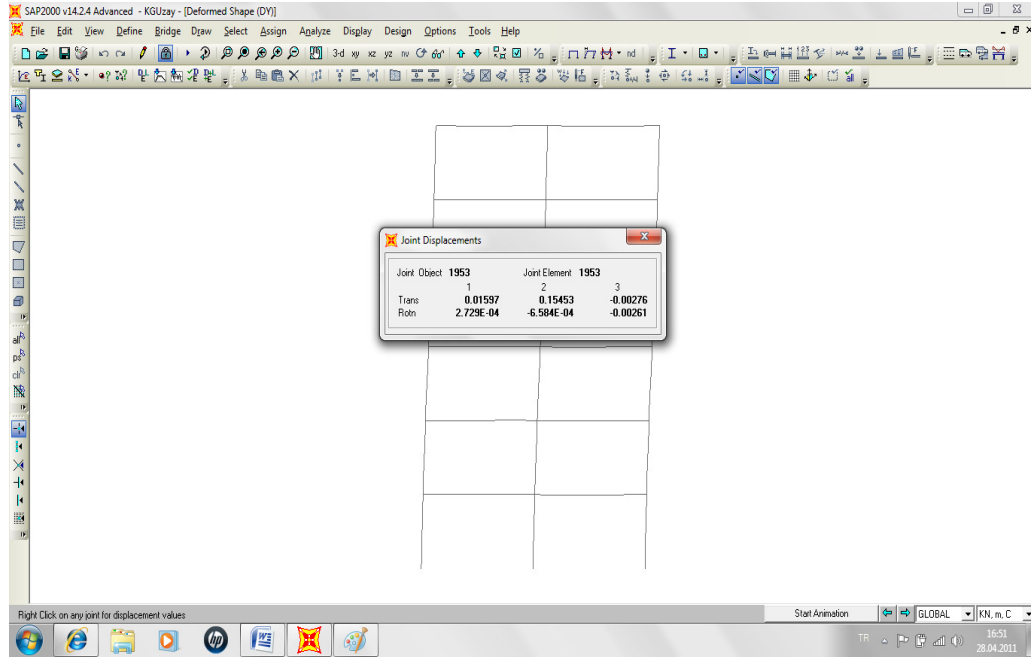
4.5 Analiz ve Sonuçların Alınması

Malzeme ve kesit özellikleri tanımlanıp modelleme yapıldıktan ve yüklemeler girildikten sonra Run Analyses tuşuna basılarak analiz yapılır (Şekil 4.18).



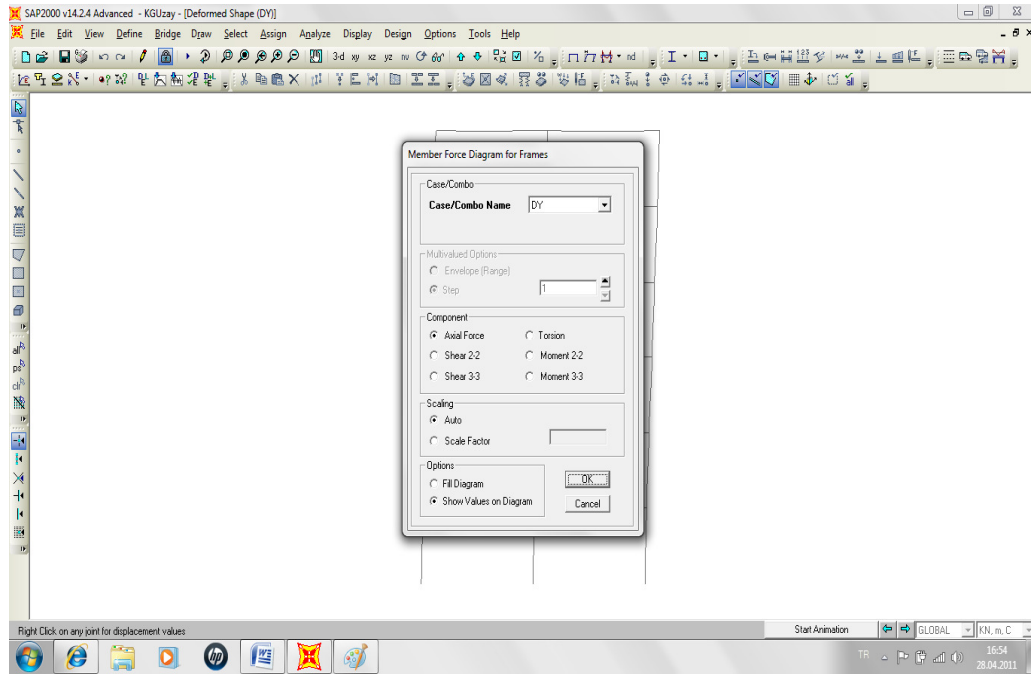
Şekil 4.18 : Analizin çalıştırılması.

İstenilen düğüm noktasının yerdeğiştirme değeri, düğüm noktasına sağ tıklanarak açılan pencereden okunabilir (Şekil 4.19).



Şekil 4.19 : Düğüm noktası yerdeğiştirmelerinin okunması.

Sistemin iç kuvvet diyagramları ise Display menüsünden Show Forces/Stresses açılır penceresinden Frames/Cables tuşuna basılarak çizdirilebilir (Şekil 4.20).

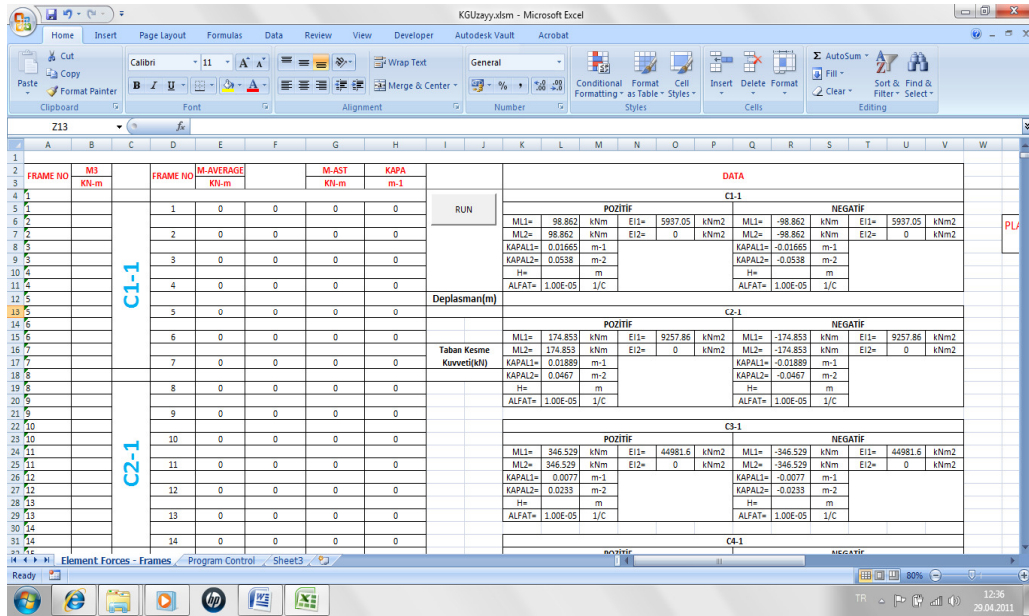


Şekil 4.20 : İç kuvvet diyagramlarının çizdirilmesi.

4.6 API Kodları

Lineer olmayan hesaplarda, yakınsaklık hızları, Bölüm 3 de anlatıldığı gibi, seçilen lineerleştirme tekniklerine bağlı olarak değişmektedir. İkinci mertbe elastoplastik hesap yapılırken çubukların çok sayıda küçük parçalara ayrılması ve başlangıç teğeti gibi yakınsaklık hızı düşük lineerleştirme tekniklerinin kullanılması durumunda, lineer olmayan hesaplar çok uzun adımlar sonucu tamamlanmaktadır. Tüm adımlarda plastik şekildeğiştirmelerin elle sisteme yüklenmesi, çubuk sayılarının fazla olduğu yapı sistemlerinde hata riskini oldukça artırmaktadır. Ayrıca hesap adımlarının önemli oranda artması, hesap sürelerinin oldukça fazla olmasına neden olmaktadır. Tüm bu nedenlerle lineer olmayan hesapların sistematik bir şekilde yapılmasını sağlayacak bir ara programa ihtiyaç duyulmaktadır.

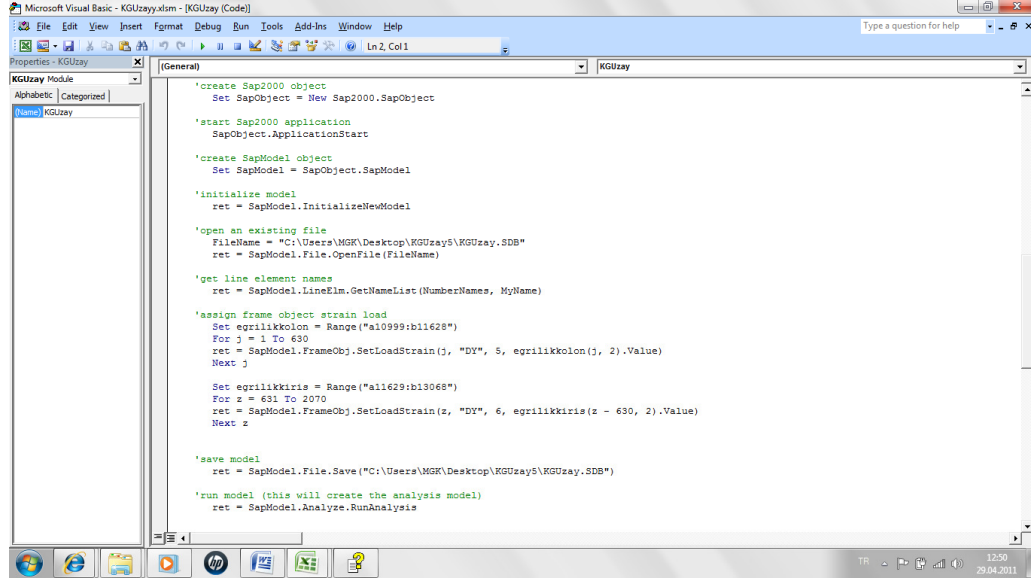
Yukarıda anlatılan nedenlerden ötürü, bu çalışma kapsamında içerisinde Sap2000 API kodlarını içeren bir Visual Basic makrosu bulunan Microsoft Excel şablonu oluşturulmuştur (Şekil 4.21).



Şekil 4.21 : Hazırlanan Microsoft Excel şablonu.

Hazırlanan şablonda giriş verileri kısımlarına, tüm kesitler için sırasıyla M_{L1} , M_{L2} , χ_{L1} , χ_{L2} değerleri girilmektedir. Program analiz sonucu hesaplanan çubuk uç moment değerlerine göre plastikleşen bölgeler için bir sonraki adımda yüklenmesi gereken eğrilik değerini başlangıç teğeti yöntemini kullanarak hesaplamaktadır.

API kodları, Sap2000 programının diğer programlarla veya yeni yazılabilecek bir programla içiçe çalışmasını sağlayan yazılımlardır. Tüm API kodları Visual Basic, Visual C++, Fortran, Matlab gibi programlama dilleriyle uyumlu olarak çalışmaktadır.



Şekil 4.22 : API kodları yardımıyla hazırlanan Visual Basic makrosu.

Çalışma kapsamında yazılan makro çalıştırıldığında, Excel şablonunda hesaplanan plastik şekildeğiştirmeleri Sap2000 modelinde ilgili çubuklara plastik şekildeğiştirme olarak yüklemektedir. Program yüklemeleri yapıp analizleri gerçekleştirdikten sonra çubuk uç moment değerlerini ve daha önceden belirlenmiş bir noktanın yatay deplasman değerini ve taban kesme kuvvetini Excel şablonunda belirlenmiş olan yerlere yazmaktadır. Yeni gelen moment değerlerine göre Excel tarafından yeni plastik şekildeğiştirmeler hesaplanıp, makro tekrar çalıştırıldığında benzer işlemler tekrarlanmaktadır. Bu şekilde tüm çubuklar için plastikleşme değerleri program tarafından girilerek olası hatalar engellenmiş olmaktadır.

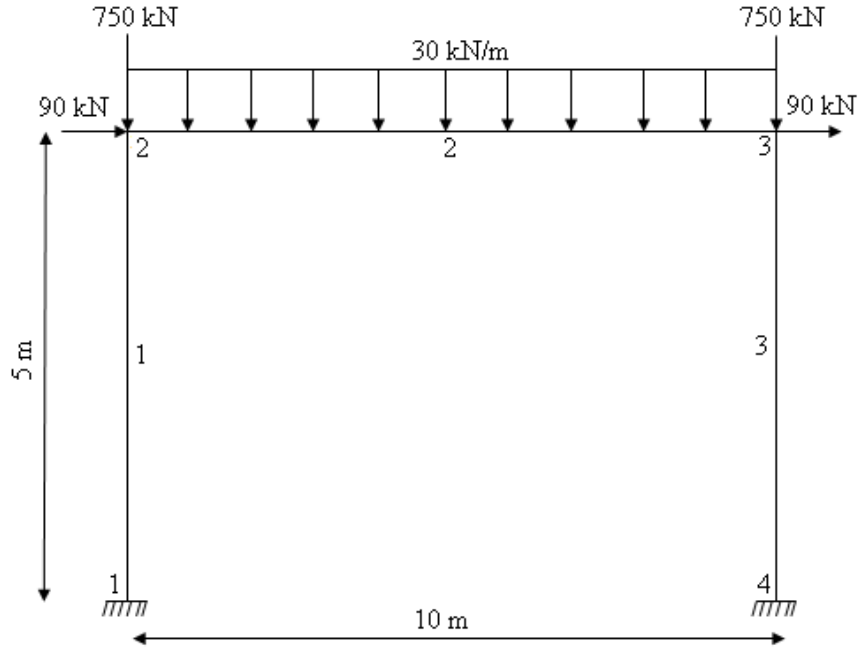
Bölüm 5 de API kodlarının kullanıldığı sayısal örneklerde yazılan Visual Basic makrosunun kodları Ek A.1, Ek A.2 ve Ek A.3 de verilmiştir.

5. SAYISAL İNCELEMELER

Bu bölümde, malzeme bakımından ve hem malzeme hem de geometri bakımından lineer olmayan sistemlerin hesabına üçü tek katlı tek açıklıklı düzlem çerçeve biri 6 katlı üç boyutlu çerçeve olmak üzere dört adet sayısal uygulama yapılmıştır. Sistemlerin çözümünde, CSI Sap2000 programı kullanılmıştır.

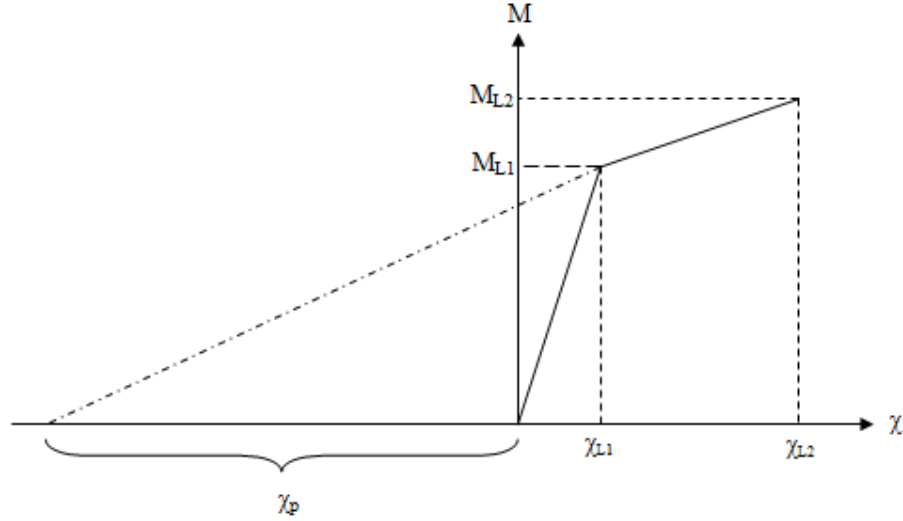
5.1 Örnek 1

Daha önceden Özer [15] tarafından geliştirilen NAPS programı ile lineer olmayan hesabı yapılan sistemin lineer olmayan hesabı Sap2000 programı ile yapılmış ve sonuçları karşılaştırılmıştır. Sistemin modeli ve işletme yükleri Şekil 5.1 de verilmiştir. Sistemin hesabı, plastik şekildeğıştirmelerin yayılı olduğu durum için birinci mertebe teorisine göre yapılmıştır. Lineer olmayan hesapta, lineerleştirme tekniklerinden teğet tekniği kullanılmıştır.



Şekil 5.1 : Sistem modeli ve işletme yükleri.

Sistem sabit düşey işletme yükleri altında, *YYP* yatay yük parametresinin artan değerleri için hesaplanacak ve göçmeye karşı gelen yatay yük parametresi elde edilecektir. Sistemin yük parametresi – yerdeğiştirme bağıntısının belirlenmesinde esas alınan büyüklük, 3 noktasının δ_3 yatay yer değiştirmesi olarak seçilmiştir. Çubuk elemanların eğilme momenti – eğrilik ($M-\chi$) bağıntısı Şekil 5.2 de şematik olarak gösterilmiştir.



