

İSTANBUL ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

DOKTORA TEZİ

PLAK, PERDE, ÇERÇEVE VE ÇEKİRDEKTEN OLUŞAN
KOMPLE YAPI SİSTEMLERİNİN NONLİNEER ÇÖZÜMLEMESİ

Turgay ÇOŞGUN

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Danışman

Prof. Dr. Tuncer ÇELİK

109880

T.C. YÜKSEKÖĞRETİM KURULU
DOKÜMANTASYON MERKEZİ

EKİM 2001

109880

İSTANBUL

İSTANBUL ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

Bu çalışma 11.04.2002 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Yapı Programında Doktora Tezi olarak kabul edilmiştir.

Prof. Dr. Tuncer ÇELİK
Jüri üyesi (Danışman)

Prof. Dr. Ekrem MANİSALI
Jüri üyesi

Prof. Dr. A.Zafer ÖZTÜRK
Jüri üyesi

Doç. Dr. Kadir GÜLER
Jüri üyesi

Doç. Dr. Namık Kemal ÖZTORUN
Jüri üyesi

ÖNSÖZ

Bu tez çalışmasında uzay çerçeve sistemlerin; malzemenin doğrusal olmayan davranışının ve geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisinin (İkinci mertebe teorisi) birlikte göz önüne alınarak hesaplanması ve göçme yüklerinin bulunması için bir bilgisayar programı geliştirilmiştir.

Tez çalışması süresince çok değerli bilgi ve tecrübelerinden yararlandığım danışman hocam Sayın Prof. Dr. Tuncer ÇELİK başta olmak üzere, Doç. Dr. Namık Kemal ÖZTORUN'a ayrıca ilgi ve desteklerinden dolayı Doç. Dr. Kadir Güler ve İnşaat Mühendisliği Bölümünün diğer öğretim üyelerine en içten teşekkürlerimi sunarım.

Çalışmalarımın özellikle programlama aşamasında yardım ve desteklerini esirgemeyen arkadaşım Araş.Gör. Erdem DAMCI ve Araş.Gör. Ömer GİRAN'a,

Tez çalışması süresince, her zaman yanımda olan ve desteklerini esirgemeyen eşim İnş.Yük. Müh. Emine ÇOŞGUN'a sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Hayatım boyunca, bana her türlü maddi ve manevi desteği sağlayan ve akademik çalışmalar yapmam konusunda beni yönlendiren aileme minnet ve şükranlarımı sunarım.

Turgay ÇOŞGUN

İÇİNDEKİLER

ÖNSÖZ	I
İÇİNDEKİLER	II
SEMBOL LİSTESİ	V
ŞEKİL LİSTESİ	VII
TABLO LİSTESİ	IX
ÖZET	X
SUMMARY	XI
BÖLÜM 1 GİRİŞ	1
1.1 Konu	1
1.2 Konu İle İlgili Çalışmalar	3
1.3 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı	14
BÖLÜM 2 MATRİS YER DEĞİŞTİRME YÖNTEMİ	16
2.1 Düzlem Çerçeve Elemanı İçin Rijitlik Matrisinin Oluşturulması	16
2.2 Yer değiştirmelerin Dönüşümü	17
2.3 Sistem Rijitlik Matrisi	22
2.4 Düzlem Çerçeve Çubuğu	24
2.5 Normal Kuvvetin Çubuk Rijitliğine Etkisi	25
2.5.1 Birim Dönme Sabitleri	26
2.5.2 Birim Kayma Sabitleri	27
2.6 Matris Yer değiştirme Yönteminde Stabilite Fonksiyonlarının Bulunması	29
2.7 Akma Şartının İncelenmesi	34
2.7.1 Eğik Eğilme ve Normal Kuvvet Etkisindeki Çubuklarda Akma Şartı	35
2.7.2 Eğik Eğilme, Burulma ve Normal Kuvvet Etkisindeki Çubuklarda Akma Şartı	38
2.8 Elastik- Tam Plastik Malzeme Davranışı	38
2.9 Plastik Mafsallı Momenti	40
2.10 Plastik Mafsallı Bir Elemanın Genel Şekil Değiştirmesi	41
BÖLÜM 3 YAPI SİSTEMLERİNİN DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZİ	43
3.1 Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Analizinde Yapılan Varsayımlar	43
3.2 Yöntemin Esası	44
3.3 Yöntemin Matematiksel Formülasyonu	45
3.3.1 Uzay Çubuk Elemanı İçin Yer değiştirme Dönüşüm Matrisi	45

3.3.2	Sistem Rijitlik Matrisi	48
3.4	Uzay Çubuk Sistemlerde Eksenel Kuvvetin İkinci Mertebe Etkileri	49
3.4.1	Geliştirilen Algoritma	52
3.5	Uzay Çerçeve Elemanların Elastik- Plastik Hesabında İzlenen Yol	55
3.6	Bilgisayar Programı	56
3.6.1	Alt Programların Kapsamı	57
3.6.2	Giriş Bilgileri	59
3.6.3	Çıkış Bilgileri	60
BÖLÜM 4	BETONARME ÇERÇEVELERİN DOĞRUSAL OLMAYAN ÇÖZÜMLEMESİ VE GÖÇME YÜKLERİNİN HESABI	61
4.1	Betonarme Kesitlerde Eğilme Momenti- Eğrilik Bağlıları	61
4.1.1	Çatlamamış Durum	64
4.1.2	Çatlamış Durum	64
4.1.3	Limit Durum	66
4.2	Doğrusal Olmayan Davranışın Nedenleri	68
4.3	Telafi Yükleri	68
4.3.1	Telafi Yüklerinin Geliştirilen Programa İlave Edilmesi	71
4.3.2	Plak Elemanlarda Telafi Yükleri	72
4.4	Betonarme Çerçevelerin Göçme Yüğü Analizi	73
BÖLÜM 5	SAYISAL ÖRNEKLER	75
5.1	Genel Bilgiler	75
5.2	Örnek 1 - On Katlı Uzay Çerçeve	75
5.3	Örnek 2 - Bir Katlı Uzay Çerçeve	79
5.4	Örnek 3 - Bir Katlı Uzay Çerçeve	83
5.5	Örnek 4 - Beş Katlı Düzlem Çelik Çerçeve	87
5.6	Örnek 5 - Bir Katlı Düzlem Çelik Çerçeve	91
5.7	Örnek 6 - Betonarme Dikdörtgen Bir Kesit İçin Çözümleme	94
BÖLÜM 6	TARTIŞMA VE SONUÇLAR	99
	KAYNAKLAR	102
	ÖZGEÇMİŞ	110
Ek A	Plastik Mafsallı Sistem Rijitlik Matrisinin Şematik Olarak Genel Görünümü	111
Ek B i ve j	Ucu Plastik Mafsallı Uzay Çubuk Elemanı İçin Rijitlik Matrisleri	112
Ek C	Uzay Çerçeve Elemanı İçin $A, (R)$ Dönüşüm Matrisi	114

Ek D Örnek 1 Giriş Bilgileri	116
Ek E Örnek 2 Çıktı Bilgileri	134



SEMBOL LİSTESİ

A	: En Kesit Alanı
$\underline{A}$	: Deplasman Dönüşüm Matrisi
A_s	: Kesitteki Toplam Donatı Alanı
δA	: Alandaki Değişim
E	: Elastisite Modülü
E_c	: Beton Elastisite Modülü
E_s	: Çelik Elastisite Modülü
δE	: Elastisite Modülündeki Değişim
(EI)	: Eğilme Rijitliği
f_{ck}	: Betonun Karakteristik Basınç Dayanımı
f_{ctk}	: Betonun Karakteristik Çekme Dayanımı
f_{yk}	: Çeliğin Akma Dayanımı
G	: Kayma Modülü
GJ	: Burulma Rijitliği
i, j	: Çubuk Uç Numaraları
I	: Eleman Atalet Momenti
δI	: Eleman Atalet Momenti Değişimi
J	: Burulma Atalet Momenti
$\underline{K}$	: Sistem Rijitlik Matrisi
$\underline{k}$	: Eleman Rijitlik Matrisi
L	: Çubuk Boyu
$\underline{L}$	: Yük Vektörü
λ	: Yük Faktörü
M	: Eğilme Momenti
M_{cr}, M_y	: Çatlama ve Akma Momentleri
M_u	: Göçme Momenti
M_x	: Burulma Momenti
M_{xp}	: Plastik Burulma Momenti
M_y, M_z	: Çubuğun Y ve Z Asal Eksenlerindeki Eğilme Momentleri
M_{yp}, M_{zp}	: Eleman Plastik Momentleri
P	: Normal Kuvvet

$\underline{P}$	: Uç Kuvvetleri Vektörü
S_{ij}	: Kesme Kuvveti
$\underline{Z}$	: Uç Yer değıştirmeler Vektörü
ρ	: Eğrilik
σ	: Gerilme
σ_y	: Akma Gerilmesi
τ	: Kayma Gerilmesi
δ	: Yer Değıştirme
ε	: Şekil Değıştirme
ϕ	: Stabilité Fonksiyonları



ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 1.1	Yük Parametresi- Yer değiştirme (P- δ) Bağıntıları	3
Şekil 2.1	Düzlem çerçeve elemanı	16
Şekil 2.2	Çubuk elemanı yer değiştirmeleri	18
Şekil 2.3	Rijit bağlı düzlem çerçeve elemanı yer değiştirmeleri	20
Şekil 2.4	Çubuk elemanın bir ucunun dönmesi ($\theta_A = 1$) durumu	26
Şekil 2.5	Çubuk elemanın bir ucunun dönmesi ($\theta_B = 1$) durumu	27
Şekil 2.6	Çubuk elemanın iki ucunun dönmesi ($\theta_A = 1, \theta_B = 1$) durumu	27
Şekil 2.7	Çubuk elemanın bir ucunun kayması durumu	28
Şekil 2.8	Eksenel kuvvet etkisindeki bir çubuk elemanı	29
Şekil 2.9	s ve c fonksiyonlarının değişimi	32
Şekil 2.10	Çubuk elemanda kesme kuvvetinin hesabı	33
Şekil 2.11	M_x , M_y , ve N tesirleri etkisindeki kesitte tarafsız eksenin üç farklı durumu	36
Şekil 2.12	Elastik-Plastik malzeme davranışı bağıntıları	39
Şekil 2.13	Eğilme momentine maruz bir yapı kesitinde gerilme dağılımı	40
Şekil 2.14	Plastik mafsallı bir çubuk eleman	41
Şekil 3.1	Gerilme-Şekil değiştirme bağıntısı	43
Şekil 3.2	Uzay çerçeve elemanı	46
Şekil 3.3	Geliştirilen algoritmanın akış şeması	54
Şekil 4.1	Betonarme kesitlerin eğilme momenti- eğrilik (M-C) diyagramı	62
Şekil 4.2	Betonarme kesitlerin idealize edilmiş M-C diyagramı	63
Şekil 4.3	Çatlamış durumundaki betonarme bir elemandan genel görünüm	65
Şekil 4.4	Göçme anındaki bir betonarme dikdörtgen kesitin $\sigma - \epsilon$ diyagramı	66
Şekil 5.1	On katlı uzay çerçevenin geometrik özellikleri ve hesap yükleri	77
Şekil 5.2	Bir katlı uzay çerçevenin geometrik özellikleri ve hesap yükleri	79
Şekil 5.3	Plastik kesit yerleri ve oluşum sırası	81
Şekil 5.4	Yük faktörü – yatay yer değiştirme eğrisi ($\lambda - \delta$)	82
Şekil 5.5	Bir katlı uzay çerçevenin geometrik özellikleri ve hesap yükleri	83
Şekil 5.6	Plastik kesit yerleri ve oluşum sırası	85
Şekil 5.7	Yük faktörü – yatay yer değiştirme eğrisi ($\lambda - \delta$)	86
Şekil 5.8	Beş katlı düzlem çerçevenin geometrik özellikleri ve hesap yükleri	87

Şekil 5.9 Plastik kesit yerleri ve oluşum sırası	89
Şekil 5.10 Yük faktörü- yatay yer değiştirme (λ - δ) diyagramı	90
Şekil 5.11 Bir katlı düzlem çerçevenin geometrik özellikleri ve hesap yükleri	91
Şekil 5.12 Plastik kesit yerleri ve oluşum sırası	92
Şekil 5.13 Yük faktörü – yatay yer değiştirme (λ - δ) eğrisi	93
Şekil 5.14 Betonarme dikdörtgen kesit	94
Şekil 5.15 Moment-Eğrilik diyagramı	97
Şekil 5.16 Düzlem sistemin geometrik özellikleri	97
Şekil 5.17 Yük- yer değiştirme diyagramı	98



TABLO LİSTESİ

Tablo 3.1 Uzay Çubuk Elemanı İçin Rijitlik Matrisi	51
Tablo 5.1 Kesit özellikleri	76
Tablo 5.2 Geliştirilen program - (Sap2000 P- Δ) sonuçlarının karşılaştırılması	78
Tablo 5.3 Düğüm noktası koordinatları ve çubuk yerleşimi	80
Tablo 5.4 Kesit özellikleri	80
Tablo 5.5 Plastik kesitlerin oluşum sırası, oluştukları çubuk ve yük faktörleri	81
Tablo 5.6 Düğüm noktası koordinatları ve çubuk yerleşimi	84
Tablo 5.7 Kesit özellikleri	84
Tablo 5.8 Plastik kesitlerin oluşum sırası, oluştukları çubuk ve yük faktörleri	85
Tablo 5.9 Düğüm noktası koordinatları ve çubuk yerleşimi	88
Tablo 5.10 Kesit özellikleri	89
Tablo 5.11 Plastik kesitlerin oluşum sırası, oluştukları çubuk ve yük faktörleri	90
Tablo 5.12 Kesit özellikleri	91
Tablo 5.13 Düğüm noktası koordinatları ve çubuk yerleşimi	92
Tablo 5.14 Plastik kesitlerin oluşum sırası, oluştukları çubuk ve yük faktörleri	93

ÖZET

Yapı sistemlerinin doğrusal olmayan teoriye göre hesabı alanında meydana gelen gelişmeler yanında, yapı elemanlarının doğrusal olmayan davranışlarını inceleyen teorik ve deneysel çalışmalarda elde edilen önemli sonuçlar, yapı sistemlerinin dış etkiler altında gerçek davranışlarının daha yakından izlenmesine olanak sağlamaktadır. Bu gelişmelerin değerlendirilerek yapıların gerçek göçme güvenliklerinin belirlenmesi ve göçme yükü esasına göre boyutlandırılmaları, yapı elemanlarının doğrusal olmayan davranışını ve geometrik değişimlerinin doğrusal olmayan etkilerini birlikte göz önüne alan hesap yöntemlerinin geliştirilmesini gerektirmektedir. Bu sebeplerden dolayı yapılan bu çalışmada, yapı sistemlerinin; artan yükler altında malzeme davranışının doğrusal olmaması durumu (Bünye denklemleri olan Gerilme- Şekil değiştirme ve Moment- Eğrilik bağıntılarının doğrusal olmaması) ve ikinci mertebe etkileri göz önüne alarak hesaplanması ve göçme yüklerinin bulunması amacıyla bir bilgisayar programı geliştirilmiştir. Programın hazırlanmasında esas alınan yöntem; bir taraftan stabilite fonksiyonlarını kullanarak normal kuvvetlerin elemanın rijitliği üzerindeki etkisini, diğer taraftan da her plastik mafsallarda meydana gelişinde rijitlik matrisini sistematik olarak değiştirerek plastik mafsalların etkisini göz önüne alan, bir matris - yer değiştirme yöntemidir. Çözümün ilk aşamasında, çerçevenin tamamen elastik olduğu kabul edilmekte ve çerçevenin rijitlik matrisi, elemanlardaki normal kuvvetlerin sıfır olduğu varsayımına dayanılarak elde edilmektedir. Hesaplamalara, yapı sisteminde artan dış yüklerden dolayı herhangi bir çubuk eleman kesitindeki uç kuvvetlerin, akma şartının belirlediği sınır durumlara ulaşması ve kesitte plastik mafsallara oluşumuna kadar ardışık yaklaşımla devam edilmektedir. Yapılan çözümleme sırasında her yük artımı ve yeni bir plastik mafsall oluşumundan sonra sistemin rijitlik matrisinin determinantına bakılmaktadır. Determinant negatif bir değere ulaştığında göçme meydana gelmektedir. Hesaplamalarda yük- deplasman diyagramları herhangi bir yük faktörüne veya göçmeye kadar çizilebilmektedir. Geliştirilen program kullanılarak çözülen örneklerden elde edilen sonuçların literatürde mevcut sonuçlarla karşılaştırılması şekil ve tablolarda gösterilmiştir.

SUMMARY

The progress made on the analysis of the structures by using non-linear theory and the significant findings on both theoretical and empirical works, enable better understanding of the behaviours of structures under external loads. Determination of the failure load and designing the structures accordingly requires developments of analysis methods, which take both the non-linear behaviour of structural elements and the non-linear effects of geometric changes into consideration. Therefore, in this study, a FORTRAN code, which analyses structures and calculates the failure loads by considering the non-linear behaviour of materials under increasing loads (due to the non-linear relationship of stress-strain and moment-curvature) and the second-order theory of the structural systems is developed. The displacement method used for programming considers both the effects of axial loads on stiffness of the structural elements by using stability functions and the effects of plastic hinges by systematically modifying the stiffness matrix in each of the hinge formation occurrence. At the first stage of the analysis, it is assumed that the frame is completely elastic and the stiffness matrix of the frame is determined by taking the axial loads on the elements as zero. As a result, the linear behaviour of the structure enables to predict the initial load parameter of the plastic hinge, which has a fully plastic moment M_p . The iterative analyses, which are carried out under increasing loads will continue until the first plastic hinge is formed by considering the effect of axial load of the element. At the subsequent loadings, it is assumed that the rest of the frame behaves elastic and the calculations are repeated until the second plastic hinge is formed. The formation of each plastic hinge decreases the rigidity of the system and failure occurs when the rigidity of the frame reaches to a negative value. In the analysis, at each increment of load increment and after the formation of a new plastic hinge, the determinant of the stiffness matrix of the system is evaluated. If the determinant is negative, it is assumed the frame is reached its failure load. In addition, in the analysis, load-deflection diagrams are drawn until the failure load. The results of the developed program are compared in Figures and Tables

BÖLÜM 1 GİRİŞ

1.1 Konu

Son yıllarda bilgisayar teknolojisinde sağlanan büyük gelişmeler, yapı mühendisliğinde yeni bir devir denebilecek gelişmelere zemin hazırlamıştır. Teorik esaslar yüzyılımızın başlarında konmuş, fakat sayısal çözüm zorluklarından dolayı geliştirilemeyen pek çok konu son zamanlarda rahatlıkla incelenebilmiştir. Elde edilen yeni bilgiler yapıların daha sağlıklı ve doğru çözümlenebilmesine olanak sağlamıştır. Bunun sonucu olarak daha düşük ve güvenilir emniyet katsayıları kullanılmaya başlanmıştır. Malzeme teknolojisinde sağlanan yeni gelişmelerle birlikte artık daha hafif, ekonomik ve büyük boyutlu yapı üretimi yapılabilmekte, malzeme ve kaynak kullanımı en düşük düzeyde tutulmaktadır.

Betonarme yapı elemanlarının artan yükler etkisi altında davranışlarının doğrusal (Hooke kanununa uygun) olmadığı öteden beri bilinen bir gerçektir. Fakat hesap güçlükleri nedeniyle elastik teori ve emniyet gerilmeleri esasına göre hesap yakın zamana kadar kullanılmıştır. Bu yolla, var olduğu bilinen hesap hatalarının etkileri büyük emniyet payı ile ekonomiden uzaklaşarak ortadan kaldırılmaya çalışılmıştır.

Son 20 yıl içinde bilgisayarlarda ve kullanım sahalarında sağlanan gelişmeler daha genel doğrusal olmayan hesap yöntemlerinin geliştirilmesine ve pratikte kullanılmasına olanak sağlamıştır. Bu nedendir ki araştırmacılar yüksek dereceden doğrusal olmayan davranış gösteren betonarme ve ön gerilmeli beton üzerine eğilmişler ve bu alanda büyük aşamalar kaydedilmiştir.

Gelişen beton teknolojisine paralel olarak yüksek dayanımlı beton kullanımının giderek artması ve betonarmenin lineer-elastik sınırdan sonraki taşıma kapasitesini göz önüne alan elasto plastik hesap yöntemlerinin kullanılması sonucunda betonarme yapıların daha narin ve ekonomik olarak boyutlandırılmaları mümkün olmaktadır. Buna karşılık, narinleşen yapılarda artan yer değiştirmeler nedeniyle geometrik değişimlerin denge denklemlerine etkisi önem kazanmakta ve çok kere, doğrusal olmayan bu etkilerin de göz önüne alınması gerekmektedir.

Yapı sistemlerinin doğrusal olmayan teoriye göre hesabı alanında meydana gelen gelişmelerin yanında, betonarme yapı elemanlarının doğrusal olmayan davranışlarını inceleyen teorik ve deneysel çalışmalarda elde edilen önemli sonuçlar, betonarme yapı sistemlerinin dış etkiler altındaki gerçek davranışlarının daha yakından izlenmesine olanak sağlamaktadır.