Şekil 5.2 : Çubuklarda eğilme momenti – eğrilik diyagramı.

Sistem elemanlarında $M-\chi$ bağıntılarını tanımlayan karakteristik değerler, [15] nolu çalışmadan alınmış olup, aşağıda verilmiştir.

a) 1-3 numaralı çubuklar

$$\chi_{L1} = 0.0024 \text{ m}^{-1} \quad M_{L1} = 439.0 \text{ kNm} \quad \chi_{L2} = 0.0400 \text{ m}^{-1} \quad M_{L2} = 474.4 \text{ kNm}$$

$$EI_1 = 182917 \text{ kNm}^2 \quad EI_2 = 941.49 \text{ kNm}^2 \quad EF = 6097222 \text{ kN} \quad \chi_p = -0.464 \text{ m}^{-1}$$

b) 2 numaralı çubuk

$$\chi_{L1} = 0.0054 \text{ m}^{-1} \quad M_{L1} = 410.5 \text{ kNm} \quad \chi_{L2} = 0.0230 \text{ m}^{-1} \quad M_{L2} = 428.3 \text{ kNm}$$

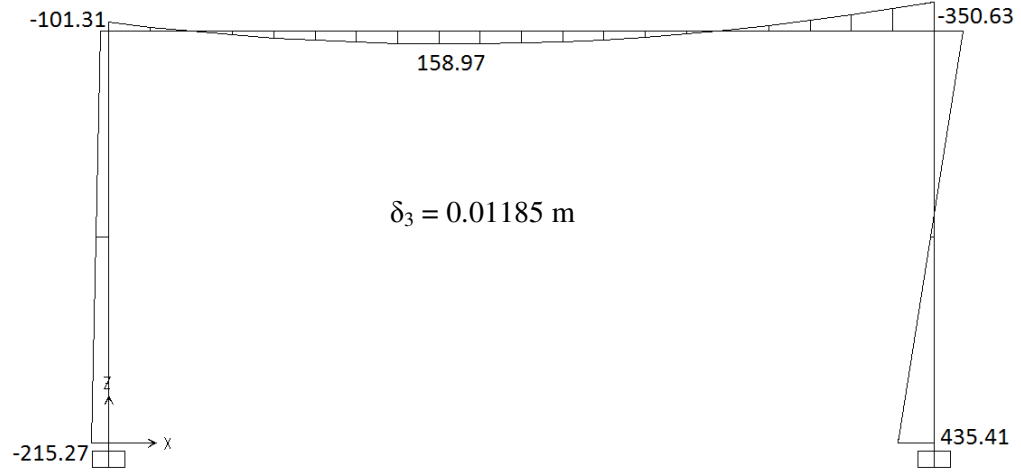
$$EI_1 = 75864 \text{ kNm}^2 \quad EI_2 = 1011.36 \text{ kNm}^2 \quad EF = 2528799 \text{ kN} \quad \chi_p = -0.401 \text{ m}^{-1}$$

5.1.1 Hesap adımları

Yukarıda sistem modeli, işletme yükleri ve enkesit karakteristikleri verilen sistemin 1.mertebe elastoplastik hesabının CSI Sap2000 Yapısal Analiz Programı ile yapılmasına ilişkin bilgiler aşağıda sunulmuştur.

YYP = 1.00 için hesap – 1.Adım

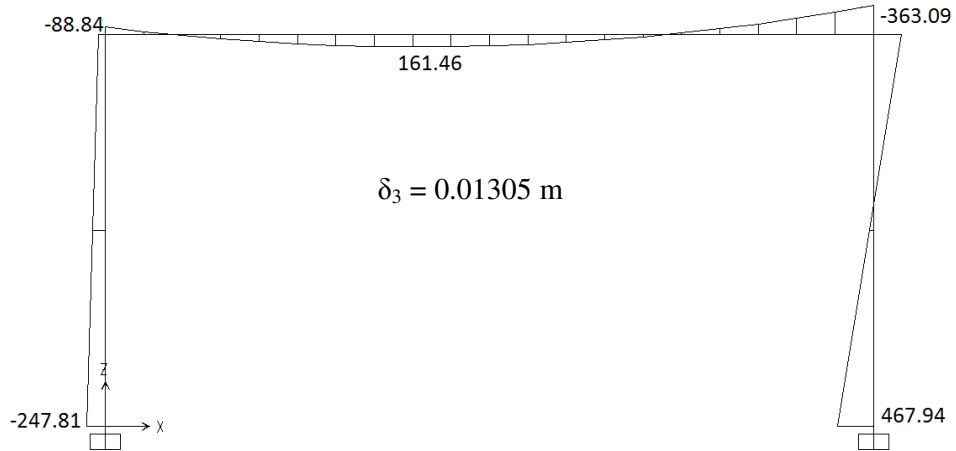
Hesabın bu adımında yatay yük parametresinin 1.00 değeri için hesap yapılmıştır. Elde edilen eğilme momenti diyagramı ve yatay yer değiştirme değeri Şekil 5.3 de verilmiştir. Bu adımda tüm kesitlerde $M \leq M_{L1}$ olduğu gözükmemektedir.



Şekil 5.3 : YYP = 1.00 1.Adım için eğilme momenti diyagramı ve yatay yer değiştirme değeri.

YYP = 1.10 için hesap – 1.Adım

Hesabın bu adımında YYP = 1.10 alınmış ve lineer teoriye göre hesap yapılarak elde edilen eğilme momenti diyagramı ve yatay yer değiştirme değeri Şekil 5.4 de verilmiştir.

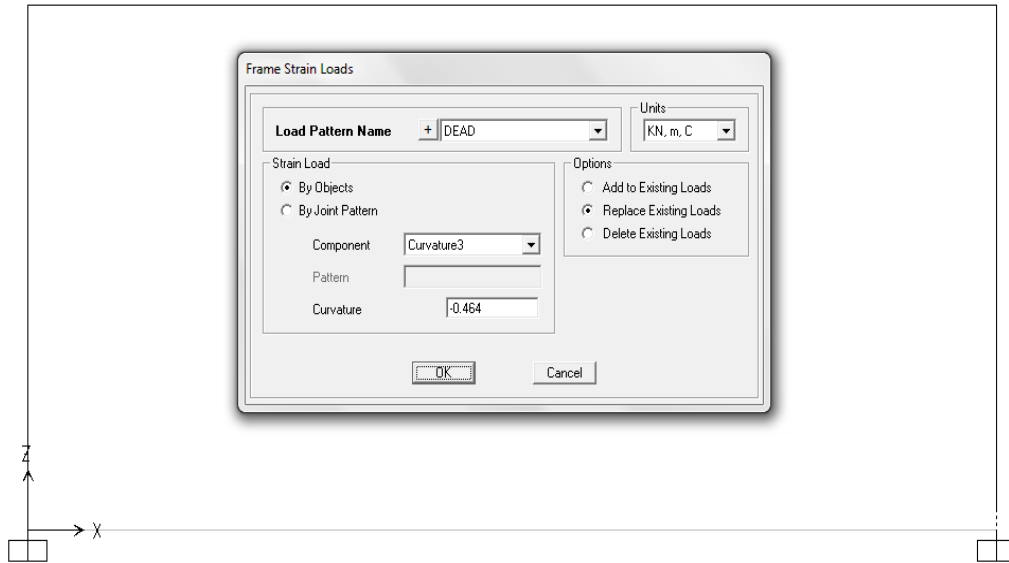


Şekil 5.4 : YYP = 1.10 1.Adım için eğilme momenti diyagramı ve yatay yerdeğiştirme değeri.

Eğilme momenti diyagramından görüldüğü üzere, 3 çubuğunun alt ucunda $M \geq M_{L1}$ olmakta, dolayısıyla bu bölgede plastikleşme meydana gelmektedir. Ardışık yaklaşımın diğer adımında plastikleşen bölgede atalet momenti değişimi yapıp, teğet tekniği ile hesaplanan eğrilik değeri hesaba katılacaktır. Bu ardışık yaklaşım işlemi plastikleşme bölgesinin yeri belirleninceye kadar devam edecektir. Ardışık yaklaşımın devam edip etmeyeceğini belirlemek amacıyla kullanılan kontrol parametresi olarak 3 nolu düğüm noktasının yatay yerdeğiştirmesi seçilmiştir. Yatay yerdeğiştirme değeri bir önceki adıma göre 0.00001 m den az ise ardışık yaklaşıma son verilecektir.

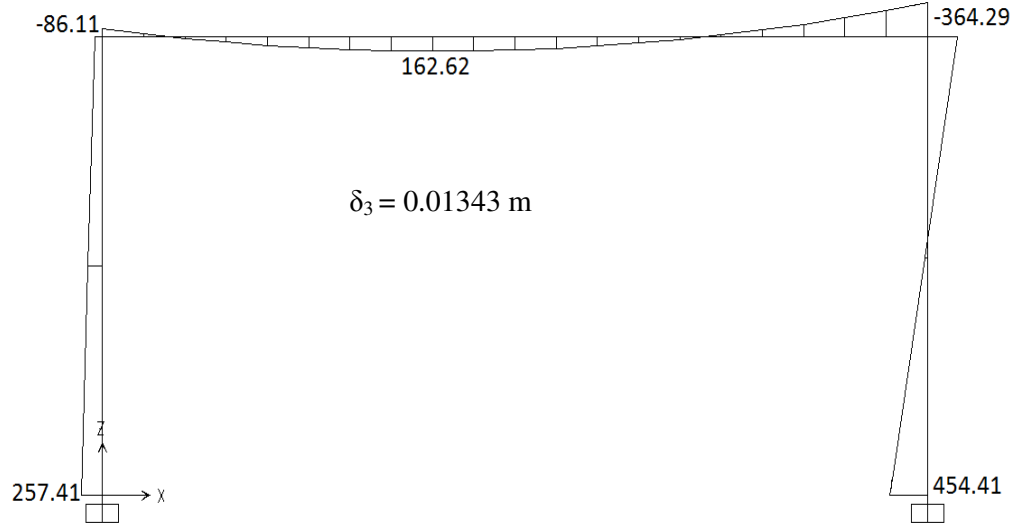
YYP = 1.10 için hesap – 2.Adım

Bu adımda bir önceki adımdan elde edilen moment diyagramında, 3 numaralı çubuğun alt ucunda 0.174 m lik bir plastikleşme bölgesi olduğu gözükmemektedir. Bu bölgede öncelikle eğilme rijitliği düşürülüp, daha sonra teğet yöntemi ile elde edilen eğrilik değeri hesaba katılmıştır (Şekil 5.5).



Şekil 5.5 : Teğet yöntemi ile bulunan eğrilik değerinin hesaba katılışı.

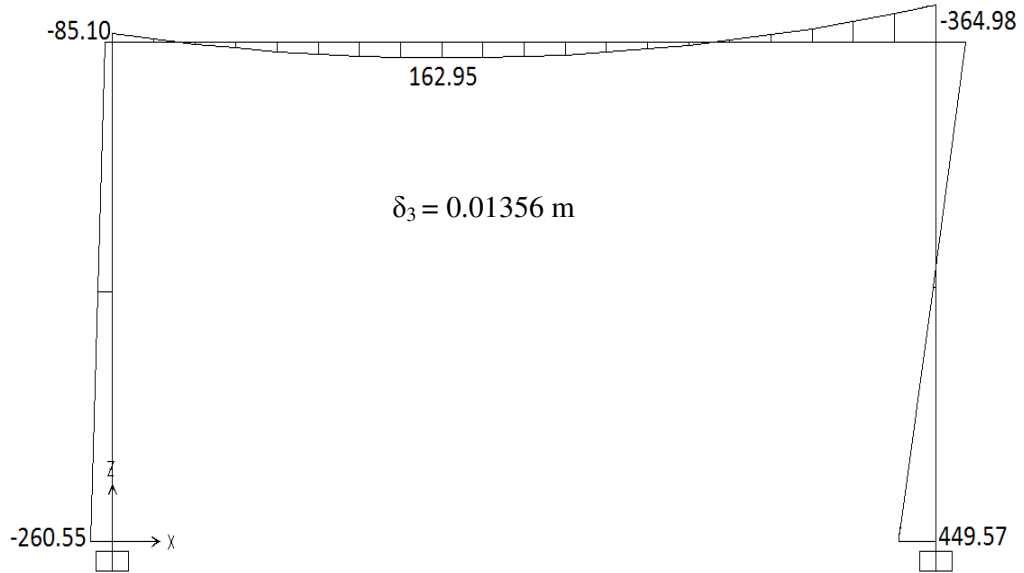
Daha sonra yatay yük parametresi değişmeksizin yapılan hesap sonucu elde edilen eğilme momenti diyagramı ve yatay yer değiştirme değeri Şekil 5.6 de gösterilmiştir. Yatay yer değiştirme değerindeki değişim $\Delta\delta_3 = 0.00038 \text{ m} > 0.00001 \text{ m}$ olduğu için ardışık yaklaşıma devam edilecektir.



Şekil 5.6 : YYP = 1.10 2.Adım için eğilme momenti diyagramı ve yatay yer değiştirme değeri.

YYP = 1.10 için hesap – 3.Adım

Bu adımda bir önceki adımda elde edilen eğilme momenti diyagramı yardımı ile plastikleşme bölgesinin boyu değiştirilmiş ve hesaplar tekrarlanmıştır. Elde edilen eğilme momenti diyagramı ve yatay yerdeğiştirme değeri Şekil 5.7 de gösterilmiştir.

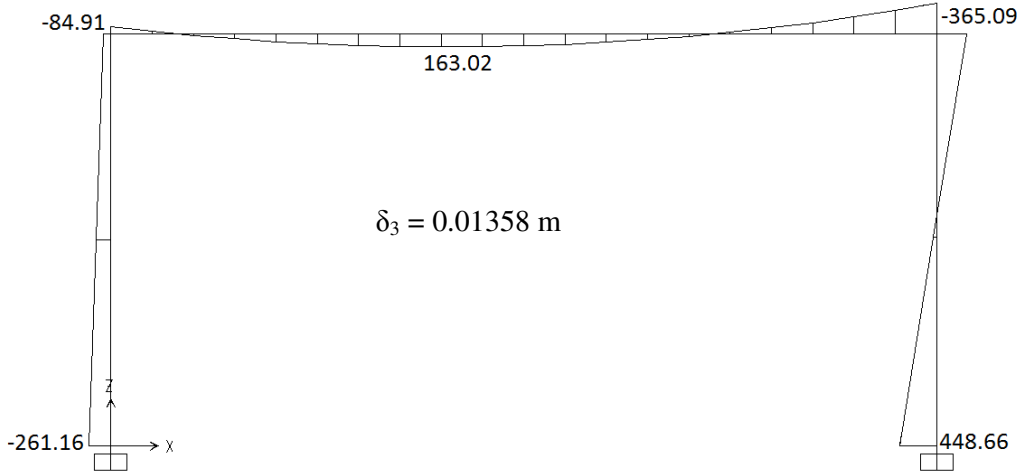


Şekil 5.7 : YYP = 1.10 3.Adım için eğilme momenti diyagramı ve yatay yerdeğiştirme değeri.

Yatay yerdeğiştirme değerindeki değişim $\Delta\delta_3 = 0.00013 \text{ m} > 0.00001 \text{ m}$ olduğu için ardışık yaklaşıma devam edilecektir.

YYP = 1.10 için hesap – 4.Adım

Bu adımda bir önceki adımda elde edilen eğilme momenti diyagramını yardımı ile plastikleşme bölgesinin boyu değiştirilmiş ve hesaplar tekrarlanmıştır. Elde edilen eğilme momenti diyagramı ve yatay yerdeğiştirme değeri Şekil 5.8 de gösterilmiştir.

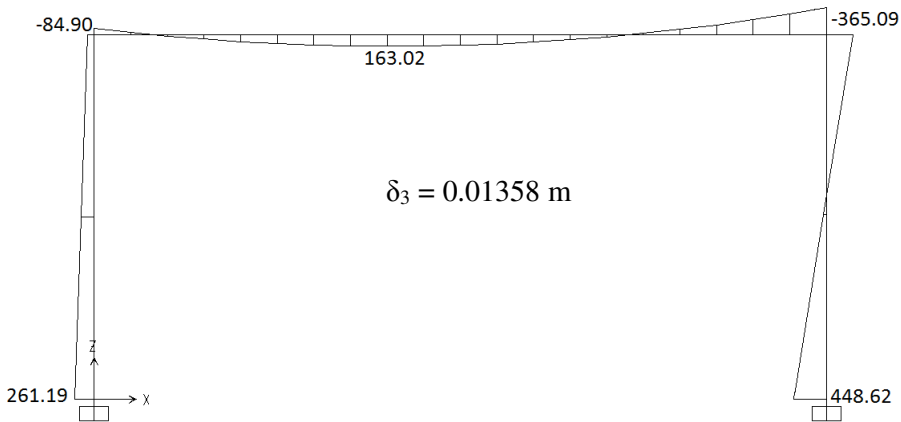


Şekil 5.8 : $YYP = 1.10$ 4.Adım için eğilme momenti diyagramı ve yatay yerdeğiştirme değeri.

Yatay yerdeğiştirme değerindeki değişim $\Delta\delta_3 = 0.00002 \text{ m} > 0.00001 \text{ m}$ olduğu için ardışık yaklaşıma devam edilecektir.