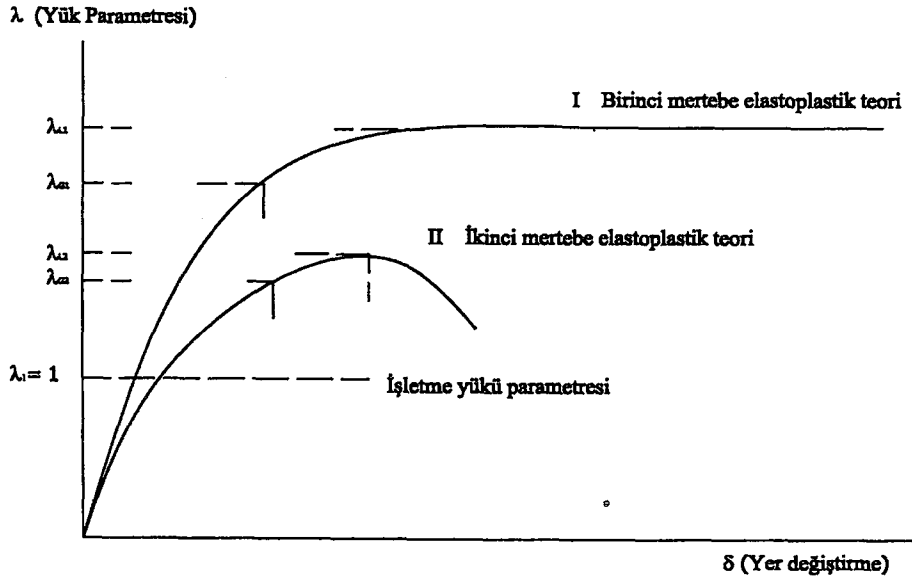
Bu olanağın değerlendirilerek betonarme yapıların gerçek göçme güvenliklerinin belirlenmesi ve göçme yükü esasına göre boyutlandırılmaları, betonarmenin doğrusal olmayan davranışını ve geometrik değişimlerinin doğrusal olmayan etkilerini birlikte göz önüne alan hesap yöntemlerinin geliştirilmesini gerektirmektedir.

Bir yapı sisteminin dış etkiler altındaki davranışının doğrusal olmaması genel olarak iki sebepten ileri gelmektedir.

- a- malzemenin iç kuvvet-şekil değiştirme bağıntılarının doğrusal olmaması,
- b- geometri değişimlerinin etkisi nedeniyle denge denklemlerinin doğrusal olmaması.

Malzemenin doğrusal olmayan davranışının göz önüne alındığı teoriye elasto plastik teori, geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisinin göz önüne alındığı teoriye ikinci mertebe teorisi, doğrusal olmayan her iki etkinin birlikte göz önüne alındığı teoriye de ikinci mertebe elasto plastik teori denilmektedir.

Yapı sistemlerinin elasto plastik (sadece malzemenin doğrusal olmayan davranışının göz önüne alınması) hesabı ile elde edilen Yük faktörü (λ) –Yer değiştirme (δ) ilişkisi Şekil 1.1 de (I) eğrisi olarak verilmiştir. İkinci mertebe elasto plastik teori ile elde edilen benzer ilişki (II) eğrisi ile gösterilmiş olup ikinci mertebe etkileri ve artan yükler altında yer değiştirmeler hızla artmakta sistem daha düşük yük faktörü altında göçmektedir.



Şekil 1.1. Yük Parametresi- Yer değiştirme (P- δ) Bağlılıları

1.2 Konu İle İlgili Çalışmalar

Yapı sistemlerinin doğrusal ve doğrusal olmayan davranışı konularında yapılan bazı çalışmalar aşağıda verilmiştir.

T. Çelik [1], çalışmasında yapıların göçme yükü analizi için yeni metotlar ortaya koymuştur. İlk olarak yapısal değişim teoremlerini kullanarak düzlem çerçevelerin göçme yükü analizi için üç metot önerilmiş ve bunlar çalışmada detaylı bir şekilde incelenmiştir. Daha sonra çerçeve, döşeme, perde taşıyıcı sistemden oluşan yapıların göçme yükü analizi ayrıntıları sunulmuştur. Çalışmada betonarme çerçevelerin orantılı olarak artmayan yükler altında doğrusal olmayan hesabı için bir hesap yöntemi verilmiştir.

T. Çelik [2], Yapısal değişim teoremlerini incelemiş ve uzay çerçevelere uygulanabilmeleri için gerekli birim yüklemeler tanımlanmıştır.

T. Çelik [3], Bünye denklemlerinin doğrusal olmaması, yeni bir yöntem, yapısal değişim teoremleri yardımıyla göz önüne alınmış ve çözülen örneklerden elde edilen sonuçlar, alışla gelmiş yöntemler ve deneysel sonuçları ile karşılaştırılmıştır.

Geliştirilen yöntem yardımıyla, çelikteki pekleşme, betonun çatlaması, donatının akması etkileri istenilen herhangi bir yükleme durumu veya yapının göçmesine kadar elde edilen yük- yer değiştirme eğrileri ve kesit tesirleri yardımıyla incelenmiştir.

T. Çelik [4], çalışmada uzay çerçeveler, plak ve perde sistemler ele alınmış, yapısal değişim teoremleri özellikle uzay çerçevelerde ispatlanmış ve ifadeler matris notasyonu kullanarak elde edilmiştir.

Bilgisayarın hızlı gelişimi öncesi betonarme binaların analizi düzlem çerçeveler şeklinde ve yaklaşık yöntemlerle yapılmaktaydı. Yapılar önce düşey yükler altında ve iki boyutlu sistemler olarak çözümlendi. Daha sonra üç boyutlu yapılar düşey ve yatay yüklere maruz olan iki boyutlu yapılar şeklinde yorumlandı. Muto metodu [5] yatay yük analizinde kullanılan tekniklerden biridir. Rosman [6] tepede tekil yük ve yükseklik boyunca etki eden yayılı yük altında perde sistemlerin yaklaşık çözümlemesini yapmış, Macleod [7] ise, farklı oranlarda perde duvar-çerçeve etkileşimini incelemiştir. Kristek [8], 1979 da plakların analizi için bir metot geliştirmiştir. Smith ve Girgis [9,10], aynı düzlemde olmayan çerçevelerin davranışını araştırmıştır. Geniş kolon analojisi ile çözüm yerine iki farklı çerçeve modeli geliştirilmiştir. Lew ve Narov [11], perde duvarları üç boyutlu çerçeveler şeklinde analiz edebilmek için bir yöntem geliştirmiştir. Chakrabarti ve diğerleri [12], prefabrik perde duvarların davranışını incelemiştir. Sonuçlar genel amaçlı bilgisayar programlarından alınan sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Günümüzde genellikle döşemelerin düzleminde rijit kabulü ile çözüm yapan bilgisayar yazılımları kullanılmaktadır [13,14,15].

Ancak, özellikle planda L, T veya uzun ve dar dikdörtgen şeklindeki kesitlere sahip yapılarda bu varsayımın geçerliliği analizden sonra rüzgar ve deprem yüklerinden oluşan döşeme yer değiştirmelerinin, döşeme düzleminde oluşan maksimum rölatif yer değiştirmeleri ile kıyaslanarak kontrol edilmesi gerekmektedir. Hejal ve Chopra [16,17] yapıların deprem yükü altında burulması ile ilgili parametrik çalışmalar yapmıştır. Dario ve Ochoa [18] betonarme perde duvarların ve bağ kirişlerinin deprem yükleri altında davranışını araştırmıştır. Behr ve Henry ise [19], yaklaşık yöntemlerin varsayımları üzerine araştırma yapmıştır. Tso [20], çok katlı yapılarda dengelenmemiş burulma ile ilgili tanımları açıklamıştır.

Açı ve moment dağıtımı gibi metotlar, matematiksel olarak kesin çözüm sonuçları vermekteyse de, pratikte çok sınırlı sayıda nokta ve elemandan oluşan sistemlerde kullanılabilir. Bilinmeyen sayısını azaltabilmek için bazı varsayımlar yapılmakta, örneğin elemanların eksenel boy değişmesi çözümlerde ihmal edilmektedir. Bu gibi nedenlerle sonlu eleman yöntemi son otuz yıldan bu yana karmaşık yapıların çözümünün de kullanılan standart bir yöntem haline gelmiştir [21, 22, 23].

Öztorun, Çıtıptınoğlu ve Akkaş [24, 25, 26], tarafından yapılan çalışmalarda açık ve/veya kapalı kesitli, delikli perde duvarlardan ve döşeme plaklarından oluşan çok katlı yapıların sonlu elemanlar yöntemi ile üç boyutlu analizi için gerekli bilgiler ve bu bilgilerin otomatik olarak oluşturulması için bir algoritma verilmiş ve söz konusu algoritmayı kullanan sonlu elemanlar yöntemi ile analiz yapmak üzere geliştirilmiş olan bir bilgisayar programı “TUNAL” tanıtılmaktadır.

Türkiye’de son yıllarda perde-çerçeve ve perde duvarlı yüksek yapılar yaygın olarak tasarlanmakta ve sadece perdelerden oluşan yapılar genellikle tünel kalıp sistemi kullanılarak inşa edilmektedir. Ancak tünel kalıp sistemine uygun olması açısından rijit düşey taşıyıcı elemanlardan oluşan bu tür yapıların davranışı hakkında henüz yeterli araştırma yapılmamıştır. Bu yapıların analizinde genellikle formülasyonu rijit döşeme, rijit temel gibi bir takım varsayımlar üzerine kurulmuş kısmi üç boyutlu analiz yapabilen programlar kullanılmakta, zemin rijitliğinin etkisi, döşeme düzlemlerinde oluşan gerilme dağılımları gibi etkiler göz önüne alınmamaktadır. Öztorun [27], mevcut çalışmasında söz konusu yapıların analizi için geliştirilen bir bilgisayar programı tanıtmıştır. Geliştirilmiş olan program yardımıyla yapılan analiz sonuçları incelendiğinde, kısmi üç boyutlu programlarda göz ardı edilen etkilerin oldukça önemli olduğu ve tasarımı büyük ölçüde etkilediği görülmüştür. Tünel kalıpla betonarme bina inşaatı Türkiye’de gittikçe artmaktadır. Bu tür yapılarda genelde, bodrum hariç bütün katlar aynı olup düşey elemanlar perdelerden, döşemeler ise plaklardan oluşmaktadır. Perdelerin delikli, bazen kutu şeklinde ve oldukça uzun olduğu bu yapılarda statik çözüm için eşdeğer çerçeve türü modeller geçerli olmamaktadır. Öztorun [28], bilgisayar programını özetle açıklayarak pratik uygulamalara ait sayısal çözümler ve bu çözümlerde yapılan bazı varsayımların geçerliliği hakkında açıklamalar vermiştir. Öztorun [29], doktora çalışması çerçevesinde tüm taşıyıcı sistemi döşeme ve perdeler

olan yapılar için sonlu elemanlar yöntemi ile modelleme kapasitesi olan özel amaçlı bir bilgisayar programı geliştirmiştir.

Perde duvarlı sistemler depreme dayanıklı yapıların oluşturulmasında oldukça sık kullanılmaktadır. Bu tür yapıların düşey elemanları perdelerden, döşemeleri ise plaklardan oluşmaktadır. Perdeler boşluklu, bazen kutu şeklinde ve planda oldukça büyük boyutludur. Benzer şekilde kat döşemeleri de havalandırma, asansör ve merdiven boşlukları nedeniyle boşlukludur. Bu yapılarda statik çözüm için eşdeğer çerçeve türü modeller gerçek davranışı yansıtmamaktadır. Diğer taraftan özel amaçlı, kısmi üç boyutlu analiz programlarının formülasyonları da bazı varsayımlar üzerine kurulmuştur. Bu yapıların analizini pratik bir şekilde yapabilmek için bütün taşıyıcı sistemi (döşeme ve perdeleri) sonlu elemanlar ile modelleme kapasitesi olan özel amaçlı bilgisayar programı “ TUNAL” açık ve/veya kapalı, delikli perdeler ve döşeme plaklarından oluşan binaların analizinde yapılan varsayımların geçerlilik sınırlarını araştırmak amacıyla kullanılmıştır. Öztörün [30] tarafından yapılan çalışmada, adı geçen bilgisayar programı kullanılarak çeşitli binalar için döşeme ve zemin rijitliğinin perde duvarlar üzerindeki etkisi araştırılmış, alışıla gelmiş yapılarda yaygın olarak kullanılan varsayımların perde duvarlı yapılar için geçerliliği ve sınırları üzerinde kriterler sunulmuştur. Bağ kirişlerinin boyutları genellikle mimari kısıtlamalar nedeniyle belirlenmekte ve sınırlandırılmaktadır. Yatay yük analizinde perde duvarların genişlikleri ve kalınlıkları, bağ kirişlerinin davranışını büyük ölçüde etkileyen önemli parametrelerdir. Oldukça rijit duvarları bağlayan kirişlerde büyük kesit tesirleri oluşmakta ve çoğu zaman bağ kirişleri bu yükleri taşıyamayıp çatlamakta ve yükleri yapının diğer bileşenlerine aktarmaktadır. Bu durumda yapı elemanlarındaki yük dağılımı değişmektedir. Bu nedenle bağ kirişlerinde oluşan kesme kuvveti ve eğilme momentlerinin hassas bir şekilde hesaplanması gerekmektedir.

Erdem, Öztörün, Çıtıpıtıoğlu, ve Akkaş [31] tarafından yapılan çalışmada ise, perde duvar sistemlerinin yatay yükler altındaki davranışı ele alınmış ve mevcut yapısal analiz yöntemleri kısaca özetlenmiştir. Sonlu elemanlar yöntemiyle yapılan analizlerde karşılaşılan problemler tartışılmıştır. Farklı sonlu eleman tipleri kullanılarak ve farklı matematiksel modeller hazırlanarak elde edilen analiz sonuçları karşılaştırılmış, bu sonuçlar “continuous connection” metodu ve geniş- kolon-çerçeve analojisi ile elde

edilen sonuçlarla kıyaslanarak irdelenmiştir. Ayrıca bağ kirişlerinin duvarla birleştiği bölgede kiriş derinliği boyunca ve derinliğin bir oranı olarak yapay derz bırakılması durumunda sistemin genel rijitliğindeki değişim ve kesit tesirlerinin dağılımı araştırılmıştır.

Öztorun, Çıtıpıtıoğlu, ve Akkaş [32], tarafından yapılan bir diğer çalışmada ise açık ve/veya kapalı kesitli, boşluklu perde duvarlardan ve döşeme plaklarından oluşan çok katlı yapıların sonlu elemanlar yöntemi ile üç boyutlu analizi için bir yöntem sunulmuştur. Gerek perde duvarlarda gerekse döşemelerde kullanılan sonlu plak elemanları, membran etkisini ve istenildiğinde eğilme davranışını göz önüne almaktadır. Çok katlı yapıların çözümünü kolaylaştırmak amacıyla yaygın olarak kullanılan varsayımların geçerli olduğu sınırları araştırmak için sonlu elemanlar tekniği ile çalışan ve hassas analiz sonuçları verebilen “TUNAL” adlı bilgisayar programı ilave opsiyonlarla geliştirilerek kullanılmıştır. Geliştirilen bilgisayar programının yeni versiyonu yapıların analizini, gerek analizi basitleştirici varsayımları kullanarak, gerekse varsayımları kullanmadan gerçekleştirmekte ve varsayımların geçerli olduğu sınırlar hakkında bilgi vermektedir.

Lassen [33], büyük açıklıklı çerçeve yapıların optimum tasarımı için bir metot sunmuştur. Bu metot ardışık yaklaşım tekniği ile beraber, yapıdaki her eleman grubunun ayrı ayrı optimizasyonu üzerine kurulmuştur. Ayrı ayrı optimizasyon ardışık ikinci dereceden programlamaya dayalı doğrusal olmayan programlama algoritmasına göre yapılmaktadır. Malzeme kalitesi ve topoloji göz önüne alınarak kesit boyutları tasarım değişkenleri kabul edilmiş ve minimum ağırlık - maliyet çözümü aranmıştır. Matris yer değiştirme metodu kullanılarak yapısal problem formüle edilmiştir. Birçok yükleme etkisinde bulunan üç boyutlu rijit çerçeveler için çözümleme yapılmıştır.

White ve Dolan [34] artan statik yük veya dinamik yüklere maruz perde duvarın doğrusal olmayan analizini yapabilen WALSEIZ isimli bir sonlu eleman programı geliştirmiştir. Bu program, her elemanın düğüm noktasındaki yer değiştirme, kuvvet ve gerilmelerini, uygulanan yükün bir fonksiyonu veya zamana bağlı bir fonksiyonu olarak hesaplamaktadır. Her duvar dört elemandan oluşmuştur. Bunlar, çerçevelerin modellendiği kiriş eleman, perdelerin modellendiği plak eleman, perde-çerçeve

bağlantılarını sağlayan yaylar (bunların yük-yer değiştirme özellikleri monotonik veya dinamik yüklerin kullanılmasına göre değişir) ve bitişik paneller arasındaki sürekliliği modellemek için bilineer yaylardır. Programın sonuçları, programın doğruluğunu kontrol için deneysel veriler ile karşılaştırılmıştır. Program deprem ve rüzgar gibi dinamik yüklere maruz kalan perde duvarların çözümlemesinde kullanılmıştır.

Aura [35] tarafından yapılan çalışmada, üç matrisin toplamı olarak ayrılabilen, üç boyutlu ince cidarlı çerçevelerin büyük dönme ve çökme analizleri için kullanılan yeni bir rijitlik matrisi verilmiştir. Eleman formülasyonu, genel kesitlere sahip kiriş-kolonların kullanımını hesaba katmaktadır. Boyuna yer değiştirme, üniform olmayan burulma ve kesit eğrilmesini göz önüne alan Vlasov'ın kiriş teorisini kullanarak anlatılmıştır. Yer değiştirmeler, Hermitian fonksiyonu ile modellenmiş, eğilme serbestlik derecesi yanında her kiriş düğüm noktasındaki altı serbestlik derecesinin eklenmesi ile temsil edilmektedir. Geliştirilmiş Lagrangian modülü geometri bakımından doğrusal olmayan matrisin geliştirilmesinde kullanılmıştır. Ayrıca çerçeve birleşimlerindeki sonlu dönmeyi belirleyen düzeltme matrisi de elde edilmiştir. Önerilen matrisleri kullanarak elde edilen sonuçlar literatürde verilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

Ayoub ve Filippou [36] tarafından yapılan çalışmada orthotropic beton esaslı model yardımıyla betonarme elemanların, sonlu eleman çözümünde uygulanması üzerinde durulmuştur. Orthotropic model parametrelerinin farklı gerilme kademelerindeki perde paneller ve duvarların monotonik (tek düzey) yük-yer değiştirme ilişkisi de incelenmiştir. Orthotropic beton malzeme modelinin çökme modu, taşıma gücü ve yük-şekil değiştirme davranışının açıklanmasındaki uygunluğu, yapılmış olan deneysel verilerin korelasyon çalışmaları ile değerlendirilmiştir.

Gummedi ve Palazotto [37] yer değiştirmeler için polinom yaklaşımı kullanarak toplam potansiyeli en küçük yapan Lagrangian yaklaşımı üzerine kurulmuş yeni bir doğrusal olmayan sonlu eleman formülasyonu önermişlerdir. Bu çalışmada ilk olarak kesit boyunca kayma dağılımını modellemek için bir kayma deformasyon teorisi kullanılmıştır. Büyük yer değiştirme ve dönmeleri tanımlamak için trigonometrik fonksiyonlar kullanılmıştır. Toplam potansiyelin belirlenmesinde, doğrusal olmayan

birim şekil değiştirme değerleri ve ikinci Piola-Kirchhoff gerilme değerleri kullanılmıştır. Geliştirilen kiriş / kemer elemanı 11 serbestlik derecesine sahiptir. Büyük yer değiştirmelerin ve dönmelerin karakteristiklerini belirlemek için birçok kiriş / kemer geometrisi sürekli olarak incelenmiştir. Bulunan sonuçlar daha önce Lagrangian formülasyonunu kullanarak büyük dönme problemlerini değerlendirmeye çalışan metodlarla karşılaştırılmıştır.

Prokic [38] çalışmasında, elasto plastik şekil değiştirmelere tabi olan açık veya kapalı kesitli ince cidarlı kirişlerin analizine değinmiştir. Problemin çözümü sonlu eleman metodu ile doğrusal ve elasto plastik rijitlik matrisleri Von Mises akma durumunu izotropik katılaşmayı kullanarak elde edilmiştir. Modelin doğruluğu ve etkinliğini göstermek için sayısal örnekler verilmiştir. Sayısal örneklerin deneysel sonuçlarla uyduğu gösterilmiştir.

Di ve Cheung [39], elastik-plastik sürekli dizileri, büyük şekil değiştirmelerin çözümünde kullanmak için artan değişkenlikte bir formülasyon sunmuştur. Bu çalışmada doğrusal olmayan çok değişkenli farklı sistemlerin enerji tutarlılıkları göz önüne alınmıştır. Fonksiyon ortogonal eğrilerden oluşan koordinat sistemi ile verilmiştir ve ilk gerilme işlemi uygulanmıştır. Çözüm sırasında, çözümden uzaklaşmayı önlemek için denge eşitsizliği kullanılmıştır. Söz konusu formülasyonun ilk uygulaması olarak elemanın performansını artırmak için enerji sınırlaması getirilmiş farklı gerilme tabakalarının meydana geldiği kabuk elemanı geliştirilmiştir.

Kuo ve Yang [40], rijit bağlı uzay çerçevelerin doğrusal olmayan çözümünde, cismin dönmesi düğüm noktasının dönmesi olarak kabul edilmiştir. Böyle bir varsayım, küçük dönmelerin olması halinde geçerlidir. Sonlu dönmeler için, dönmelerin üç boyuttaki (noncommutative) etkilerini göz önüne almak gerekmektedir. Euler'in sonlu dönmeyi içeren, çerçeve elemanların geometrisinin güncelleştirilmesinde geçerli olan analitik yöntemler belirlenmiştir. Bu yöntemlerle, her çözüm aşamasında yer değiştirme değerleri, rijit cisim nitelikleri ve eleman deformasyonu farklı olarak belirlenebilir ve böylece eleman kuvvetlerini güncelleştirmek ve yeniden belirlemek için bir temel oluşturulur. Bu çözüm yönteminin geçerliliği üç boyutlu uzay sistemlerde büyük dönmeler içeren bir dairesel kemerin deformasyon sonrası analizinde gösterilmiştir.