YYP = 1.10 için hesap – 5.Adım

Ardışık yaklaşımın bu adımına ait eğilme momenti diyagramı ve yatay yerdeğiştirme değeri Şekil 5.9 de gösterilmiştir.

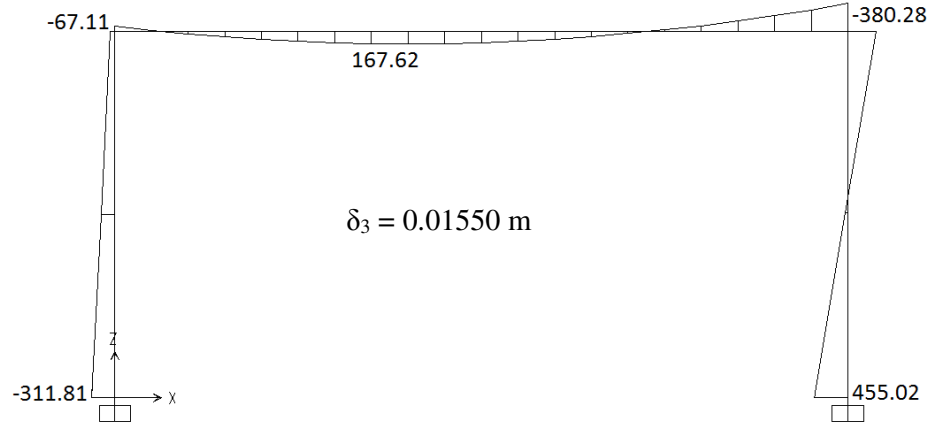


Şekil 5.9 : $YYP = 1.10$ 5.Adım için eğilme momenti diyagramı ve yatay yerdeğiştirme değeri.

Yatay yerdeğiştirme değerindeki değişim $\Delta\delta_3 = 0.00000 \text{ m} < 0.00001 \text{ m}$ olduğu için ardışık yaklaşıma son verilecek ve yatay yük parametresi değeri artırılarak hesaba devam edilecektir.

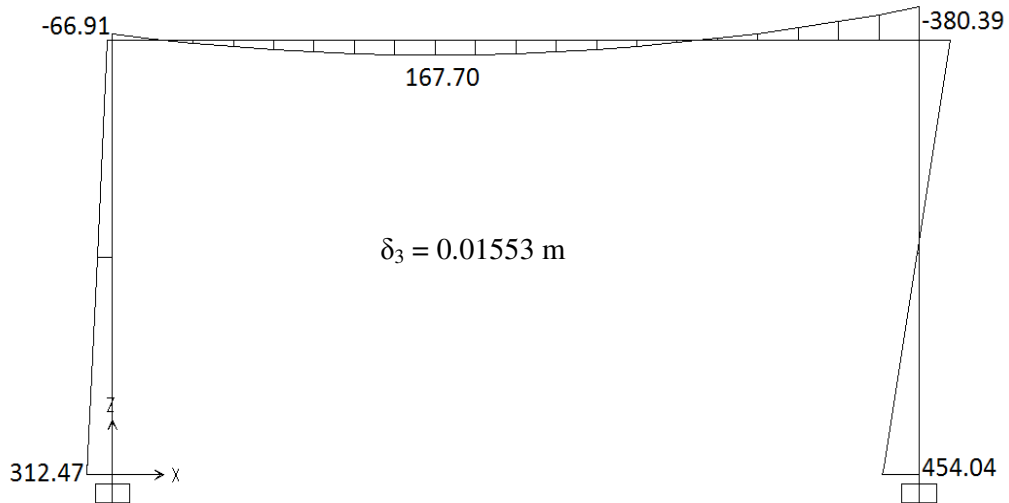
YYP = 1.20 için hesap – 1.Adım

Yatay yük parametresinin 1.20 değeri için yapılan hesap sonucu elde edilen eğilme momenti diyagramı ve yatay yerdeğiştirme değeri şekil 5.10 da gösterilmiştir.



şekil 5.10 : YYP = 1.20 1.Adım için eğilme momenti diyagramı ve yatay yerdeğiştirme değeri.

Benzer şekilde ardışık yaklaşımla yapılsa yatay yük parametresinin 1.20 değeri için eğilme momenti diyagramı ve yatay yerdeğiştirme değeri 3. adımda elde edilir (şekil 5.11).

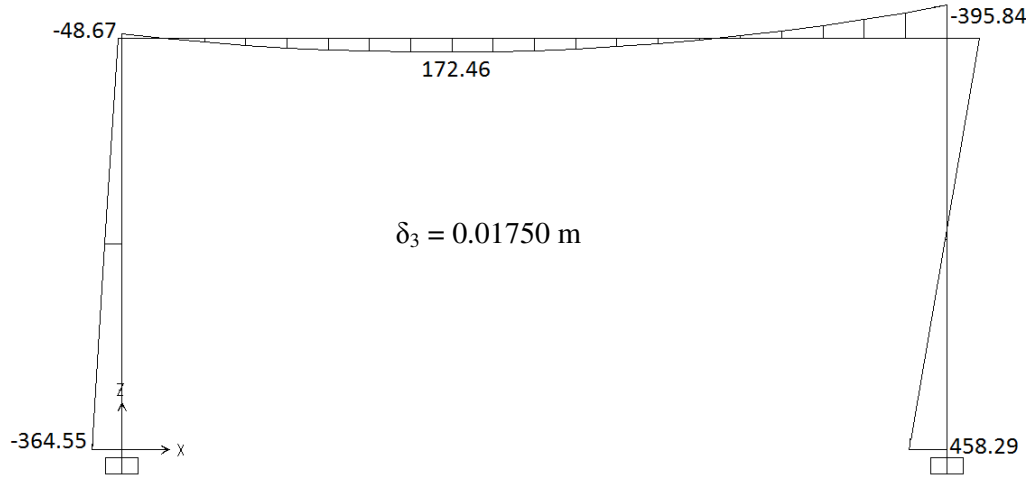


şekil 5.11 : YYP = 1.20 3.Adım için eğilme momenti diyagramı ve yatay yerdeğiştirme değeri.

Diğer yük parametreleri için yapılan hesapların sadece son adımları verilecektir.

YYP = 1.30 için hesap – 3.Adım

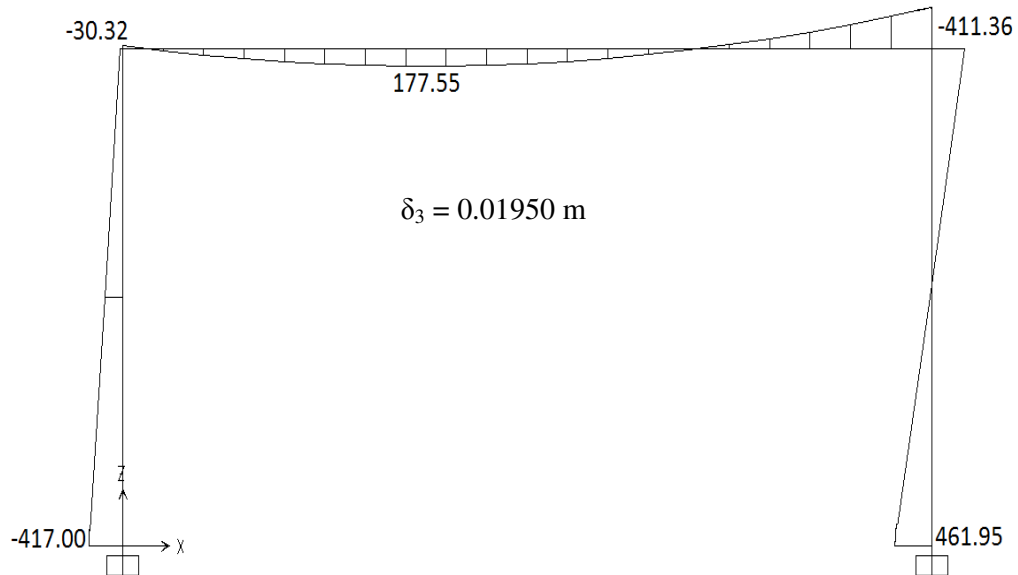
Yatay yük parametresinin 1.30 değeri için yapılan hesaplarda 3 adım ardışık yaklaşım yapıldıktan sonra sonuca ulaşılmıştır (Şekil 5.12).



Şekil 5.12 : YYP = 1.30 3.Adım için eğilme momenti diyagramı ve yatay yerdeğiştirme değeri.

YYP = 1.40 için hesap – 2.Adım

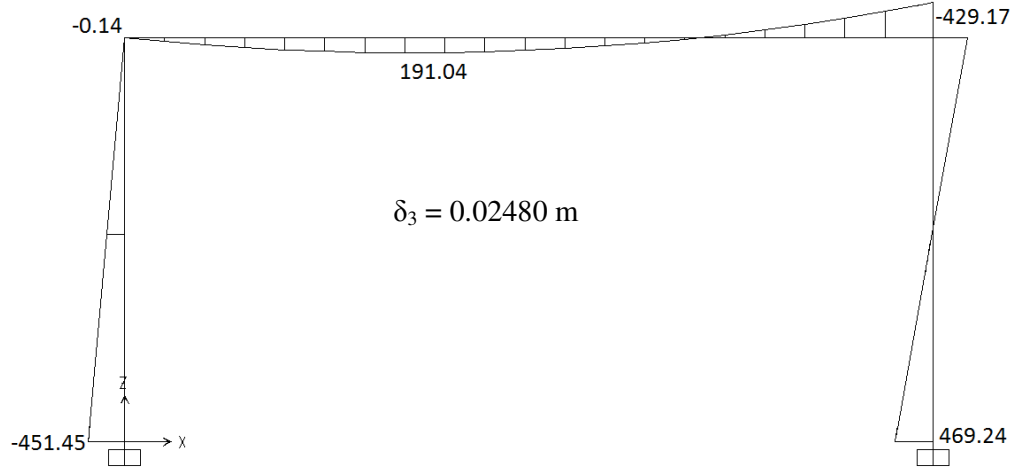
Yatay yük parametresinin 1.40 değeri için yapılan hesaplarda 2 adım ardışık yaklaşım yapıldıktan sonra sonuca ulaşılmıştır (Şekil 5.13).



Şekil 5.13 : YYP = 1.40 2.Adım için eğilme momenti diyagramı ve yatay yerdeğiştirme değeri.

YYP = 1.50 için hesap – 5.Adım

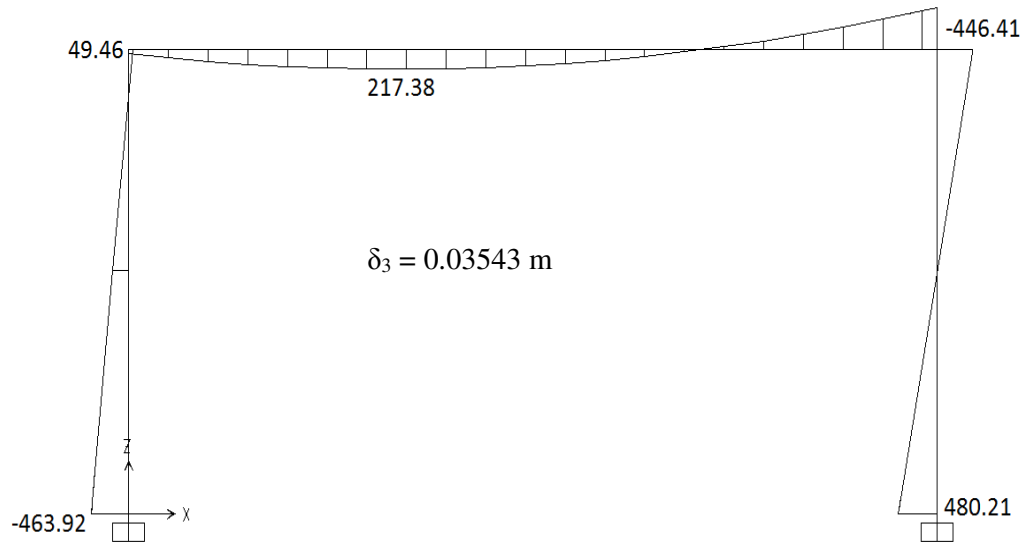
Yatay yük parametresinin 1.50 değeri için yapılan hesaplarda 5 adım ardışık yaklaşım yapıldıktan sonra sonuca ulaşılmıştır (Şekil 5.14).



Şekil 5.14 : YYP = 1.50 5.Adım için eğilme momenti diyagramı ve yatay yerdeğiştirme değeri.

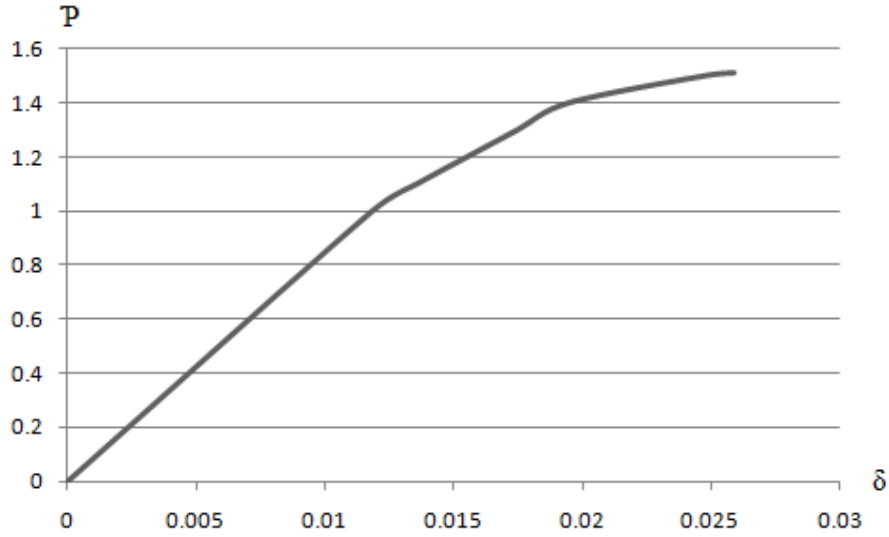
YYP = 1.60 için hesap – 4.Adım

Yatay yük parametresi 1.60 için yapılan hesaplarda, Şekil 5.15 den görüldüğü gibi, sağ kolonun alt ucu ile kirişin sağ ucu eğilme momenti taşıma kapasiteleri aşılmaktadır. O halde sistemin göçmeye ait yatay yük parametresinin 1.50 ile 1.60 değerleri arasında olduğu anlaşılmaktadır.



Şekil 5.15 : YYP = 1.60 4.Adım için eğilme momenti diyagramı ve yatay yerdeğiştirme değeri.

Yatay yük parametresi – yatay yer değiştirme grafiğinde 1.50 değerinden sonra küçük yükleme parametresi artışları ile hesap yapılarak göçme yüküne ait yatay yük parametresinin 1.51 civarında olduğu ve yatar yer değiştirme değerinde 0.0259 m mertebesinde olduğu anlaşılmaktadır (Şekil 5.16).



Şekil 5.16 : Yatay yük parametresi – yerdeğiştirme grafiği.

CSI Sap2000 Yapısal Analiz Programının Strain Load özelliği kullanılarak yapılan bu uygulamanın sonuçlarının, daha önce eşdeğer sıcaklık yüklemesi esasına dayanılarak Özer[15] tarafından elde edilen sonuçlarla karşılaştırılması Çizelge 5.1 de görülmektedir.

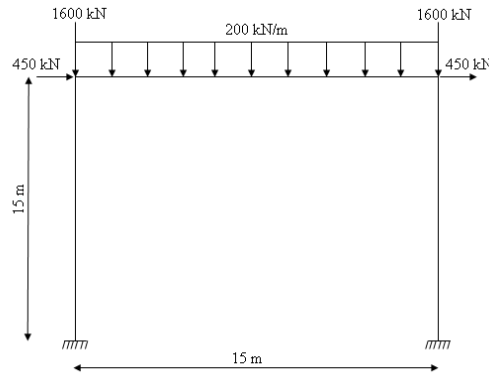
Çizelge 5.1 : Naps programı ile Sap2000 programı sonuçları arasındaki farklar.

	Sap2000		NAPS
YYP	$\delta(m)$	$\delta(m)$	Fark(%)
1	0.01185	0.01185	0
1.1	0.01358	0.01358	0
1.2	0.01553	0.01553	0
1.3	0.0175	0.01751	0.0571
1.4	0.0195	0.0195	0
1.5	0.0248	0.02545	2.554
1.51	0.0259	0.02668	2.9235

Çizelge 5.1 de görüldüğü gibi, her iki programla yapılan hesaplar sonucu elde edilen sonuçlar arasındaki farkın oldukça düşük olduğu gözükmemektedir.