Al-Bermani ve Kitipornchai [41], çelik çerçevelerin tasarım ve çözümlemesinde kullanılan alışlagelen yaklaşımların, genellikle yapının ya sabit yada rijit yapı olduğunun kabul edildiği, yapı elemanları arası bağlantıların moment aktarmadığı, ancak rijit yapı yaklaşımında tam bir süreklilik (moment aktarımı) olduğu belirtilmektedir. Uygulamada çoğu birleşimler yarı rijittir. Bunlar uygulanan yükün bir fonksiyonu olarak bir dönme rijitliği derecesine sahiptir. Esnek ve yarı rijit bağlantıların etkilerini birleştiren uzay çerçevelerin doğrusal olmayan çözümlemesi için bir metot verilmiştir. Bağlantıyı modellemek için düğüm noktası başına üç dönme serbestlik derecesine sahip iki düğüm noktalı sıfır uzunlukta bağlantı elemanı kullanılmıştır. Çalışmada konu ile ilgili sayısal örnekler de sunulmuştur.

Torkamani, Sönmez ve Cao [42], düzlem çerçeve yapı elemanlarının yanal yük, uç momentleri ve eksenel kuvvetlere maruz kalabileceğini böyle bir yapının çözümlemesinin, yük koşullarına, yer değiştirmelerin boyutlarına ve çözüm yöntemlerine bağlı olarak I. ve II. mertebeden basit olarak sınıflandırılabilirliğini belirtmiştir. Yapılan çalışmada II. derece etkileri göz önüne alan geometri bakımından doğrusal olmayan problemlerin çözümü ile ilgili sayısal bir çözüm yöntemi verilmiştir. Çalışmada sunulan algoritma, yapı sistemlerinin I. ve II. mertebede çözümleri arasındaki farklılıkların belirlenmesinde iyi sonuç vermektedir.

Lefas ve Kotsovos [43], sonlu eleman programı kullanımı üzerine analitik çalışmalar yapılmıştır. Bu çalışmalarda gittikçe artan ve sonuçta göçmeye sebep olacak yükler altındaki perdelerin davranış ve kuvvet karakteristiklerine etken olacak birçok parametrenin etkisi incelenmiştir. İncelenen parametreler arasında düşey ve yatay dayanım, yükseklik-genişlik oranı, eksenel yük, köşe elemanların detaylandırılması ve beton dayanımı bulunmaktadır. Elde edilen sonuçlar perde dayanımının maksimum momentin meydana geldiği basınç bölgesindeki betonun dayanımına bağlı olduğunu ve bu basınç bölgesinin kuvvetinin artırılmasının düşey ağ dayanımında azalmaya sebep olmasına rağmen yük taşıma kapasitesinde önemli artışlara sebep olduğunu göstermiştir.

Holzer, Bradshaw ve Somers [44] tarafından yapılan çalışmada, bilgisayar programları kullanarak, monotonic ve dairesel betonarme binalardaki tepkilerin tahmin edilmesi

sağlanmıştır. Kullanılan matematiksel modeller kendi özelliklerine göre sınıflandırılmıştır. Bir kiriş, kiriş-kolon ve çerçeveden oluşan problemler, bir enerji fonksiyonu olarak tanımlanan ve bir boyutlu sonlu eleman modeli ile oluşturulan “SINGER” bilgisayar programının değerlendirilmesinde kullanılmıştır. Çözüm yöntemi fonksiyonun minimize edilmesine odaklanmıştır. Bilgisayar ve deney sonuçlarının uyumlu olması yanında farklı olanlar nedenleri ile belirtilmiştir.

Milner [45], gergi kablolarını sıcaklık ve sınırlı taşıma rijitliğini göz önüne alarak sabit, hareketli ve yayılı yükler altında incelemiştir. Büyük silindirik barajlardaki gerilme analizi gibi problemler ile ilgilenilmiş ve çözümler verilmiştir. Elastik kiriş-kolon problemleri, kiriş kolonların ikinci mertebe analizlerinin yapılmasında veya gerilmelerin burkulma öncesi analizlerinin yapılmasında uygun modellerdir. Çalışmada veriler, soru sorularak girilmekte, tahmini ilk değerler transfer matris tekniğinde olduğu gibi ardışık hesaplamaları başlatmakta, daha sonra kullanıcının kontrolü altında Newton metodu ile ilk değişkenler otomatik olarak değiştirilmektedir.

Barzegar ve Maddipudi [46], betonun kırılma öncesi ve sonrası davranışını sonlu elemanlar yöntemi ile analizi için kullanılan bir üç eksenli model sunmuşlardır. Ezilmeye yol açan basınç ağırlıklı yükleme için basit bir hiper elastik modelin değiştirilmiş versiyonu kullanılmış ve ezilme sonrası gerilme azalması incelenmiştir. Kırılma sonrası gerilme azalması formülasyonu, ortogonal olmayan çatlak kapasitesine sahip kırılma enerjisi kavramına dayandırılmıştır. Karesel ağdan kopmamak için 20 düğüm noktalı katı izoparametrik elemanlar içinde, çatlak genişliklerini hesaplayacak basit bir model önerilmiştir.

Barzegar ve Maddipudi [47], yapılan çalışmada, çatlak tahminine dayanan betonarme yapıların sonlu elemanlar yöntemi ile çözümü için üç boyutlu bir model sunmuştur.

Edwards ve Billington [48], Tucker Lisesinin çatısındaki kayma ve çökmenin uzun zamanlı etkilerini hesaba katan doğrusal olmayan analiz, artan yükler için düşük kapasiteli kararlı olmayan bir kabuğu ortaya çıkarmıştır. Hiperbolik parabolik çatı, sabit yükler altında 7 yıl kullanımdan sonra 1970 yılında çökmüştür. Doğrusal olmayan model, çatı geometrisinin, kabuk elemanlar ve kiriş elemanlar yerine katı (solid)

elemanları ve plak elemanlar kullanılmasıyla oluşturulmuştur. Sonlu eleman analizi, büyük dönme yapan geometrik non lineeriteyi kullanmış ve kabuğun şekildeğiştirmiş geometrisini göz önüne almıştır. Çatlamamış malzeme üzerine kurulmuş model, ayrıca kayma gerilmelerinin, gerilmelerle orantılı olduğunu ve kayma gerilmelerinin artışlarının zaman içinde sayısal olarak azaldığını göstermiştir.

Park ve Klingner [49], düzlem gerilmelerin olduğu betonarme elemanların çözümünde beton için plastik modeller kullanmıştır. Betonarme elemanlar için önerilen plastik model, hem plastisite teorisini ve hem de hasar modellerini birleştiren bir yaklaşım olarak sunulmuştur. Sonlu eleman analizinde kullanılan plastik modeller, deneysel sonuçlarla karşılaştırılarak, modelin olumlu ve olumsuz yönleri tartışılmıştır.

Frangopol, Lee ve Willam [50], betonun doğrusal olmayan davranışının karmaşık ve birçok parametreye bağlı olduğunu, sonuç olarak betonun lineer elastik limit sonrası davranışını tahmin etmek için bir model vermişlerdir. Dayanıma ulaşmış bir beton modeli sadece düzgün ve düzgün olmayan yükler altında çalışabilir olmamakta, ayrıca pik öncesi ve sonrası tepkileri de taşıyabilmelidir. Çalışmada, betonun hem düzgün hem de düzgün olmayan yükler altında doğrusal olmayan bir sonlu eleman formülasyonu geliştirilmiştir. Formülasyon hem yüklemedeki farklılığı, hem de beton özelliklerindeki uzamsal değişkenliği göz önüne almaktadır. Ayrıca bir bilgisayar kodu geliştirilmiştir.

Di ve Cheung [51] tarafından yapılan çalışmada da, artan değişkenlik formülasyonu ve deforme olmuş kabuk elemanı sunulmaktadır. Malzeme modeli ve çözüm teknikleri tartışılmış hem geometri hem de malzeme bakımından doğrusal olmayan davranışını göz önüne alan modelin uygulanması ve geçerliliği birçok sayısal örneklerle gerçekleştirilmiştir.

Çakıroğlu ve Özer [52], bileşik eğik eğilme etkisi altındaki betonarme kesitlerde akma bağıntılarının yanında, basit eğilme ve tek eksenli bileşik eğilme durumlarına karşı gelen iç kuvvet-şekil değiştirme bağıntılarının elde edilmesi amacıyla, bir ardışık yaklaşım yöntemi önerilerek bilgisayar programları geliştirilmiştir.

Girgin [53], çalışmasında betonarme yapı sistemlerinde ikinci mertebe limit yükün ve göçme güvenliğinin belirlenmesi amacıyla bir yük artımı yöntemi geliştirmiştir. Yöntemde geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisi ve betonarmenin doğrusal olmayan davranışı göz önüne alınmaktadır.

Chan, Cheung ve Huang [54], betonarme yapılar için doğrusal olmayan bir sonlu eleman modeli geliştirmiştir. Modelde, beton için heterojen pekleşen plastisite teorisinden yararlanılmıştır. Ayrıca, betonun çatlak sonrası davranışı geliştirilen bir aderans gerilmesi fonksiyonu ile ifade edilmiştir.

Baker ve Amarakone [55], kirişler üzerine deneysel çalışmalar yaparak, dönme kapasitesini bulmak için gerekli olan plastik bölge uzunluğu ve beton birim kısalması ile ilgili formülasyonlar sunmuşlardır. Bulunan eğilme momenti-eğrilik ilişkisini idealleştirerek, plastik mafsal teorisi ile çerçeve sistemlerin yük taşıma kapasitesi elde edilmeye çalışılmıştır.

Rıva ve Cohn [56], dönme kapasitesinin ve plastik bölgenin belirlenmesi amacıyla kesit geometrisi, boyuna basınç donatısı yüzdesi, eğilme momentlerinin yeniden dağılımı özelliğini dikkate alarak çalışmalar yapmışlardır. T ve I enkesit geometrisine sahip elemanlar üzerinde yapılan çalışmalarda ayrıca yükleme özelliklerinin, moment sıfır noktasının yerinin ve süneklik oranının dönme kapasitesine etkileri incelenmiştir.

Ali ve Grierson [57] betonarme düzlem çubuk sistemlerde işletme ve göçme yükleri seviyelerinde istenen rijitlik ve süneklik kriterlerini sağlayan doğrusal olmayan bir boyutlandırma yöntemi geliştirmiştir. Bu yöntem yardımıyla göçme yükü seviyesinde yeterli eğilme momenti taşıma kapasitesine ve dönme kapasitesine sahip olacak şekilde sistemin enkesit boyutları ve donatı miktarları minimize edilmektedir.

Orakdöğen [58] tarafından uzay çubuk sistemlerin ikinci mertebe limit yüke göre minimum ağırlıklı olarak boyutlandırılmaları için bir ardışık yaklaşım yöntemi geliştirilmiştir. Her adımı birbirini izleyen boyutlandırma ve sistem hesabı aşamalarından oluşan yöntemde, en kesit karakteristikleri arasındaki bağıntılar bir önceki adımın boyutlandırma aşamasından, ikinci mertebe limit yüke karşı gelen plastik

kesit yerleri ile bu kesitlere ait akma vektörü doğrultuları ise bir önceki adımın sistem hesabı aşamasından alınmıştır. Uzay çubuk sistemlerde ikinci mertebe limit yükün hesabı için geliştirilen bir yük artımı yönteminin esasları ve ikinci mertebe limit yükün hesabında izlenen yol sunulmuştur. Yapılan çalışmada kullanılan yöntemin sayısal uygulamaları için çözülen üç örneğe ait sonuçlar verilmiştir.

İrtem [59] tarafından yapılan çalışmada ise, malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan uzay çubuk sistemlerin ikinci mertebe elasto-plastik hesabı, limit yüklerinin bulunması ve göçme güvenliklerinin tayini için bir yük artımı yöntemi geliştirilmiştir. Yöntemde, yatay yüklere oranla daha az değişim gösteren düşey yüklerin sabit değerleri altında, aralarındaki oran sabit kalacak şekilde artan yatay yükler için hesap yapılmaktadır. Sisteme etkiyen düşey yüklerin belirli değerleri için, daha çok denge denklemlerine bağlı olan normal kuvvetler başlangıçta kolaylıkla tahmin edilmekte ve böylece geometri değişimlerinin denge denklemlerine olan etkisi doğrusallaştırılmıştır. Plastikleşen kesitlerdeki iç kuvvet durumunun akma yüzeyi üzerinde kaldığını ifade eden ve akma şartları olarak tanımlanan denklemler ise, akma yüzeyinin düzlemlerden oluşacak şekilde idealleştirilmesi suretiyle lineer denklemlere dönüştürülebilmekte ve böylece her plastikleşen kesitin meydana geldiği yük parametresi ardışık yaklaşıma gerek kalmadan hesaplanmaktadır. Geliştirilen hesap yöntemi ile çözülen sayısal örneklere yer verilmiştir.

1.3 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı

Yapı sistemlerinin; artan yükler altında malzemenin doğrusal olmaması (Bünye denklemleri olan Gerilme- Şekil değiştirme ve Moment- Eğrilik bağıntılarının doğrusal olmaması) ve ikinci mertebe etkilerini göz önüne alarak, hesaplanması ve göçme yüklerinin bulunması için bir bilgisayar programı geliştirilmiştir.

Yapılan çalışmada, plastik mafsalların çerçeve çubuk elemanının uç noktalarında meydana geldiği, diğer bölgelerde sistemin lineer- elastik davrandığı varsayılmaktadır. Yapı sistemini oluşturan çubuk elemanlarının eksenel kuvvetlerinin başlangıçta sıfır olduğu kabul edilmekte ($\rho = 0$ olduğundan ϕ fonksiyonları bire eşit olmakta ve rijitlik matrisi 1. Mertebe rijitlik matrisi haline gelmektedir) ve sistem lineer elastik olarak

çözölmektedir. Çözüm ile bulunan normal kuvvetler kullanılarak çubuk rijitlik matrisleri ϕ fonksiyonları yardımıyla yeniden oluşturulmakta ve yapı tekrar çözölerek çubuk uç kuvvetleri hesaplanmaktadır. Böylece yapı sisteminin çözümünde II. Mertebe etkileri hesaba katılmaktadır.

Yapı sisteminde artan dış yüklerden dolayı herhangi bir çubuk eleman kesitindeki uç kuvvetler, akma şartının belirlediğı sınır durumlara ulaşmakta ve o kesitte plastik mafsalları meydana gelmektedir. Yük artışının devam etmesi ile yapının başka noktalarında da plastik mafsallar meydana gelmektedir. Her plastik mafsalları oluşumundan sonra, o düğüm noktasındaki θ_A dönmesine ilave olarak üç adet mafsalları dönmesi eklenmektedir. Düğüm noktası denge denklemi, her plastik mafsalları oluşumu sonrası ilave serbestliklerin denklem takımına eklenmesi ile yeniden oluşturulmaktadır. Böylece önerilen yöntem ile bir uzay çerçeve çubuk sisteminin ikinci mertebe teorisine göre elasto-plastik hesabı ve göçme yüklerinin belirlenmesi; plastikleşen kesitlerdeki, plastik mafsalları dönmelerinin ilave bilinmeyen olarak denklem takımına ilave edilmesi ve bu denklem sisteminin çözümüne indirgenmiş olmaktadır. Ayrıca artan yüklerin etkidiğı uzay çerçeve sistemlerde yük- yer değıştirme diyagramları herhangi bir yük faktörüne veya göçmeye kadar çizilebilmektedir.

Gerçek davranışın göz önüne alınması ile yapılan doğrusal olmayan çözümlemeden uygulamada aşğıdaki gibi yararlanılabilir.

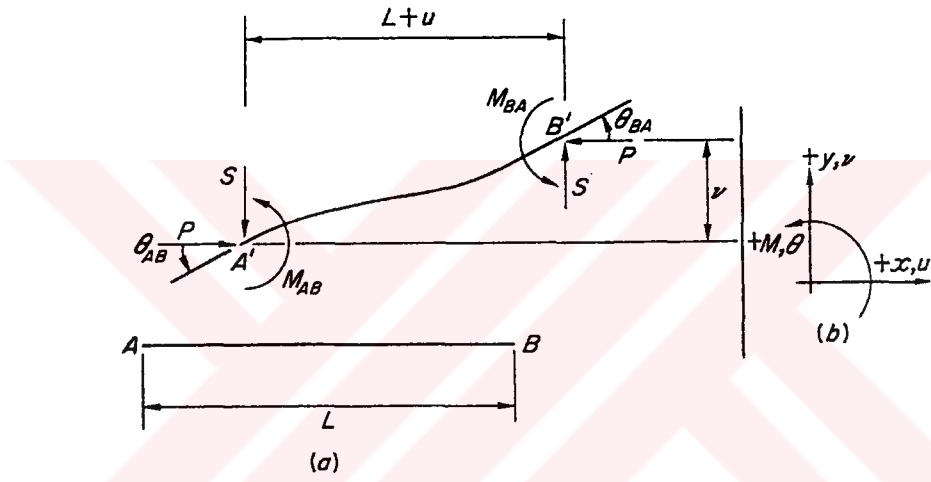
- a- Yapı sistemlerinin göçme yükü belirlenerek bu yükün işletme yüküne oranı ile göçme güvenliğı saptanacaktır. Bu sayede yapı sistemlerinin belirli bir güvenliğı sahip olup olmadığı belirlenecektir.
- b- Yapılar önce boyutlarının tahmin edilmesi daha sonra göçme yükünün hesaplanması ile işletme yükünün karşılaştırılması neticesinde göçme güvenliğı belirlenecektir. Yani yapı göçme yükü esasına göre boyutlandırılacaktır. Yeterli bir güvenlik ve ekonomi sağlanıncaya kadar ardışık yaklaşıma devam edilecektir.

Geliştirilen bilgisayar programına esas olan yöntemin esasları ve uygulanması öncelikle matris yer değıştirme yönteminin verilmesi ile ilerdeki bölümlerde ayrıntılı bir şekilde ele alınacaktır.

BÖLÜM 2 MATRİS YER DEĞİŞTİRME YÖNTEMİ

2.1 Düzlem Çerçeve Elemanı İçin Rijitlik Matrisinin Oluşturulması

Şekil 2.1 de bir AB düzlem çerçeve elemanı ve etkiyen yükler gösterilmiştir. Bu yükler etkisinde elemanda $(u, v, \theta_{AB}, \theta_{BA})$ sırasıyla uzama, kayma ve uç dönmeleri meydana gelmektedir. Açı-yer değiştirme denkleminde uç kuvvetleri ile uç yer değiştirmeleri arasındaki bağıntılar aşağıdaki şekilde verilebilir.



Şekil 2.1 Düzlem çerçeve elemanı

$$M_{AB} = \frac{-6EI}{L^2}v + \frac{4EI}{L}\theta_{AB} + \frac{2EI}{L}\theta_{BA} \quad (2.1)$$

$$M_{BA} = \frac{-6EI}{L^2}v + \frac{2EI}{L}\theta_{AB} + \frac{4EI}{L}\theta_{BA}$$

$$S = \frac{12EI}{L^3}v - \frac{6EI}{L^2}\theta_{AB} - \frac{6EI}{L^2}\theta_{BA} \quad (2.2)$$

$$P = \frac{EA}{L}u$$

Bağıntıların tümü matris formda yazılırsa;

$$\begin{bmatrix} P_{AB} \\ S_{AB} \\ M_{AB} \\ M_{BA} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & \frac{2EI}{L} \\ 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_{AB} \\ v_{AB} \\ \theta_{AB} \\ \theta_{BA} \end{bmatrix} \quad (2.3)$$

veya sade olarak;

$$P_{AB} = k_{AB} \cdot Z_{AB} \quad (2.4)$$

yazılabilir. P_{AB} vektörü AB elemandaki kuvvetleri, Z_{AB} yer değiştirmeleri, k_{AB} matrisi eleman rijitlik matrisini ifade etmektedir. AB çubuk elemanı için elde edilen rijitlik matrisi n elemanlı bir yapı için;

$$\begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_i \\ P_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_i & 0 \\ 0 & 0 & 0 & k_n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Z_1 \\ Z_2 \\ Z_i \\ Z_n \end{bmatrix} \quad (2.5)$$

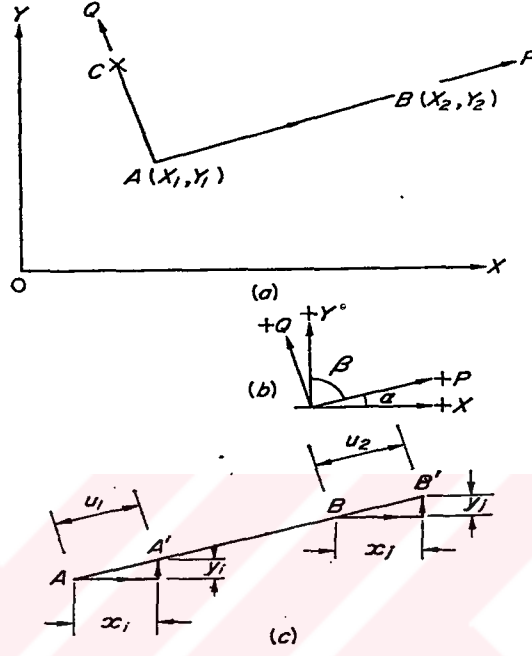
$$\underline{P} = \underline{k} \cdot \underline{Z} \quad (2.6)$$

olarak verilebilir. Denklemlerde L , çubuk boyunu, EI eğilme rijitliğini P çubuk uç kuvvetlerini, k rijitlik matrisini, Z yer değiştirme vektörünü ifade etmektedir.