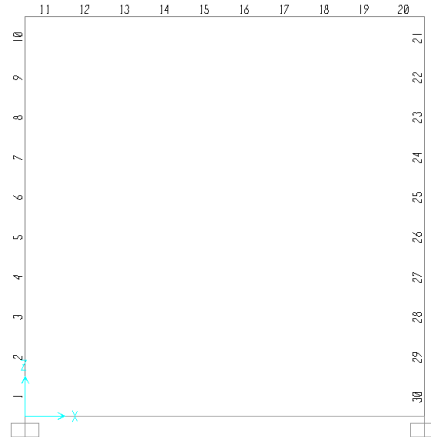
5.2 Örnek 2

Bu uygulamada, daha önce başlangıç kirişi tekniği ile Orakdöğen [17] tarafından ikinci mertebe elastoplastik hesapı yapılan sistemin, ikinci mertebe elastoplastik hesabı yapılarak, sonuçlar karşılaştırılacaktır. Sistemin lineer olmayan hesabı yapılırken, lineerleştirme tekniklerinden başlangıç teğeti tekniği kullanılacaktır. İkinci mertebe lineer olmayan hesap için çubukların çok sayıda parçaya bölünmesi gerektiğinden, lineer olmayan hesap sürelerinin kısaltılması amacıyla hesaplarda Bölüm 4’de açıklanan API kodları kullanılarak hazırlanan MS Excel şablonu kullanılmıştır. Sistemin geometrisi ve işletme yükleri Şekil 5.17 de verilmiştir.



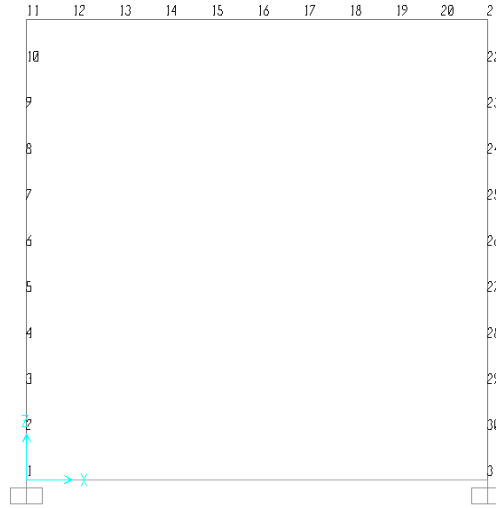
Şekil 5.17 : Sistem modeli ve işletme yükleri.

İkinci mertebe elastoplastik hesap için sistemdeki her bir çubuk 10 eşit parçaya bölünmüş, her bir çubuk için eğilme momenti olarak da bu momentlerin aritmetik ortalaması gözönüne alınmıştır. Sistemdeki çubuklara ait çubuk numaraları Şekil 5.18 de verilmiştir



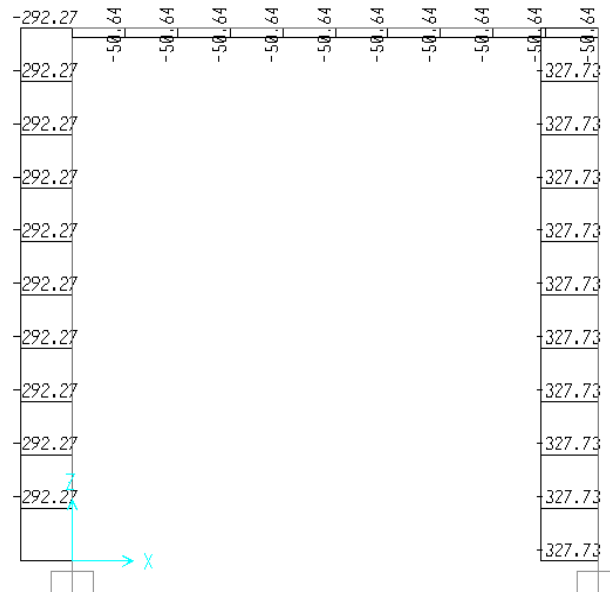
Şekil 5.18 : Çubuk numaraları.

Sistemin yük parametresi – yerdeğiştirme bağıntısının belirlenmesinde esas alınan büyüklük, 21 noktasının δ_{21} yatay yer değiştirmesi olarak seçilmiştir. Sisteme ait düğüm noktası numaraları Şekil 5.19 da verilmiştir. Ardışık yaklaşımlarda yakınsaklık kriteri olarak iki adım arasındaki δ_{21} yatay yerdeğiştirmesi farkının 0.0001 m’den küçük olması koşulu seçilmiştir.



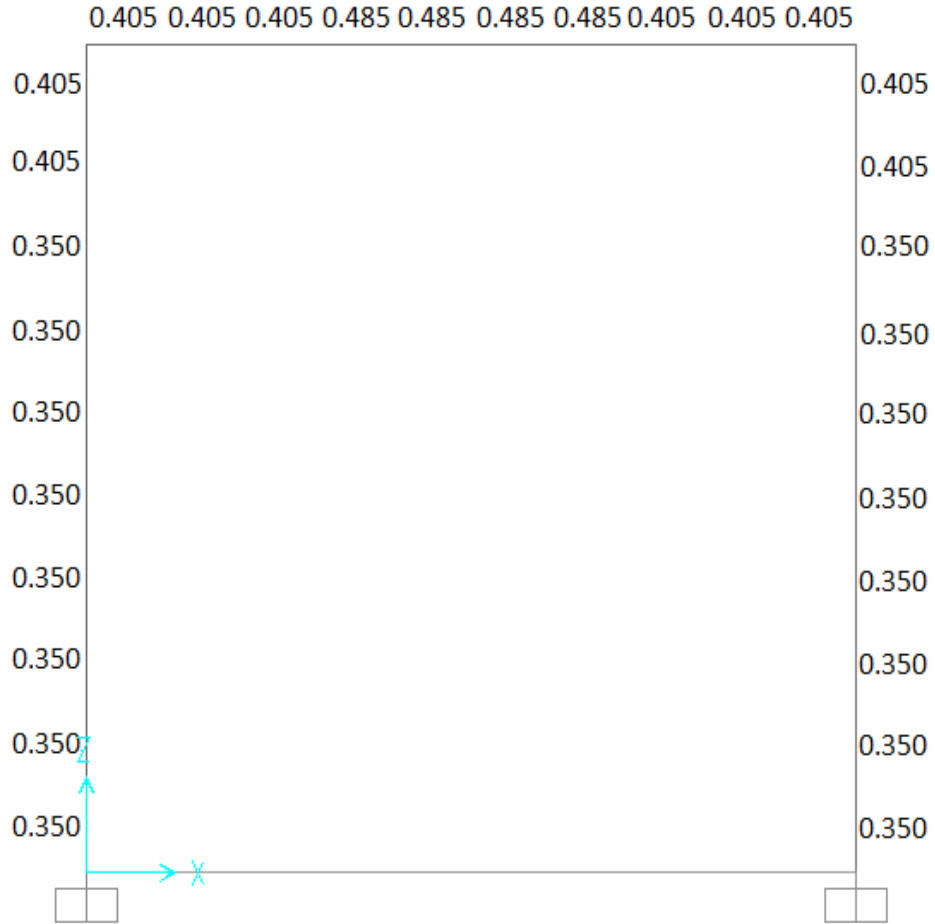
Şekil 5.19 : Düğüm noktası numaraları.

Hesabın başlangıcında, sistem işletme yükleri altında birinci mertebe teorisine göre çözülmüş, sistemin birinci mertebe teorisine göre normal kuvvet değerleri elde edilmiştir (Şekil 5.20).



Şekil 5.20 : Birinci mertebe hesap ile elde edilen normal kuvvet diyagramı.

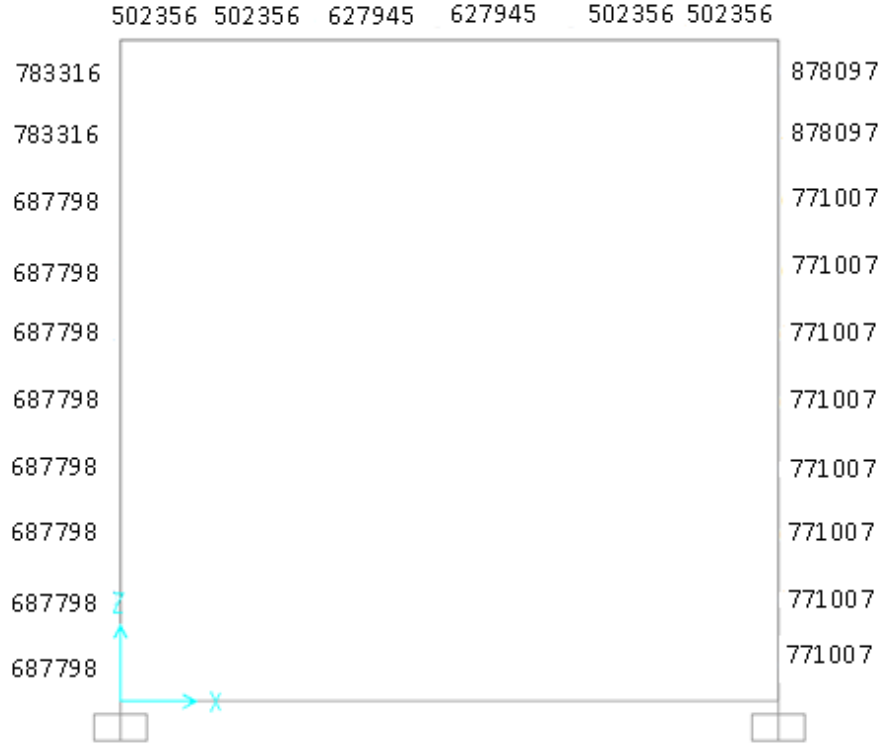
Sistemin moment – eğrilik bağıntılarının hesaplanması için donatı durumuna ihtiyaç duyulmaktadır. Sisteme ait mekanik donatı oranları, [17] nolu çalışmadan alınmış olup, Şekil 5.21 de gösterilmiştir. Sistemin kolon ve kiriş için kesit yüksekliği ve genişliği [17] nolu çalışmadan alınmış olup sırasıyla, 0.7 m ve 1.4 m dir. Kolon ve kirişte donatı çeliği olarak S420, betonarme betonu olarak da C20 betonu kullanılmıştır.



Şekil 5.21 : Çubuk mekanik donatı oranları.

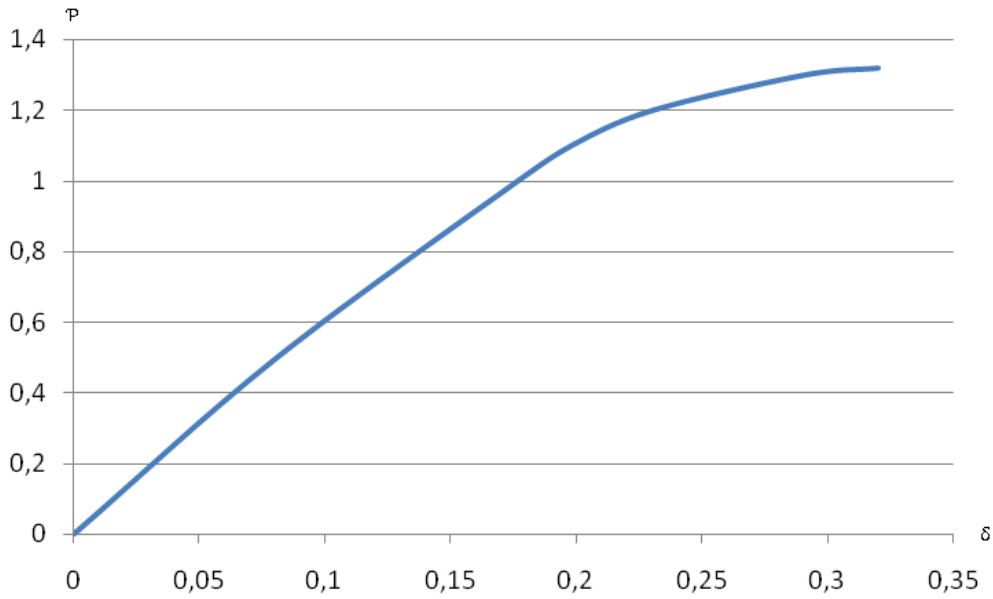
Sistemin herhangi bir yük parametresi için ikinci mertebe elastoplastik teoriye göre hesabın başlangıcında, birinci mertebe normal kuvvetler ve mekanik donatı oranı değerleri ile, [6] da mekanik donatı oranlarına bağlı olarak verilen moment – eğrilik bağıntıları yardımı ile, moment – eğrilik bağıntıları hesap edilmiştir.

Çubuk eğilme rijitlikleri, hazırlanan MS Excel şablonu tarafından hesaplanmıştır. Lineer olmayan hesapta kullanılan eğilme rijitlikleri Şekil 5.22 de verilmiştir.



Şekil 5.22 : Lineer olmayan hesapta kullanılan eğilme rijitlikleri (kNm^2).

Yük parametresinin 0.5, 1.0, 1.1, 1.2, 1.3 değerleri için, sistemin lineer olmayan hesabı yapılmıştır ve yük parametresi – yerdeğiştirme grafiği Şekil 5.23 de çizilmiştir.



Şekil 5.23 : Yük parametresi – yatay yerdeğiştirme grafiği.

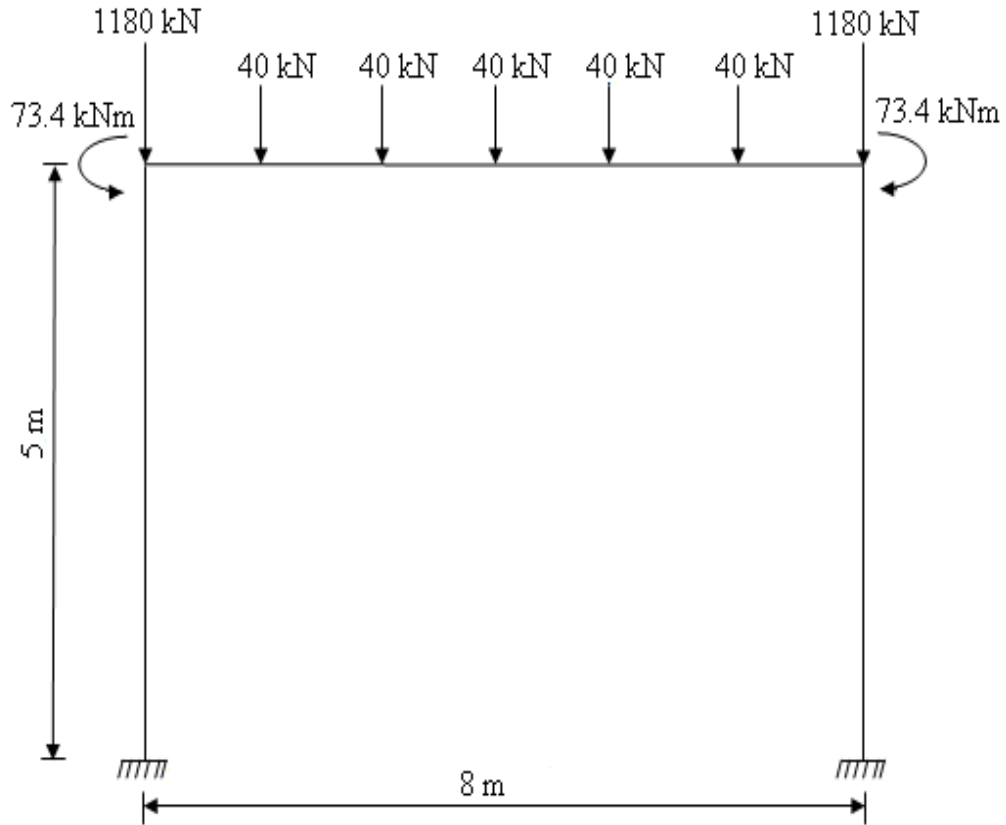
Yapılan hesaplar sonucunda, sistemin limit yüke karşı gelen yük parametresi yaklaşık olarak 1.32 olarak hesaplanmıştır.

Aynı modelin Orakdöğen [17] tarafından başlangıç kirişi yöntemiyle yapılan çözümlerinde ise limit yüke karşı gelen yük parametresi 1.28 olarak bulunmuştur.

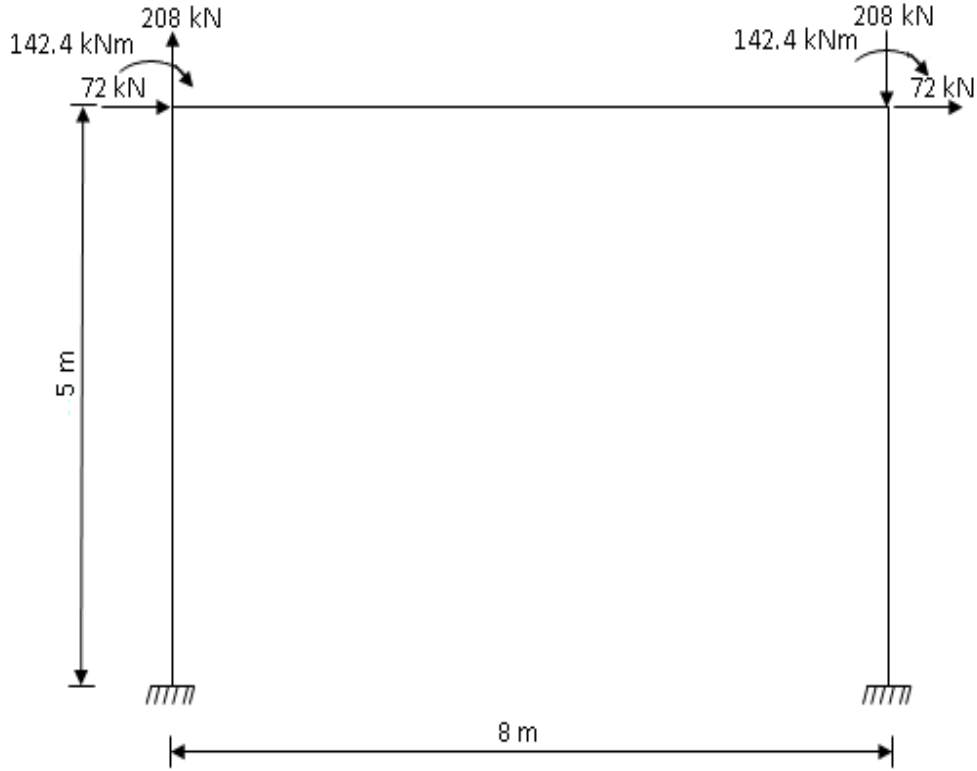
İki sonuç karşılaştırıldığında, yatay yük parametreleri arasındaki farkın % 3.1 mertebesinde olduğu gözükmemektedir.