2.2 Yer değiştirmelerin Dönüşümü

Yukarıda bir yapının çubuk elemanının uç kuvvetleri ile uç yer değiştirmeleri arasındaki matris bağıntıları verilmiştir. Uç yer değiştirmeleri elemanın özel koordinat sistemine göre tanımlanmaktadır. Genelde bir yapıda elemanların konumları ve doğrultuları farklıdır. Bu nedenle yapının tümündeki yer değiştirmeleri tanımlayabilmek için yapının tümü için geçerli olan bir global koordinat sistemi kullanmak ve elemanların birleştiği düğüm noktalarının yer değiştirmelerini bu koordinat sistemine göre tanımlamak

gerekmektedir. Doğaldır ki bu koordinat sistemine göre tanımlanan yer değiştirmeleri çubuğun koordinat sistemine göre dönüştürmek gereklidir. Düzlem bir çubuk elemanı için dönüşüm matrisinin elde edilmesi aşağıda verilmiştir.



Şekil 2.2 Çubuk elemanı yer değiştirmeleri

(a) Eleman koordinatları

(b) Pozitif yönler

(c) Eleman ve yer değiştirmeler

Şekil 2.2 de verilen AB çubuk elemanı dış yük etkimesi sonucu $A'B'$ konumuna gelmekte (Şekil 2.2 c) ve P eksen doğrultusundaki uzama u ;

$$u = u_2 - u_1$$

$$u_1 = \sqrt{x_1^2 + y_1^2}$$

$$u_2 = \sqrt{x_2^2 + y_2^2}$$

(2.7)

olmaktadır. Burada u_1 ve u_2 global eksen koordinatları cinsinden;

$$\begin{aligned} u_1 &= x_1 \cdot \cos \alpha + y_1 \cdot \sin \alpha \\ u_2 &= x_2 \cdot \cos \alpha + y_2 \cdot \sin \alpha \end{aligned} \quad (2.8)$$

şeklinde yazılabilir. Noktaların global eksenlerdeki koordinatları $A = (X_1, Y_1)$, $B = (X_2, Y_2)$ olarak alınması halinde doğrultma kosinüsleri;

$$\begin{aligned} L &= \sqrt{(X_2 - X_1)^2 + (Y_2 - Y_1)^2} \\ l_p &= \cos \alpha = \frac{X_2 - X_1}{L} \\ m_p &= \cos \beta = \sin \alpha = \frac{Y_2 - Y_1}{L} \end{aligned} \quad (2.9)$$

olarak hesaplanır. Bu durumda;

$$\begin{aligned} u_1 &= l_p \cdot x_1 + m_p \cdot y_1 \\ u_2 &= l_p \cdot x_2 + m_p \cdot y_2 \\ u &= l_p \cdot x_2 + m_p \cdot y_2 - l_p \cdot x_1 - m_p \cdot y_1 \end{aligned} \quad (2.10)$$

haline gelir.

$x_1 = x_i$ $x_2 = x_j$ alınması halinde:

$$u = l_p \cdot x_j + m_p \cdot y_j - l_p \cdot x_i - m_p \cdot y_i \quad (2.11)$$

olarak yazılır. Matris formunda ise aşağıdaki şekilde yazılır;

$$u = [-l_p, -m_p, \dots, l_p, m_p] \cdot \{x_i, y_i, \dots, x_j, y_j\} \quad (2.12)$$

Elemanın u uzaması uzay çubuk elemanında ise;

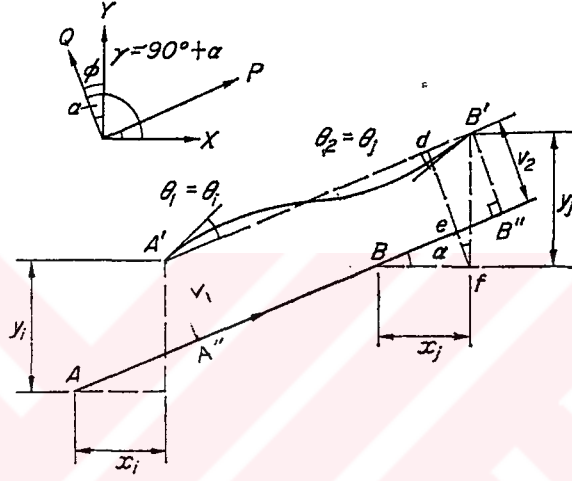
$$u = [-l_p, -m_p, n_p, \dots, l_p, m_p, n_p] \cdot \{x_i, y_i, z_i, \dots, x_j, y_j, z_j\} \quad (2.13)$$

olarak elde edilir.

$$n_p = \cos \gamma = \frac{Z_2 - Z_1}{l} \quad (2.14)$$

n_p doğrultman kosinüsünü ve Z_2, Z_1 ise uzay çubuk elemanının birinci ve ikinci uç Z global koordinatlarını ifade eder.

v yer değiştirmesi durumunda;



Şekil 2.3 Rijit bağlı düzlem çerçeve elemanı yer değiştirmeleri

Şekil 2.3 de gösterilen rijit bağlı düzlem çerçeve elemanı incelendiğinde, yükler altında elemanda u uzaması (2.13) yanında ilave olarak kayma ve uç dönmeleri meydana gelmektedir. Yük altında elemanın A ucu, A' ve B ucu B' konumuna gelmektedir. Düzlem çerçeve elemanının ikinci ucundaki v_2 kayması aşağıda verilen şekilde yazılabilir.

$$v_2 = de = B^1 B'' = df - fe$$

$$B^1 f = y_j, \quad df = y_j \cdot \cos \alpha \quad Bf = x_j$$

$$fe = Bf \cdot \sin \alpha = x_j \cdot \sin \alpha$$

$$v_2 = y_j \cdot \cos \alpha - x_j \cdot \sin \alpha$$

(2.15)

Benzer şekilde;

$$v_1 = y_i \cdot \cos \alpha - x_i \cdot \sin \alpha \quad (2.16)$$

olarak yazılır.

$$\begin{aligned} -\sin \alpha &= \cos \gamma = l_q \\ \cos \alpha &= \cos \phi = m_q \end{aligned} \quad (2.17)$$

l_q ve m_q Q eksenini doğrultman kosinüsleridir. Böylece u kayması;

$$\begin{aligned} v &= v_2 - v_1 \\ v &= l_Q \cdot x_j + m_Q \cdot y_j - l_Q \cdot x_i - m_Q \cdot y_i \end{aligned} \quad (2.18)$$

şekilde yazılır. Çubuğun 1. ve 2. uçlarının bağlı olduğu i ve j düğüm noktaları rijit bağlı olduğu için çubuk uç dönmeleri, düğüm noktası dönmelerine eşittir. Yani,

$$\begin{aligned} \theta_{R1} &= \theta_i \\ \theta_{R2} &= \theta_j \end{aligned} \quad (2.19)$$

dönmeleri eşittir. Çubuk eksenindeki çubuk uç yer değiştirme vektörü ile global eksenlerdeki düğüm noktası yer değiştirmesi arasındaki ilişki aşağıdaki şekilde yazılabilir.

$$\begin{bmatrix} u \\ v \\ \theta_{R1} \\ \theta_{R2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -l_p - m_p & 0 & \dots & l_p & m_p & 0 \\ -l_q - m_q & 0 & \dots & l_q & m_q & 0 \\ 0 & 0 & 1 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} x_i \\ y_i \\ \theta_i \\ x_j \\ y_j \\ \theta_j \end{bmatrix} \quad (2.20)$$

m nolu eleman için bu bağıntı;

$$Z_m = [A_1^m \dots A_2^m] \begin{bmatrix} X_i \\ Y_j \end{bmatrix} \quad (2.21)$$

olarak düzenlenebilir.

Yapıyı oluşturan n sayıdaki çubuk elemanı için bu matris ifade ;

$$\underline{Z} = \underline{A} \underline{X} \quad (2.22)$$

olarak yazılabilir. Burada $\underline{Z}$, yapıyı oluşturan çubuk elemanların kendi özel eksenlerine göre uç yer değiştirme vektörünü, $\underline{X}$, global eksen takımına göre tüm düğüm noktalarının yer değiştirmelerini içeren yer değiştirme vektörünü, $\underline{A}$, sistemin tümünün yer değiştirme dönüşüm matrisini ifade eder.

2.3 Sistem Rijitlik Matrisi

Bir yapıda $\underline{L} = \{L_1 \ L_2 \ \dots\}$ dış yüklerin etkisi altında $\underline{X} = \{X_1 \ X_2 \ \dots\}$ düğüm noktası yer değiştirmeleri meydana gelmektedir. Yani her bir X_i yer değiştirmesi, L_i dış yükünden dolayı dış yüklerle aynı doğrultuda oluşmaktadır. $\underline{L}$ dış yüklerinin uygulanması yapıda $\underline{P}$ çubuk kuvvetlerine neden olmakta ve bu elemanlar $\underline{Z}$ yer değiştirmelerine maruz kalmaktadır. Yapı dış yükler altında kararlı denge konumunda ise, dış kuvvetlerin yaptığı iş iç kuvvetlerin yaptığı işe (yapı içinde depo edilen şekil değiştirme enerjisine) eşittir.

$$\frac{1}{2}(L_1 \cdot X_1 + L_2 \cdot X_2 + \dots L_n \cdot X_n) = \frac{1}{2} \cdot L^T \cdot X \quad (2.23)$$

sistem içerisinde depolanan şekil değiştirme işi;

$$\frac{1}{2}(P_1 \cdot Z_1 + P_2 \cdot Z_2 + \dots P_k \cdot Z_k) = \frac{1}{2} P^T \cdot Z \quad (2.24)$$

$$\frac{1}{2} \underline{L}^T \underline{X} = \frac{1}{2} \underline{P}^T \underline{Z} \quad (2.25)$$

olarak yazılır. (2.25) denkleminde $\underline{Z} = \underline{A} \underline{X}$ eşitliği yerine konulduğunda,

$$\begin{aligned} \underline{L}^T \cdot \underline{X} &= \underline{P}^T \cdot \underline{A} \cdot \underline{X} \\ \underline{L}^T &= \underline{P}^T \cdot \underline{A} \Rightarrow \underline{L} = \underline{A}^T \cdot \underline{P} \end{aligned} \quad (2.26)$$

$\underline{P} = \underline{k} \underline{Z}$ ve $\underline{Z} = \underline{A} \underline{X}$ ifadeleri yerine konduğunda;

$$\underline{L} = \underline{A}^T \cdot \underline{k} \cdot \underline{A} \cdot \underline{X} \quad (2.27)$$

olur. Üçlü çarpımdan ($\underline{K} = \underline{A}^T \cdot \underline{k} \cdot \underline{A}$) yapının sistem rijitlik matrisi belirlenir. Yukarıda verilen bilgiler yardımı ile herhangi bir yapı sistemi çözülebilir. Bunun için aşağıdaki hesap adımlarının sıra ile yapılması gerekmektedir:

1. Eleman rijitlik matrislerinin (k) bir araya getirilmesinden oluşan $\underline{P} = \underline{k} \underline{Z}$ ifadesinin matris formda kurulması,
2. $\underline{Z} = \underline{A} \underline{X}$ denklem takımını ve özellikle $\underline{A}$ dönüşüm matrisinin oluşturulması,
3. $\underline{A}^T \cdot \underline{k} \cdot \underline{A}$ üçlü çarpımını yaparak $\underline{K}$ sistem rijitlik matrisinin kurulması,
4. $\underline{L} = \underline{K} \underline{X}$ düğüm noktası denge denklemi takımını çözerek $\underline{X}$ düğüm noktası yer değiştirme vektörünün elde edilmesi,
5. Daha önce kurulan (2. adım) $\underline{Z} = \underline{A} \underline{X}$ denkleminde $\underline{A}$ yer değiştirme dönüşüm matrisi ile $\underline{X}$ düğüm noktalarının yer değiştirme vektörünün çarpılarak tüm elemanların her birinin kendi eksen takımına göre tanımlanmış $\underline{Z}$ çubuk uç yer değiştirmeleri vektörünün hesaplanması,

6. $\underline{P} = \underline{k} \cdot \underline{Z}$ ifadesinden çubuk uç kuvvetlerinin elde edilmesi,

7. $\underline{L} = \underline{A}^T \underline{P}$ denklemi ile hesapların kontrol edilmesidir.