5.3 Örnek 3

Bu uygulamada, daha önce Girgin [18] tarafından plastik mafsallı hipotezine göre ikinci mertebe elastoplastik hesabı yapılan tek katlı tek açıklıklı çerçeve sistemin, lineer olmayan şekildeğişmelerin sürekli olduğu kabulü altında ikinci mertebe elastoplastik hesabı yapılacak ve sonuçlar karşılaştırılacaktır. Sisteme ait düşey ve yatay işletme yükleri Şekil 5.24 ve Şekil 5.25 da verilmiştir.



Şekil 5.24 : Sistem düşey işletme yükleri.



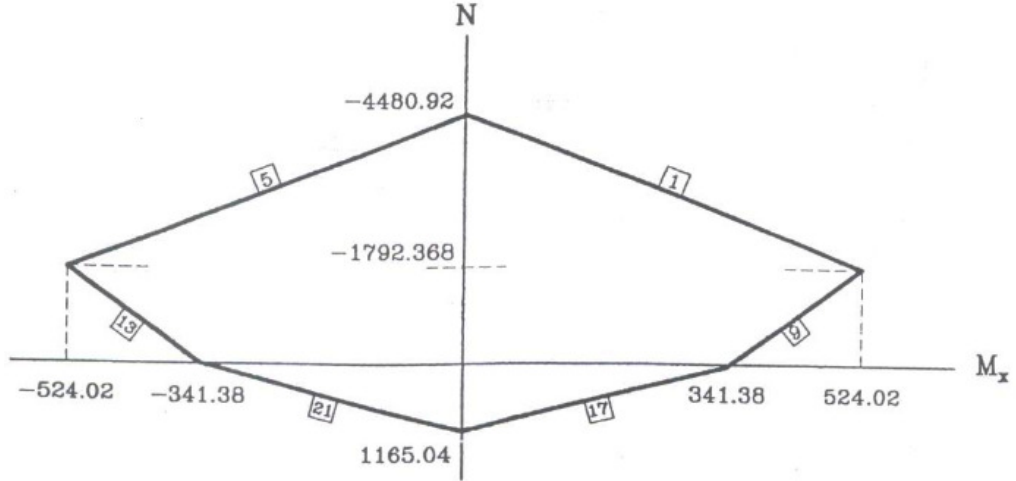
Şekil 5.25 : Sistem yatay işletme yükleri.

Sistemin lineer olmayan hesabı, sabit düşey yükler altında artan yatay yük değerleri için yapılacaktır.

Lineer olmayan hesapta lineerleştirme tekniklerinden başlangıç teğeti yöntemi kullanılacağından, her çubuk için kabul edilen eğilme momenti çubuğun iki düğüm noktasındaki eğilme momentinin aritmetik ortalaması olarak alınmıştır. Bu nedenle kolonlar 0.1 m uzunluğunda, kirişler ise 0.133 m uzunluğunda çubuklara bölünmüştür.

Lineer olmayan tüm hesaplar Bölüm 4’de açıklanan, API kodları yardımıyla hazırlanan MS Excel şablonu kullanılarak yapılmıştır. Ardışık yaklaşımlarda yakınsaklık kriteri olarak iki adım arasındaki yatay yer yerdeğiştirmesi farkının 0.00001 m’den küçük olması koşulu seçilmiştir.

Kolonların moment – eğrilik bağıntıları, düşey yükler altındaki analizden elde edilen normal kuvvet değerleri yardımı ile, [18] nolu çalışmada kolon için belirtilen idealleştirilmiş akma koşulundan elde edilmiştir (Şekil 5.26).



Şekil 5.26 : Kolonlar için belirtilen idealleştirilmiş akma koşulu.

Kolonlar için belirtilen akma koşulundan elde edilen indirgenmiş moment taşıma kapasitesi,

$$M_{L2} = 471.81 \text{ kNm}$$

olarak hesaplanmıştır.

Kolonların eğilme ve uzama rijitlikleri olarak ise, yine [18] nolu çalışmada düşey yükler altındaki analiz sonucu elde edilen $N = -1280 \text{ kN}$ normal kuvveti için,

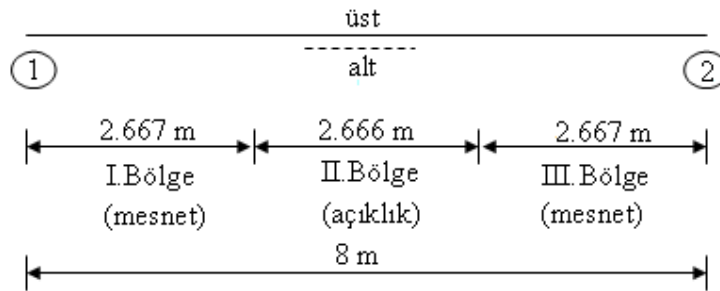
$$EI = 90584 \text{ kNm}^2$$

$$EF = 5557500 \text{ kN}$$

olarak bulunmuştur.

Kirişin donatı düzeni mesnet bölgesi ve açıklık bölgesi olmak üzere ikiye ayrılmıştır.

Bu bölgelerin uzunlukları Şekil 5.27 de gösterilmiştir.



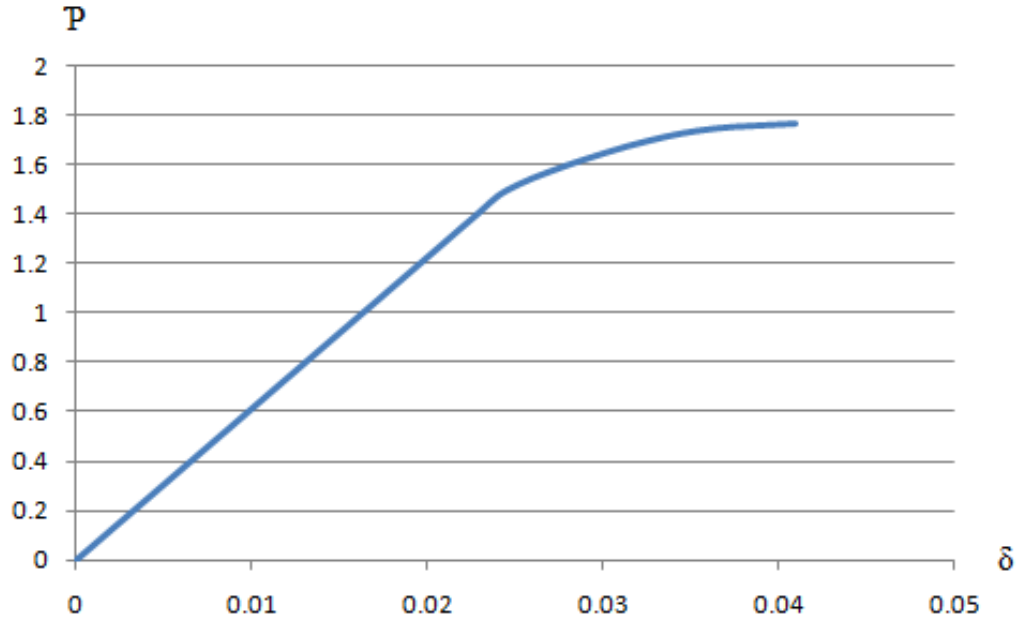
Şekil 5.27 : Kirişin donatı düzenine göre belirlenen bölgeler.

Mesnet ve açıklık bölgelerine ait kiriş eğilme rijitlikleri ve eğilme momenti taşıma kapasiteleri [18] nolu çalışmada belirtildiği gibi Çizelge 5.2 de verilmiştir.

Çizelge 5.2 : Kiriş eğilme rijitlikleri ve eğilme momenti taşıma kapasiteleri.

	I.Bölge	II.Bölge	III.Bölge
EI (kNm ²)	129551	102501	129551
M _{L2} (kNm)	üst	-537.67	-160.77
	alt	331.90	332.21

Sistemin artan yatay yükler altında yapılan ikinci mertebe elastoplastik hesabı sonucunda çizilen yatay yük parametresi – yatay yerdeğiştirme grafiği Şekil 5.28 de verilmiştir.



Şekil 5.28 : Yatay yük parametresi – yatay yerdeğiştirme grafiği.

Sistemin yayılı plastik şekil değiştirmeler altında ikinci mertebe elastoplastik hesabı sonucunda ikinci mertebe limit yük yaklaşık olarak 1.77, limit yüke karşı gelen yatay yerdeğiştirme değeri ise 0.041 m olarak bulunmuştur.

Sistemde ilk plastik kesit oluşumunun olduğu yatay yük parametresi yaklaşık olarak 1.48 mertebesinde. Lineer olmayan hesapta gerçekleştirilen ardışık yaklaşım

sayıları, yatay yük parametresinin 1.6 değeri için 97, yatay yük parametresinin 1.7 değeri için 136 olmuştur. Ardışık yaklaşım sayılarının fazla olmasında, başlangıç teğeti tekniğinin yakınsaklık hızının düşük olması ve seçilen yakınsaklık kriterinin küçük olması neden olmaktadır.

Aynı sistemin Girgin [18] tarafından, plastik mafsallara göre yapılan ikinci mertebe elastoplastik analiz sonucu elde edilen ikinci mertebe limit yük 1.707, limit yüke karşı gelen yatay yerdeğiştirme değeri ise 0.039 m mertebesinde bulunmuştur.

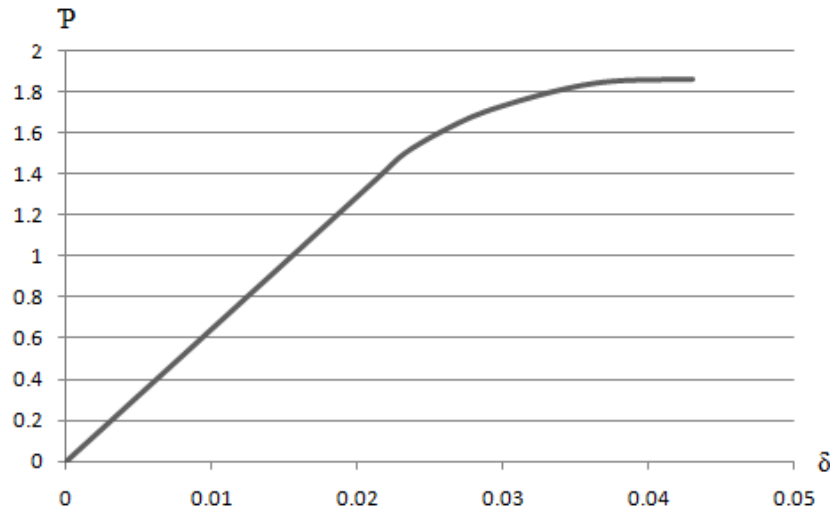
İki çalışmanın sonuçları incelendiğinde, ikinci mertebe limit yüke karşı gelen yatay yük parametreleri arasındaki farkın % 3.6, limit yüklere karşı gelen yatay yerdeğiştirme değerleri arasındaki farkın ise % 5 mertebesinde olduğu görülmektedir.

Girgin tarafından plastik mafsallara göre yapılan ikinci mertebe lineer olmayan hesapta, kiriş sağ ucu 1.681 yatay yük parametresi altında, $\theta_{pmax} = 0.00466$ dönme kapasitesi değerine erişip göçmektedir [18]. Yatay yük parametresinin 1.681 değeri için, lineer olmayan şekil değiştirmelerin sürekli olarak gözönüne alındığı teoriye göre aynı bölgedeki dönme değeri,

$$\theta_p = \chi_p * l_p = 0.023585065 * 0.133 = 0.003136814 \text{ rad}$$

olarak bulunmuştur.

Modelin 1.mertebe teorisine göre yapılan lineer olmayan hesabına göre elde edilen yatay yük parametresi – yerdeğiştirme grafiği Şekil 5.29 da verilmiştir.



Şekil 5.29 : 1.Mertebe teorisine göre yatay yük parametresi – yerdeğiştirme grafiği.

Birinci mertbe teorisine göre yapılan hesapta birinci mertbe limit yük parametresi 1.86 olarak bulunmuştur. Girgin [18] tarafından birinci mertbe teorisine göre plastik mafsall hipotezi ile yapılan hesapta ise limit yük 1.805 olarak bulunmuştur.

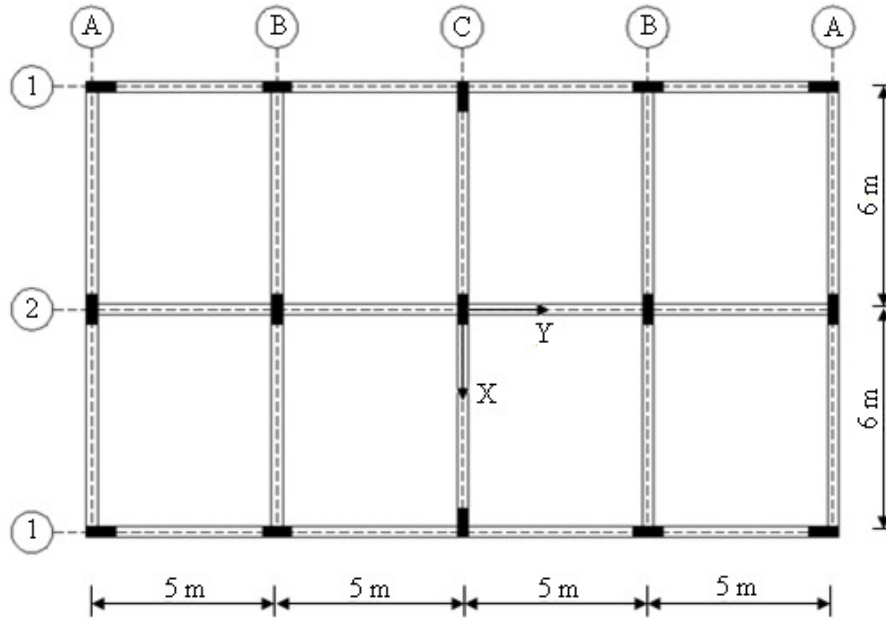
Birinci mertbe sonuçları arasındaki fark incelendiğinde, limit yüküne karşı gelen yatay yük parametreleri arasındaki farkın % 3 mertbesinde olduğu görülmektedir.

Birinci ve ikinci mertbe hesaplar sonucunda, limit yüküne ait yük parametrelerinin fazla çıkmasında kesitler arasındaki uyumun fazla olması ve değişen yatay yük parametreleri altında çubuk normal kuvvet değişimlerinin, kesit moment – eğrilik bağıntıları hesabında gözönüne alınmamasından kaynaklanmaktadır.

5.4 Örnek 4

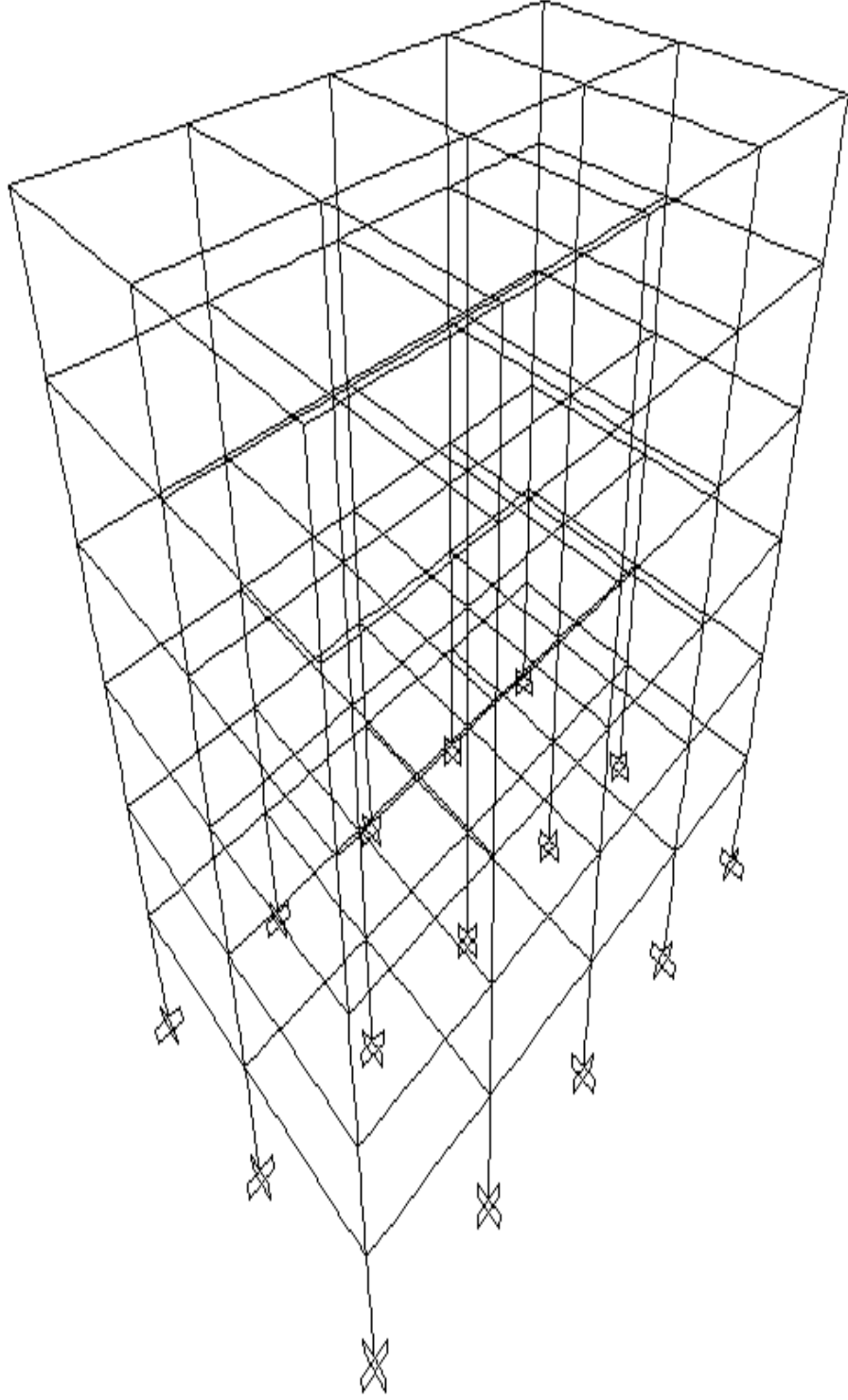
Bu uygulamada Girgin [18] tarafından plastik mafsall hipotezine göre lineer olmayan hesabı yapılan altı katlı uzay çerçevenin lineer olmayan hesabı, lineer olmayan şekildeğiştirmelerin sürekli olduğu kabulü ile yapılacak ve sonuçlar karşılaştırılacaktır.

Sistemin döşeme kalıp planı Şekil 5.30’da gösterilmiştir. Sistem toplam 6 kattan oluşmaktadır ve tüm katların yüksekliği 3.5 m dir.



Şekil 5.30 : Sistemin döşeme kalıp planı.

Sistemin üç boyutlu Sap2000 modeli ise Şekil 5.31 de verilmiştir. Sistemin kiriş ve kolon enkesit boyutları sırasıyla Çizelge 5.3 ve Çizelge 5.4 de verilmiştir.



Şekil 5.31 : Sistemin üç boyutlu Sap2000 modeli.

Çizelge 5.3 : Kiriş enkesit boyutları.

Kat	Aks	h (mm)	b (mm)	b _w (mm)	h _f (mm)
1-6	A	600	660	300	150
	B , C	600	1020	300	150
	1	600	600	300	150
	2	600	900	300	150

Çizelge 5.4 : Kolon enkesit boyutları.

Kat	mm/mm	A1	B1	C1	A2	B2	C2
6-5	h / b	400/300	400/300	400/300	400/300	400/300	400/300
4-3	h / b	400/300	500/300	500/300	500/300	600/300	600/300
2-1	h / b	400/300	600/300	600/300	600/300	800/300	800/300

Çizelge 5.3 de h, b, b_w, h_f simgeleri sırasıyla kiriş yüksekliğini, tabla genişliğini, kiriş genişliğini ve tabla yüksekliğini temsil etmektedir. Çizelge 5.4 de ise h, b sırasıyla kolon uzun kenar doğrultusunu ve kolon kısa kenar doğrultusunu temsil etmektedir.

Sistemin Y ve X doğrultularındaki kiriş boyuna donatıları sırasıyla Çizelge 5.5 ve Çizelge 5.6 da verilmiştir. Bu donatılara ek olarak tüm kirişlerde 2Φ12 gövde donatısı bulunmaktadır. Kirişlerde, donatı yerleşimi bakımından, Örnek 3 de açıklandığı gibi açıklığın üçte biri uzunluğunda üç farklı bölge bulunduğu hesaplarda gözönüne alınacaktır. Kolon boyuna donatıları ise Çizelge 5.7 de verilmiştir.

Enine donatılar ise,

kirişlerde : Φ10/200 (sarılma bölgesinde Φ10/150)

kolonlarda : Φ10/200 (sarılma bölgesinde Φ10/100)

seçilmiştir.

Çizelge 5.5 : Y doğrultusu kiriş boyuna donatıları.

		Katlar			
Aks	Yer		6-5	4-3	2-1
1	mesnet bölgesi (A)	üst	2Φ12+2Φ18	2Φ14+3Φ20	3Φ14+2Φ22
		alt	3Φ16	4Φ16	4Φ16
	açıklık bölgesi (A-B)	üst	2Φ12	2Φ14	3Φ14
		alt	3Φ16	4Φ16	4Φ16
	mesnet bölgesi (B)	üst	2Φ12+2Φ18	2Φ14+3Φ20	3Φ14+2Φ22
		alt	3Φ16	4Φ16	4Φ16
	açıklık bölgesi (B-C)	üst	2Φ12	2Φ14	3Φ14
		alt	3Φ16	4Φ16	4Φ16
	mesnet bölgesi (C)	üst	2Φ12+2Φ14	2Φ14+2Φ20	3Φ14+1Φ22
		alt	3Φ16	4Φ16	4Φ16
2	mesnet bölgesi (A)	üst	2Φ12+2Φ18	2Φ14+2Φ20	3Φ14+2Φ22
		alt	3Φ16	4Φ16	4Φ16
	açıklık bölgesi (A-B)	üst	2Φ12	2Φ14	3Φ14
		alt	3Φ16	4Φ16	4Φ16
	mesnet bölgesi (B)	üst	2Φ12+2Φ18	2Φ14+2Φ20	3Φ14+2Φ22
		alt	3Φ16	4Φ16	4Φ16
	açıklık bölgesi (B-C)	üst	2Φ12	2Φ14	3Φ14
		alt	3Φ16	4Φ16	4Φ16
	mesnet bölgesi (C)	üst	2Φ12+2Φ18	2Φ14+2Φ20	3Φ14+2Φ22
		alt	3Φ16	4Φ16	4Φ16

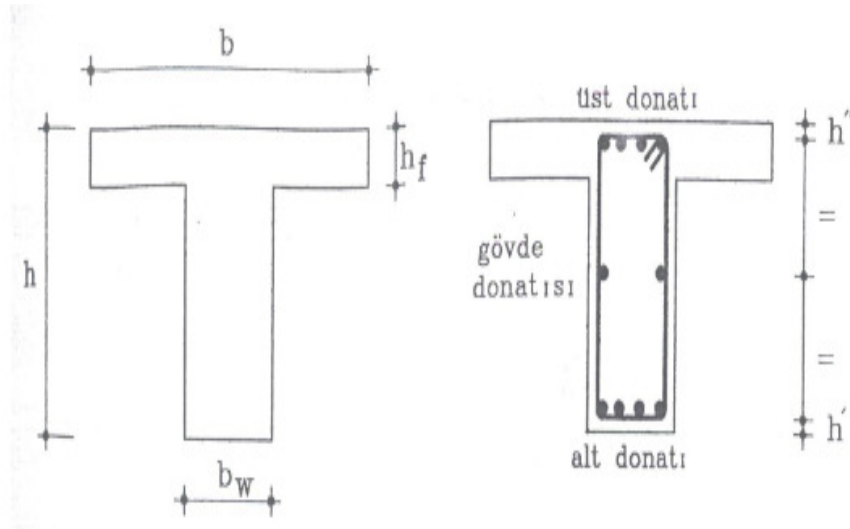
Çizelge 5.6 : X doğrultusu kiriş boyuna donatıları.

		Katlar			
Aks	Yer		6-5	4-3	2-1
A	mesnet	üst	2Φ12+2Φ18	3Φ14+2Φ20	3Φ14+2Φ
	bölgesi (1)	alt	3Φ16	4Φ16	4Φ16
	açıklık	üst	2Φ12	3Φ14	3Φ14
	bölgesi (1-2)	alt	3Φ16	4Φ16	4Φ16
	mesnet	üst	2Φ12+3Φ18	3Φ14+3Φ20	3Φ14+3Φ
	bölgesi (2)	alt	3Φ16	4Φ16	4Φ16
B	mesnet	üst	2Φ12+2Φ18	3Φ14+2Φ20	3Φ16+2Φ
	bölgesi (1)	alt	4Φ16	4Φ16	4Φ16
	açıklık	üst	2Φ12	3Φ14	3Φ16
	bölgesi (1-2)	alt	4Φ16	4Φ16	4Φ16
	mesnet	üst	2Φ12+3Φ18	3Φ14+4Φ22	3Φ16+5Φ
	bölgesi (2)	alt	4Φ16	4Φ16	4Φ16
C	mesnet	üst	2Φ12+3Φ18	3Φ14+4Φ22	3Φ16+5Φ
	bölgesi (1)	alt	4Φ16	4Φ16	4Φ16
	açıklık	üst	2Φ12	3Φ14	3Φ16
	bölgesi (1-2)	alt	4Φ16	4Φ16	4Φ16
	mesnet	üst	2Φ12+3Φ18	3Φ14+4Φ22	3Φ16+5Φ
	bölgesi (2)	alt	4Φ16	4Φ16	5Φ16

Çizelge 5.7 : Kolon boyuna donatıları.

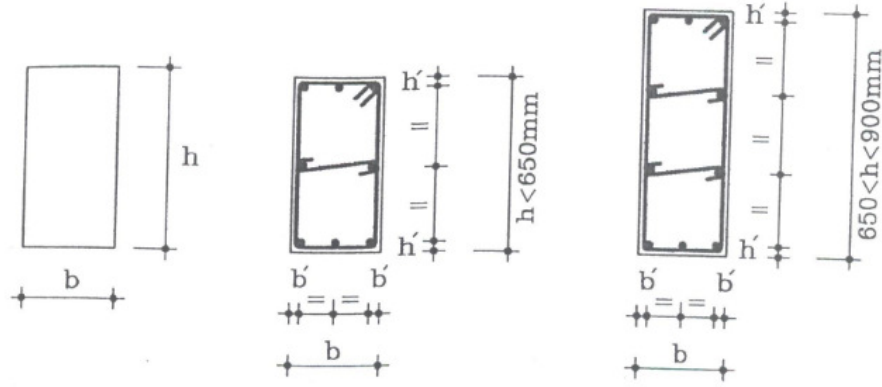
Kolonlar	Katlar		
	6-5	4-3	2-1
A1	4Φ18+4Φ16	4Φ18+4Φ16	4Φ18+4Φ16
B1	8Φ16	8Φ20	4Φ22+4Φ20
C1	4Φ16+4Φ14	8Φ20	8Φ20
A2	4Φ16+4Φ14	4Φ18+4Φ16	8Φ18
B2 , C2	4Φ16+4Φ14	8Φ20	6Φ26+4Φ20

Kirişler için uygulanan donatı yerleşimi [18] nolu çalışmadan alınmış ve Şekil 5.31 de gösterilmiştir. Kirişlerde paspayı, [18] nolu çalışmada da belirtildiği gibi 35 mm olarak alınmıştır.



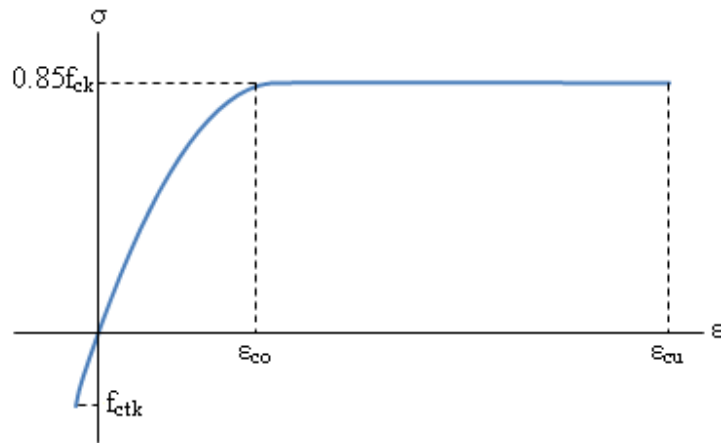
Şekil 5.32 : Kirişler için uygulanan donatı yerleşimi.

Kolonlar için uygulanan donatı yerleşimi de [18] nolu çalışmadan alınmış ve Şekil 5.32 de gösterilmiştir. Kolonlar için paspayı, [18] nolu çalışmada belirtildiği gibi 40 mm olarak alınmıştır.

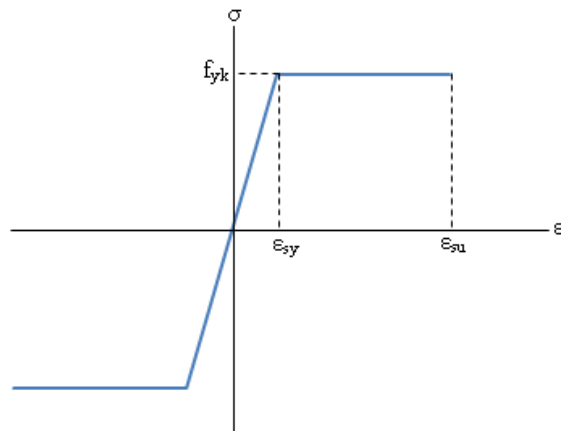


Şekil 5.33 : Kolonlar için uygulanan donatı yerleşimi.

Örnekte kullanılan idealleştirilmiş betonarme betonu ve beton çeliği Şekil 5.34 ve Şekil 5.35 de verilmiştir.



Şekil 5.34 : Betonarme betonunun gerilme – şekildeğiştirme bağıntısı.



Şekil 5.35 : Betonarme çeliğinin gerilme – şekildeğiştirme bağıntısı.

Kullanılan betonarme betonu ve beton çeliğine ait karakteristik büyüklükler

Beton Çeliği (S420) :

$$f_{yk} = 420 \text{ MPa}$$

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_{su} = 0.01$$

Betonarme Betonu (C20) :

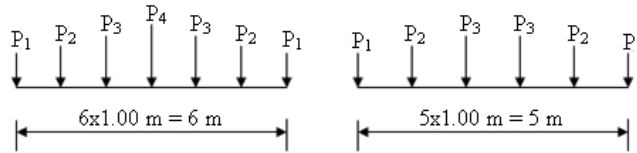
$$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$$

$$E_c = 2.85 \times 10^4 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_{co} = 0.002$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.006$$

Kirişlere etkiyen düşey işletme yükleri Şekil 5.36'da tanımlanmış, yüklerin değerleri ise Çizelge 5.8 de verilmiştir.

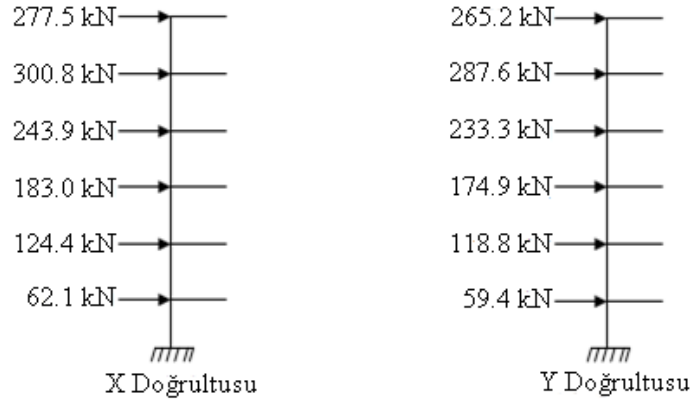


Şekil 5.36 : Kiriş yükleri şeması.

Çizelge 5.8 : Kiriş düşey işletme yükleri.

Yer	Aks	P ₁ (kN)	P ₂ (kN)	P ₃ (kN)	P ₄ (kN)
Çatı Katı Döşemesi	A	2.82	10.13	16.74	19.97
	B , C	3.95	16.88	30.10	36.56
	1	2.82	10.13	16.60	-
	2	3.95	16.88	29.82	-
Normal Kat Döşemesi	A	7.15	20.13	28.70	32.89
	B , C	4.61	20.88	38.02	46.40
	1	7.15	20.13	28.52	-
	2	4.61	20.88	37.65	-

Sistemin yatay işletme yükleri Şekil 5.37 de verilmiştir. Yatay işletme yükleri yapıya %5 dışmerkezlilik gözönünde tutularak etki ettirilmiştir.



Şekil 5.37 : Yatay işletme yükleri.

Sistemin lineer olmayan hesabında lineerleştirme tekniklerin başlangıç teğeti tekniği kullanılacaktır. Sistemin analizi, Bölüm 4 de açıklanan, API kodları yardımıyla yapılacaktır. Üç boyutlu modelde tüm kiriş ve kolon parçaları 0.5 m uzunluğunda parçalara ayrılmıştır. Yatay yük parametrelerindeki ardışık yaklaşımlarda yakınsaklık kriteri olarak iki adım arasındaki yatay yer yer değiştirmesi farkının 0.0001 m'den küçük olması koşulu seçilmiştir.

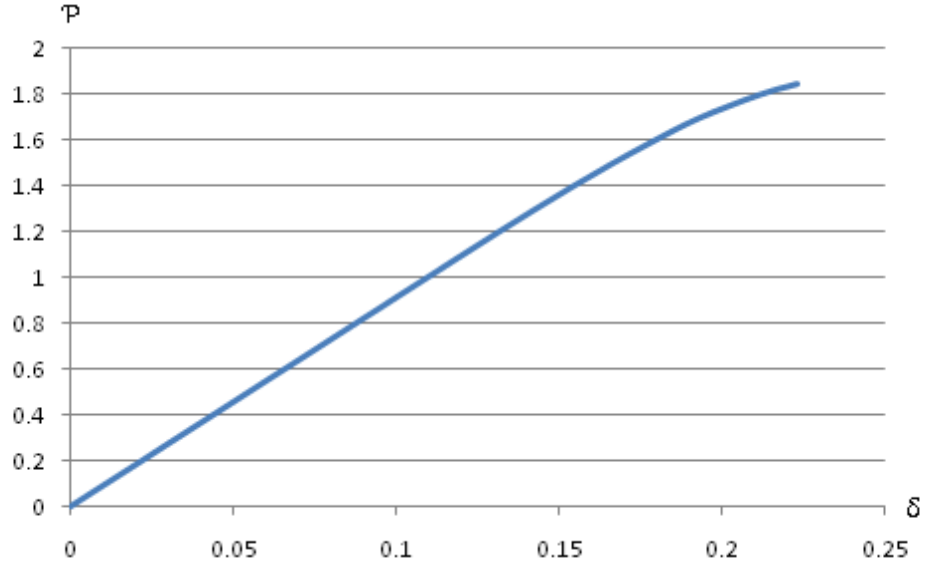
Kolonların eğilme momenti taşıma kapasiteleri, her iki doğrultu için, düşey işletme yükleri altındaki normal kuvvetler gözönüne alınarak, Bölüm 4 de açıklanan Sap2000 Section Designer programı kullanılarak hesaplanmıştır. Eğilme Momenti – eğrilik bağıntıları hesaplanırken Fiber model kullanılmıştır.

Düşey işletme yükleri altında kolonların alt uçlarında oluşan normal kuvvetler Çizelge 5.9 de verilmiştir.

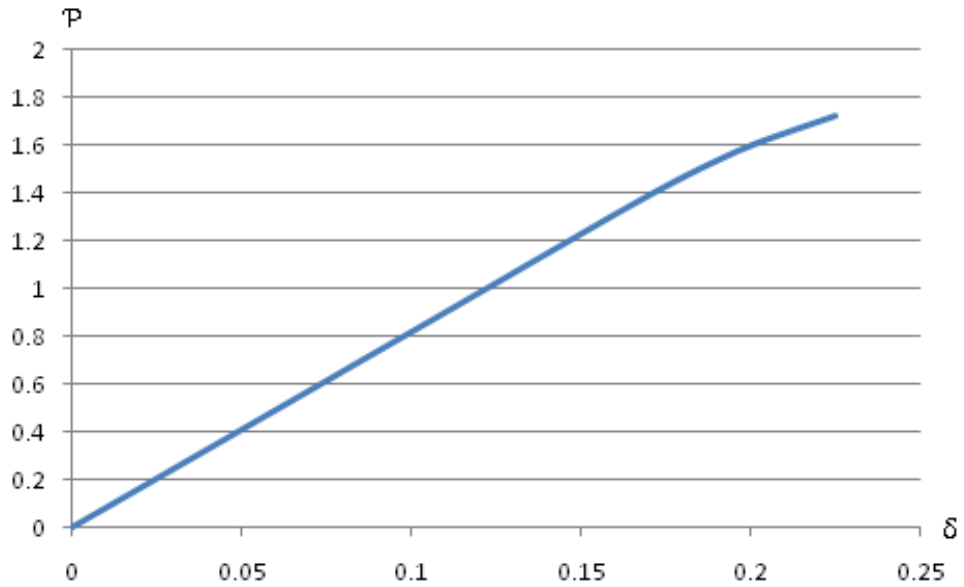
Çizelge 5.9 : Düşey işletme yükleri altında kolon normal kuvvetleri (kN).

Kat	A1	B1	C1	A2	B2	C2
1	-535.54	-1119.69	-1122.18	-947.37	-1795.83	-
2	-441.17	-917.95	-922.31	-782.48	-1480.01	-
3	-348.01	-713.88	-722.56	-603.65	-1189.22	-
4	-255.05	-513.54	-527.30	-441.84	-890.44	-
5	-161.78	-311.34	-319.72	-286.27	-592.15	-
6	-68.55	-124.05	-129.09	-134.22	-264.83	-

Sistemin X ve Y doğrultusu için yapılan ikinci mertebe elastoplastik hesap sonucunda, X ve Y doğrultusu için elde edilen yatay yük parametresi – yerdeğiştirme grafikleri sırasıyla Şekil 5.38 ve Şekil 5.39 da verilmiştir.



Şekil 5.38 : X doğrultusu için elde edilen yatay yük parametresi – yerdeğiştirme grafiği.



Şekil 5.39 : Y doğrultusu için elde edilen yatay yük parametresi – yerdeğiştirme grafiği.

X doğrultusu için yapılan hesap sonucu, ikinci mertebe limit yük 1.85 mertebesinde, limit yüke karşı gelen yatay yerdeğiştirme değeri ise 0.22 m olarak bulunmuştur.

Aynı sistemin Girgin [18] tarafından plastik mafsalları teorisi gözönüne alınarak yapılan ikinci mertebe elastoplastik hesabı sonucunda ise, X doğrultusu için ikinci mertebe limit yük 1.574, limit yüke karşı gelen yatay yerdeğiştirme değeri ise 0.18 m olarak bulunmuştur.

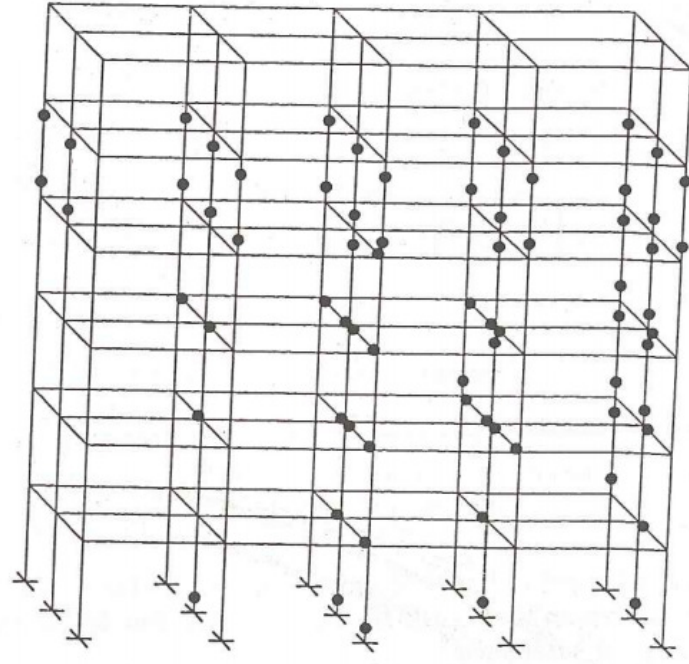
Y doğrultusu için yapılan hesap sonucunda ise ikinci mertebe limit yük 1.72 mertebesinde bulunmuştur. Girgin[18] tarafından yapılan lineer olmayan hesapta ise ikinci mertebe limit yük 1.553 olarak bulunmuştur.

Sonuçlar karşılaştırıldığında, X doğrultusu için limit yüke karşı gelen yatay yük parametreleri arasındaki farkın % 17.5, limit yüke karşı gelen yatay yerdeğiştirme değerleri arasındaki farkın ise % 22 mertebesinde olduğu görülmüştür. Y doğrultusu için limit yüke karşı gelen yatay yük parametreleri arasındaki farkın % 10.7 mertebesinde olduğu görülmüştür.

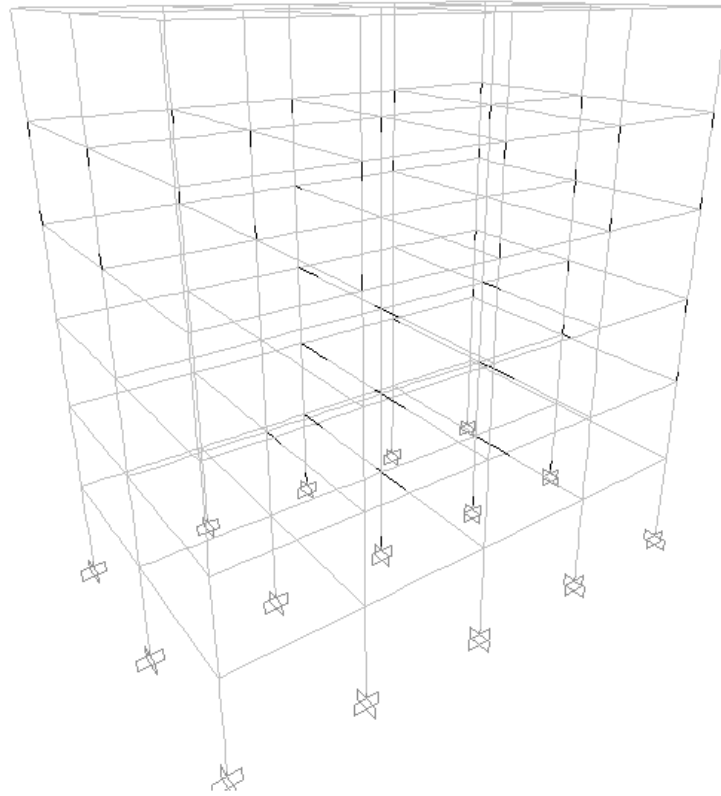
Lineer olmayan hesapların tüm yatay yük parametrelerinde, hesabın başlangıcında hesaplanan düşey yükler etkisindeki çubukların birinci mertebe normal kuvvet değerleri ile elde edilen moment-eğrilik bağıntıları kullanılarak yapılmasından dolayı sisteme ait limit yük değerleri yüksek çıkmıştır.

Gerçek durumda her yatay yük parametresi altında normal kuvvet değeri toplamı değişmemesine rağmen, normal kuvvet değerlerinin kolonlara dağılımı değişeceğinden her yatay yük parametresi için moment-eğrilik bağıntılarının yeni normal kuvvetler altında elde edilmesi gerekmektedir.

Bu çalışmada X doğrultusu için yatay yük parametresi 1.6 için çubukların yeni normal kuvvet değerleri hesaplanmış ve bu normal kuvvet değerleri ile moment-eğrilik bağıntıları elde edilmiştir. Elde edilen moment-eğrilik bağıntıları ile yatay yük parametresi 1.6 için yapılan ikinci mertebe lineer olmayan hesapta, çubuklardaki plastikleşme bölgeleri [18] nolu çalışmadaki, 1.574 yatay yük parametresindeki limit duruma ait plastik mafsalları yerleri ile büyük oranda benzerlik gösterdiği görülmüştür (Şekil 5.40), (Şekil 5.41). Aynı şekilde yatay yük parametresi 1.6 için elde edilen moment – eğrilik bağıntıları ile yapılan ikinci mertebe hesapta yatay yerdeğiştirme değeri 0.181 m olarak bulunmuştur.



Şekil 5.40: Plastik mafsalsal teorisine göre limit yüke ait plastik mafsalsal yerleri.



Şekil 5.41: Plastik şekildeğıştirmelerin sürekli olması haline göre 1.6 yatay yük parametresinde plastikleşme bölgeleri.

6. SONUÇLAR

Bu çalışmada elde edilen başlıca sonuçlar aşağıda açıklanmıştır.

1. Çalışmada, lineer olmayan şekildeğiştirmelerin sistem üzerinde yayılı olduğu varsayımı altında, Sap2000 programı ve API kodlarının kullanımı ile birinci ve ikinci mertebe teorisine göre hesabı ve limit yüklerinin hesaplanması açıklanmıştır.
2. Çalışmanın sayısal örnekler kısmında, birinci örnekte lineerleştirme tekniklerinde teğet yöntemi uygulanarak Sap2000 programı ile lineer olmayan hesabı yapılmış ve sonuçlar [15] nolu çalışmada başka bir program ile yapılan hesaplarla karşılaştırılmıştır.
3. Sayısal örnekler kısmındaki ikinci örnekte ise daha önceden başlangıç kirişi tekniği kullanılarak yapılan lineer olmayan hesap [17], başlangıç teğeti tekniği kullanılarak yapılmıştır. Bu örnekte API kodları yardımı ile hazırlanan Microsoft Excel şablonu kullanılmıştır.
4. Sayısal örnekler kısmındaki üçüncü ve dördüncü örneklerinde ise, daha önceden plastik mafsallı teorisine göre lineer olmayan hesapları yapılan düzlem çerçeve ve çok katlı uzay yapı sistemlerinin, yayılı plastik şekildeğiştirmeler altında API kodları yardımıyla lineer olmayan hesapları başlangıç teğeti tekniği kullanılarak yapılmıştır.

Bu sayısal incelemelerden elde edilen başlıca sonuçlar aşağıda sıralanmıştır.

- a. Yayılı plastik şekildeğiştirme altında yapılan çözümlerden bulunan limit yükün, plastik mafsallı teorisinden yapılan çözümlerle bulunan limit yükden % 3~20 mertebesinde fazla olduğu görülmüştür. Bunun nedeninin kesitler arası adaptasyonun daha fazla olması ve artan yatay yük parametrelerinde, değişen çubuk normal kuvvetlerinin moment – eğrilik bağıntılarının belirlenmemesinde gözönüne alınmamasından kaynaklandığı düşünülmektedir.
- b. Başlangıç teğeti tekniği ile yapılan çözümlerde ardışık yaklaşım sayısının oldukça fazla olduğu görülmektedir.

- c. Birinci örnekte görüldüğü gibi, teğet tekniği ile yapılan çözümlerin ardışık yaklaşım sayısı oldukça düşük çıkmıştır. API kodlarına, her adımda çubuk atalet momentlerinin değişimini, dolayısı ile çubuk eğilme rijitliklerinin değişimini de gözönüne alan yeni kodların eklenmesi ile lineer olmayan hesaplar API kodları kullanılarak teğet tekniği yardımıyla yapılabilir.
 - d. Özellikle çok katlı yapı sistemlerinde, yatay yük parametrelerinin artmasıyla değişen, kolonlardaki normal kuvvet dağılımlarının, çubukların eğilme momenti – eğrilik bağıntılarına oldukça etkili olduğu görülmüştür. Bu nedenle çok katlı yapı sistemlerinin lineer olmayan hesaplarında tüm yatay yük parametrelerinde, yeni normal kuvvet değerlerine göre moment- eğrilik bağıntılarının elde edilmesi ile daha gerçekçi sonuç alınabilmektedir. API kodlarını içeren Visual Basic makrosunun bulunduğu MS Excel şablonunda, tüm yatay yük parametrelerinde hesaplanan yeni normal kuvvet değerlerine göre Section Designer programı ile elde edilen yeni moment – eğrilik bağıntıları tanımlanarak, normal kuvvet değişimlerinin moment – eğrilik bağıntılarına etkisi, lineer olmayan hesaplarda gözönüne alınabilir.
 - e. Dördüncü örnek için hesaplanan eğilme rijitliği düzeltme katsayılarının, kirişler için 0.18 ile 0.32 arasında, kolonlar için ise 0.31 ile 0.52 arasında değiştiği hesaplanmış ve bu değerlerin Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelikte tanımlanan değerlerden küçük olduğu gözlemlenmiştir.
5. Bu çalışmada kullanılan API kodları, bileşik iç kuvvet durumlarını daha geniş olarak içeren uzay çubuk sistemlerini kapsayacak şekilde geliştirilmeye açıktır.

KAYNAKLAR

- [1] **Özer, E. ve Örakdöğen, E.**, 1995. Lineer olmayan sistemlerin hesabı üzerine, Turgan Sabis Sempozyumu, 165-183, İstanbul, Türkiye.
- [2] **Durukan, V.**, 2005. Doğrusal olmayan şekildeğıştirmelerin sürekli olarak yayıldığı sistemlerin ikinci mertebe teorisine göre hesabı için bir yaklaşım, *Yüksek Lisans Tezi*, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, Türkiye.
- [3] **Çakıroğlu, A.** 1974. *Hiperstatik sistemlerin hesap metodları*, İTÜ Kütüphanesi, İstanbul, Türkiye.
- [4] **Özer, E.**, 1987. Determination of Second – Order Limit Load by a method of load increments, *Bulletin of the Technical University of Istanbul*, **40** (4), 815-836.
- [5] **Özer, E.** 1968. Lineer olmayan sistemlerin hesabı için bir metod, *Doktora Tezi*, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, Türkiye.
- [6] **Çakıroğlu, A. ve Özer, E.**, 1980. *Malzeme ve geometri değışimleri bakımından lineer olmayan sistemler, Cilt I*, İTÜ Kütüphanesi, İstanbul, Türkiye.
- [7] **Ketter, R.L., Kominsky, E. L. and Beedle, L. S.**, 1955. Plastic deformation of Wide-Flange Beam-Columns, *Trans.ASCE*, **120**, 1028.
- [8] **Neal, B. G.**, 1963. *Plastic analysis of structures*, Chapman and Hall, London, UK.
- [9] **Özer, E.**, 1981. *Lineer olmayan sistemler ders notları* (yayımlanmamış), İstanbul, Türkiye.
- [10] **Özer, E. ve Orakdöğen E.**, 1982. İleri yapı statığı ders notları (yayımlanmamış), İstanbul, Türkiye.
- [11] **Moy, S. J.**, 1981. *Plastic methods for steel and concrete structures*, Macmillan Pres Ltd., London, UK.
- [12] **Çakıroğlu, A.**, 1982. *Çubuk sistemlerin burkulma hesabı*, Teknik kitaplar, İstanbul, Türkiye.
- [13] **Çakıroğlu, A., Özden, E. ve Özmen, G.**, 1970. *Yapı sistemlerinin hesabı için matris metodları ve elektronik hesap makinası programları, Cilt I*, İTÜ Kütüphanesi, İstanbul, Türkiye.
- [14] **Çakıroğlu, A., Özden, E. ve Özmen, G.**, 1970. *Yapı sistemlerinin hesabı için matris metodları ve elektronik hesap makinası programları, Cilt II*, İTÜ Kütüphanesi, İstanbul, Türkiye.
- [15] **Özer, G.**, 2003. Malzeme bakımından lineer olmayan sistemlerin hesabı için bir ardışık yaklaşım yöntemi ve bilgisayar programı, *Yüksek Lisans Tezi*, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü İstanbul, Türkiye.

- [16] **Çavuş, K.**, 2000. Malzeme ve geometri değişimleri bakımından lineer olmayan sistemlerin hesabına yönelik bir yaklaşım ve sayısal uygulamalar, *Yüksek Lisans Tezi*, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, Türkiye.
- [17] **Orakdöğen, E.**, 1986. Yapı sistemlerinin hesap yöntemlerinin karşılaştırılması, iki bakımdan lineer olmayan sistemlerin hesap yöntemlerinin karşılaştırılması, *Yüksek Lisans Tezi*, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, Türkiye.
- [18] **Girgin, K.**, 1996. Betonarme yapı sistemlerinde ikinci mertebe limit yükün ve göçme güvenliğinin belirlenmesi için bir yük artırımı yöntemi, *Doktora Tezi*, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, Türkiye.
- [19] **Yüksel, E.**, 1998. Bazı düzensizlikler içeren üç boyutlu büyük yapı sistemlerinin doğrusal olmayan çözümlemesi, *Doktora Tezi*, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, Türkiye.
- [20] **Sap2000**, 1998. *Integrated finite element analysis and design of structures*, Computers and Structures Inc., Berkeley, California, USA.

EKLER

EK A.1 : Örnek 2 İçin Yazılan API Kodları

EK A.2 : Örnek 3 İçin Yazılan API Kodları

EK A.3 : Örnek 4 İçin Yazılan API Kodları

EK A.1

```
Sub EOSurekli()  
'dimension variables  
Dim SapObject As Sap2000.SapObject  
Dim SapModel As cSapModel  
Dim ret As Long  
Dim NumberItems As Long  
Dim LineName() As String  
Dim LoadPat() As String  
Dim DOF() As Long  
Dim Val() As Double  
Dim PatternName() As String  
Dim FileName As String  
Dim NumberResults As Long  
Dim Obj() As String  
Dim ObjSta() As Double  
Dim Elm() As String  
Dim ElmSta() As Double  
Dim LoadCase() As String  
Dim StepType() As String  
Dim StepNum() As Double  
Dim P() As Double  
Dim V2() As Double  
Dim V3() As Double  
Dim T() As Double  
Dim M2() As Double  
Dim M3() As Double  
Dim Selected As Boolean  
Dim NumberNames As Long  
Dim MyName() As String  
Dim i As Integer  
Dim U1() As Double  
Dim U2() As Double  
Dim U3() As Double  
Dim R1() As Double  
Dim R2() As Double  
Dim R3() As Double  
'create Sap2000 object  
Set SapObject = New Sap2000.SapObject  
'start Sap2000 application  
SapObject.Applications tart  
'create SapModel object  
Set SapModel = SapObject.SapModel  
'initialize model  
ret = SapModel.InitializeNewModel  
'open an existing file  
FileName = "C:\Users\MGK\Desktop\EOSurekli\EOSurekli.SDB"  
ret = SapModel.File.OpenFile(FileName)
```

```

'get line element names
ret = SapModel.LineElm.GetNameList(NumberNanies, MyName)
'assign frame object strain load
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("1", "DY", 6, Range("h5"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("2", "DY", 6, Range("h7"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("3", "DY", 6, Range("h9"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("4", "DY", 6, Range("hl1"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("5", "DY", 6, Range("hl3"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("6", "DY", 6, Range("hl5"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("7", "DY", 6, Range("hl7"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("8", "DY", 6, Range("hl9"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("9", "DY", 6, Range("h21"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("10", "DY", 6, Range("h23"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("11", "DY", 6, Range("h25"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("12", "DY", 6, Range("h27"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("13", "DY", 6, Range("h29"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("14", "DY", 6, Range("h31"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("15", "DY", 6, Range("h33"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("16", "DY", 6, Range("h35"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("17", "DY", 6, Range("h37"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("18", "DY", 6, Range("h39"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("19", "DY", 6, Range("h41"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("20", "DY", 6, Range("h43"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("21", "DY", 6, Range("h45"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("22", "DY", 6, Range("h47"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("23", "DY", 6, Range("h49"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("24", "DY", 6, Range("h51"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("25", "DY", 6, Range("h53"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("26", "DY", 6, Range("h55"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("27", "DY", 6, Range("h57"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("28", "DY", 6, Range("h59"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("29", "DY", 6, Range("h61"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("30", "DY", 6, Range("h63"))
'create the analysis model
ret = SapModel.Analyze.CreateAnalysisModel
'save model
ret = SapModel.File.Save("C:\Users\MGK\Desktop\EOSurekli\EOSurekli.SDB")
'run model (this will create the analysis model)
ret = SapModel. Analyze.Run Analysis 'clear all case and combo output selections
ret = SapModel.Results.Setup.DeselectAllCasesAndCombosForOutput
'set combo selected for output
ret = SapModel.Results.Setup.SetComboSelectedForOutput("COMBO")
'get frame forces for line object
ret = SapModel.Results.FrameForce("ALL", GroupElm, NumberResults, Obj,
ObjSta, Elm, ElmSta, LoadCase, StepType, StepNum, P, V2, V3, T, M2, M3)
'results
Set Coordinates - Range("a4:b63")
For i = 1 To NumberResults
Coordinates(i, 2).Value = M3(i - 1)
Next i

```

```
'get point displacements
ret = SapModel.Results.JointDispl("ALL", GroupElm, NumberResults, Obj, Elm,
LoadCase, StepType, StepNum, U1, U2, U3, R1, R2, R3)
'Displacement Range("I13") = U1(21)
'unLock model
ret = SapModel.SetModellsLocked(False)
'save model
ret = SapModel.File.Save("C:\Users\MGK\Desktop\EOSurekli\EOSurekli.SDB")
'close Sap2000
SapObject.ApplicationExit False
Set SapModel = Nothing
Set SapObject = Nothing
End Sub
```

EK A.2

```
Sub KGSurekli( )
'dimension variables
Dim SapObject As Sap2000.SapObject
Dim SapModel As cSapModel
Dim ret As Long
Dim NumberItems As Long
Dim LineName() As String
Dim LoadPat() As String
Dim DOF() As Long
Dim Val() As Double
Dim PatternNameQ As String
Dim FileName As String
Dim NumberResults As Long
Dim Obj() As String
Dim ObjSta() As Double
Dim Elm() As String
Dim ElmSta() As Double
Dim LoadCase() As String
Dim StepTypeQ As String
Dim StepNumQ As Double
Dim P() As Double
Dim V2() As Double
Dim V3() As Double
Dim T() As Double
Dim M2() As Double
Dim M3() As Double
Dim Selected As Boolean
Dim NumberNames As Long
Dim MyName() As String
Dim i As Integer
Dim U1() As Double
Dim U2() As Double
Dim U3() As Double
Dim R1() As Double
Dim R2() As Double
Dim R3() As Double
'create Sap2000 object
Set SapObject = New Sap2000.SapObject
'start Sap2000 application
SapObject.ApplicationStart
'create SapModel object
Set SapModel = SapObject.SapModel
'initialize model
ret = SapModel.InitializeNewModel
'open an existing file
Filename = "C:\Users\MGK\Desktop\KGSurekli\KGSurekli.SDB"
ret = SapModel.File.OpenFile(FileName)
'get line element names
```

```

ret = SapModel.LineElm.GetNameList(NumberNames, MyName)
'assign frame object strain load
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("1", "DY", 6, Range("h5"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("2", "DY", 6, Range("h7"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("3", "DY", 6, Range("h9"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("4", "DY", 6, Range("h11"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("5", "DY", 6, Range("h13"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("6", "DY", 6, Range("h15"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("7", "DY", 6, Range("h17"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("8", "DY11, 6, Range("h19"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("9", "DY", 6, Range("h21"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("10", "DY11, 6, Range("h23"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("11", "DY", 6, Range("h25"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("12", "DY", 6, Range("h27"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("13", "DY", 6, Range("h29"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("14", "DY", 6, Range("h31"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("15", "DY", 6, Range("h33"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("16", "DY", 6, Range(h35))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("17", "DY", 6, Range("h37"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("18", "DY", 6, Range("h39"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("19", "DY", 6, Range("h41"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("20", "DY", 6, Range("h43"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("21", "DY", 6, Range("h45"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("22", "DY", 6, Range("h47"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("23", "DY", 6, Range("h49"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("24", "DY", 6, Range("h51"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("25", "DY", 6, Range("h53"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("26", "DY", 6, Range("h55"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("27", "DY", 6, Range("h57"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("28", "DY", 6, Range("h59"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("29", "DY", 6, Range("h61"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("30", "DY", 6, Range("h63"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("31", "DY", 6, Range("h65"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("32", "DY", 6, Range("h67"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("33", "DY", 6, Range("h69"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("34", "DY", 6, Range("h71"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("35", "DY", 6, Range("h73"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("36", "DY", 6, Range("h75"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("37", "DY", 6, Range("h77"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("38", "DY", 6, Range("h79"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("39", "DY", 6, Range("h81"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("40", "DY", 6, Range("h83"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("41", "DY", 6, Range("h85"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("42", "DY", 6, Range("h87"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("43", "DY", 6, Range("h89"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("44", "DY", 6, Range("h91"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("45", "DY", 6, Range("h93"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("46", "DY", 6, Range("h95"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("47", "DY", 6, Range("h97"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("48", "DY", 6, Range("h99"))

```

[illegible]

[illegible]

```

ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("149", "DY", 6, Range("h301"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("150", "DY", 6, Range("h303"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("151", "DY", 6, Range("h305"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("152", "DY", 6, Range("h307"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("153", "DY", 6, Range("h309"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("154", "DY", 6, Range("h311"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("155", "DY", 6, Range("h313"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("156", "DY", 6, Range("h315"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("157", "DY", 6, Range("h317"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("158", "DY", 6, Range("h319"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("159", "DY", 6, Range("h321"))
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain("160", "DY", 6, Range("h323"))
'create the analysis model
ret = SapModel.Analyze.CreateAnalysisModel
'save model
ret =
SapModel.File.Save("C:\Users\MGK\Desktop\KGSurekli\KGSurekli.SDB")
'run model (this will create the analysis model)
ret = SapModel.Analyze.RunAnalysis
'clear all case and combo output selections
ret = SapModel.Results.Setup.DeselectAllCasesAndCombosFor Output
'set combo selected for output
ret = SapModel.Results.Setup.SetComboSelectedForOutput("COMBO")
'get frame forces for line object
ret = SapModel.Results.FrameForce("ALL", GroupElm, NumberResults,
Obj, ObjSta, Elm, ElmSta, LoadCase, StepType, StepNum, P, V2, V3, T, M2,
M3)
'results
Set Coordinates = Range("a4:b323")
For i = 1 To NumberResults
Coordinates(i, 2).Value = M3(i - 1)
Next i
'get point displacements
ret = SapModel.Results.JointDispl("ALL", GroupElm, NumberResults, Obj,
Elm, LoadCase, StepType, StepNum, U1, U2, U3, R1, R2, R3)
'displacement
Range("I14") = U1(111)
unLock model
ret = SapModel.SetModelsLocked(False)
'save model
ret =
SapModel.File.Save("C:\Users\MGK\Desktop\KGSurekli\KGSurekli.SDB")
'close Sap2000
SapObject.ApplicationExit False
Set SapModel = Nothing
Set SapObject = Nothing
End Sub

```

EK A.3

```
Sub KGUzay()  
'dimension variables  
Dim SapObject As Sap2000.SapObject  
Dim SapModel As cSapModel  
Dim ret As Long Dim NumberItems As Long  
Dim LineName() As String  
Dim LoadPat() As String  
Dim DOF() As Long  
Dim Val() As  
Double Dim PatternName() As String  
Dim FileName As String  
Dim NumberResults As Long  
Dim Obj() As String  
Dim ObjSta() As Double  
Dim Elm() As String  
Dim ElmSta() As Double  
Dim LoadCase() As String  
Dim StepType() As String  
Dim StepNum() As Double  
Dim P() As Double  
Dim V2() As Double  
Dim V3() As Double  
Dim T() As Double  
Dim M2() As Double  
Dim M3() As Double  
Dim Selected As Boolean  
Dim NumberNames As Long  
Dim MyName() As String  
Dim i As Integer  
Dim j As Integer  
Dim k As Integer  
Dim z As Integer  
Dim U1() As Double  
Dim U2() As Double  
Dim U3() As Double  
Dim R1 () As Double  
Dim R2() As Double  
Dim R3() As Double  
Dim Fx() As Double  
Dim Fy() As Double  
Dim Fz() As Double  
Dim Mx() As Double  
Dim My() As Double  
Dim Mz() As Double  
Dim gx As Double  
Dim gy As Double  
Dim gz As Double  
'create Sap2000 object
```

```

Set SapObject = New Sap2000.SapObject
'start Sap2000 application
SapObject. Applicationstart
'create SapModel object
Set SapModel = SapObject.SapModel
'initialize model
ret = SapModel.InitializeNewModel
'open an existing file
FileName = "C:\Users\MGK\Desktop\KGUzay4\KGUzay.SDB"
ret = SapModel.File.OpenFile(FileName)
'get line element names
ret = SapModel.LineElm.GetNameList(NurnberNames, MyName)
'assign frame object strain load
Set egrilikkolon = Range("a10999:b11628")
For j = 1 To 630
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain(j, "DY", 5, egrilikkolon(j, 2).Value)
Next j
Set egrilikkiris = Range("a11629:b13068")
For z = 631 To 2070
ret = SapModel.FrameObj.SetLoadStrain(z, "DY", 6, egrilikkiris(z - 630, 2).Value)
Next z
'save model
ret =
SapModel.File.Save("C:\Users\MGK\Desktop\KGUzay4\KGUzay.SDB")
'run model (this will create the analysis model)
ret = SapModel.Analyze.RunAnalysis
'clear all case and combo output selections
ret = SapModel.Results.Setup.DeselectAllCasesAndCombosForOutput
'set case and combo output selections
ret = SapModel.Results.Setup.SetComboSelectedForOutput("COMBO")
'get frame forces for line object
ret = SapModel.Results.FrameForce("ALL", GroupElm, NumberResults,
Obj, ObjSta, Elm, ElmSta, LoadCase, StepType, StepNum, P, V2, V3, T, M2, M3)
'results
Set kolonmoment = Range("a4:b1263")
For i = 1 To 1260
kolonmoment(i, 2).Value = M2(i - 1)
Next i
Set kirismoment = Range("a1264:b4143")
For k=1 To 2880
kirismoment(k, 2).Value = M3(k + 1259)
Next k
'get base reactions
ret = SapModel.Results.BaseReact(NumberResults, LoadCase, StepType, StepNum,
Fx, Fy, Fz, mx, My, Mz, gx, gy, gz) 'Base Reaction
Range("I18") = Fy
'get point displacements
ret = SapModel.Results.JointDispl("ALL", GroupElm, NumberResults,

```

```
Obj, Elm, LoadCase, StepType, StepNum, U1, U2, U3, R1, R2, R3) 'Displacement
Range("I13") = U2(1083)
'unLock model
ret = SapModel.SetModellsLocked(False)
'save model
ret =
SapModel.File.Save(nC:\Users\MGK\Desktop\KGUzay4\KGUzay.SDB")
'close Sap2000
SapObject.ApplicationExit False
Set SapModel = Nothing
Set SapObject = Nothing
End Sub
```

ÖZGEÇMİŞ



Ad Soyad: Mehmet Gökhan KARABACAK

Doğum Yeri ve Tarihi: Karabük 08.06.1987

Adres: Cihannuma mah. Yenimahalle Fırın sok. Başak apt.

No: 49/2 Beşiktaş / İSTANBUL

Lisans Üniversite: Karadeniz Teknik Üniversitesi