Yukarıda verilen işlem sırası çok kolay görünse de $\underline{A}^T \cdot \underline{k} \cdot \underline{A}$ üçlü çarpımının yapılması kolay değildir. Bu nedenle $\underline{K}$ sistem rijitlik matrisinin doğrudan doğruya kurulması hesaplarda büyük kolaylık sağlamaktadır.

2.4 Düzlem Çerçeve Çubuğu

Düzlem çerçeve çubuk için doğrudan doğruya kurulan $\underline{K}$ sistem rijitlik matrisi aşağıda verilmiştir.

$$\begin{bmatrix} H_i \\ V_i \\ M_i \\ \vdots \\ H_j \\ V_j \\ M_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A & B & -C & \dots & -A & -B & -C \\ B & F & -T & \dots & -B & -F & -T \\ -C & -T & e & \dots & C & T & f \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots \\ -A & -B & C & \dots & A & B & C \\ -B & -F & T & \dots & B & F & T \\ -C & -T & f & \dots & C & T & e \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} x_i \\ y_i \\ \theta_i \\ \vdots \\ x_j \\ y_j \\ \theta_j \end{bmatrix} \quad (2.28)$$

basitleştirilmiş olarak ifade edilirse;

$$\begin{bmatrix} L_i \\ L_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{ii} & K_{ij} \\ K_{ji} & K_{jj} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} X_i \\ X_j \end{bmatrix} \quad (2.29)$$

şeklinde yazılabilir. Denklem (2.28) verilen $\underline{K}$ sistem rijitlik matrisini oluşturan elemanların herbiri (2.30) dan hesaplanmaktadır.

$$\begin{aligned} A &= al_p + bl_Q \\ B &= al_p \cdot m_p + bl_Q \cdot m_Q \\ C &= dl_Q \\ F &= a \cdot m_p^2 + b \cdot m_Q^2 \\ T &= d \cdot m_Q \end{aligned} \quad (2.30)$$

Doğru eksenli prizmatik çubuk için a, b, d, e, f sabitlerinin değerleri ;

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{EA}{L} \\
 b &= \frac{12EI}{L^3} \\
 d &= -\frac{6EI}{L^2} \\
 e &= \frac{4EI}{L} \\
 f &= 0.5e
 \end{aligned} \tag{2.31}$$

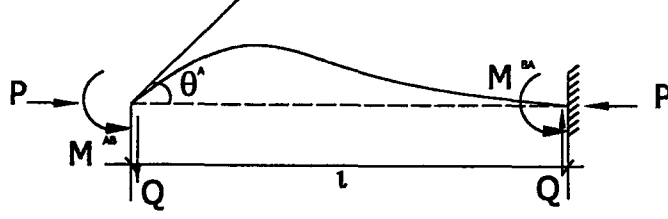
olarak verilmektedir.

Genelde yapıyı oluşturan çubukların eksenleri doğrusal olmadığı gibi kesitleri de değişken olabilir. Bu takdirde bu tür çubuklar için a, b, d, e, f sabitlerini hesaplayıp yerine koymak gerekir. Ancak bu tür uygulamalar bilgisayar programlamada zorluklara neden olabilir. Bunun yerine sağlıklı bir yaklaşım olarak bu tür elemanları bir dizi doğru eksenli prizmatik elemandan oluştuğunu kabul ederek yalnızca bilinmeyen sayısını arttırarak çözüme gitmek çoğu hallerde daha kolay olmaktadır. Benzer şekilde üzerinde karmaşık yayılı yük olan elemanları da bir dizi basit elemanın birleşimi olarak ele alıp üzerinde yayılı yük olan yüklerin tekil kuvvet ve tekil moment eşdeğerlerinin aralarda kabul edilen fiktif düğüm noktasına yükleyerek çözüm yapmak daha uygun düşmektedir. Bu şekilde özünde çok karmaşık olan doğrusal olmayan çözümleme tekniklerinin uygulanabilmesi için mümkün mertebe basit bir yaklaşımda bulunmak mümkündür.

2.5 Normal Kuvvetin Çubuk Rijitliğine Etkisi

I. mertebe teorisinde çubuk birim yer değiştirme sabitlerinin sabit olduğu kabulü ile hesap yapılmaktadır. Bu kabul ancak normal kuvvetin sıfır olması halinde doğrudur. Bu nedenle P 'ye bağlı olarak birim yer değiştirme sabitlerinin nasıl değiştiği aşağıda verilmiştir.

2.5.1 Birim Dönme Sabitleri :



Şekil 2.4 Çubuk elemanın bir ucunun dönmesi ($\theta_A = 1$) durumu

$P = 0$ olması halinde ve $k = \frac{EI}{l}$ kabulü ile;

$$\begin{aligned} M_{AB} &= \frac{4EI}{l} \cdot \theta_A = 4k\theta_A \\ M_{BA} &= \frac{2EI}{l} \cdot \theta_A = 2k\theta_A \end{aligned} \quad (2.32)$$

şeklinde yazılır. $\frac{M_{AB}}{\theta_A} = 4k$ 'ya çubuk rijitliği denir. $\theta = 1$ için M_{AB} değeri elde edilir.

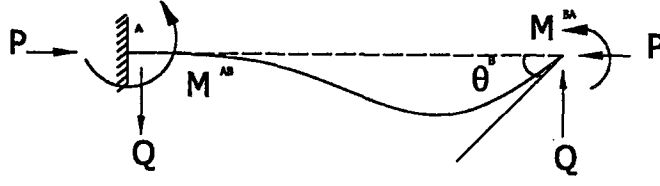
P 'nin sıfırdan farklı değerleri için (2.32) bağıntılarını;

$$\begin{aligned} M_{AB} &= sk\theta_A \\ M_{BA} &= csk\theta_A = cM_{AB} \end{aligned} \quad (2.33)$$

şeklinde yazabiliriz. s 'ye rijitlik faktörü, c 'ye geçiş faktörü adı verilir. $P = 0$ için $s = 4$; $c = 0.5$ 'dir.

$$\sum M_B = 0 \text{ dan } Q = -\frac{M_{AB} + M_{BA}}{l} = \frac{-sk\theta_A - csk\theta_A}{l} = \frac{-s(1+c)k\theta_A}{l} \quad (2.34)$$

Benzer şekilde A ucu ankastre , B ucu θ_B kadar dönmüş bir çubukta ;



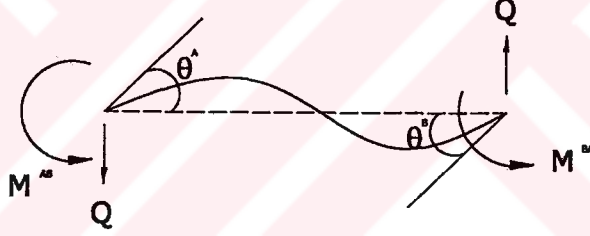
Şekil 2.5 Çubuk elemanın bir ucunun dönmesi ($\theta_B = 1$) durumu

$$\begin{aligned} M_{BA} &= sk\theta_B \\ M_{AB} &= csk\theta_B \end{aligned} \quad (2.35)$$

gibi verilebilir. Çubuğun her iki ucunun θ_A ve θ_B kadar dönmesi halinde,

$$\begin{aligned} M_{AB} &= sk\theta_A + csk\theta_B \\ M_{BA} &= csk\theta_A + sk\theta_B \\ Q &= -s(1+c)(\theta_A + \theta_B)/l \end{aligned} \quad (2.36)$$

olur.



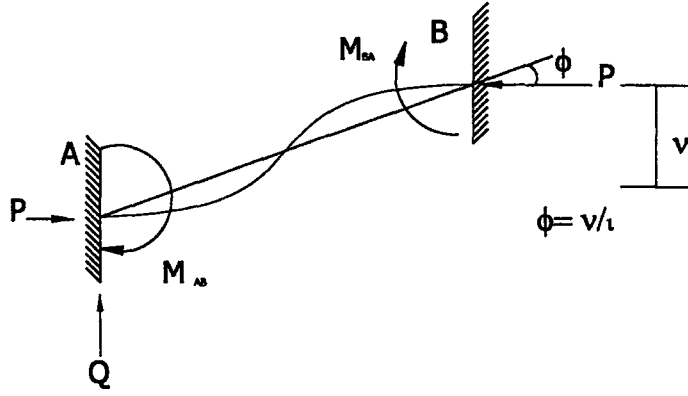
Şekil 2.6 Çubuk elemanın iki ucunun dönmesi ($\theta_A = 1, \theta_B = 1$) durumu

2.5.2 Birim Kayma Sabitleri :

Çubuğun B ucu, A'ya nazaran v kadar kayarsa A ve B uçları $-\phi$ kadar dönerler, bu takdirde denklem (2.36) benzer şekilde ;

$$\begin{aligned} M_{AB} &= -sk\phi - csk\phi = -s(1+c)k\phi \\ M_{BA} &= -csk\phi - sk\phi = -s(1+c)k\phi \end{aligned} \quad (2.37)$$

olarak elde edilir.



Şekil 2.7 Çubuk elemanın bir ucunun kayması durumu

Çubukta hem kayma hem de uçlarında dönme olursa; uç momentleri

$$\begin{aligned} M_{AB} &= sk\theta_A + csk\theta_B - s(1+c)k\phi \\ M_{BA} &= csk\theta_A + sk\theta_B - s(1+c)k\phi \end{aligned} \quad (2.38)$$

olur.

Çubuk uçlarının birinin rijit bağlı, diğerinin mafsallı olması hali; örneğin B ucunun mafsallı olması halinde $M_{BA} = 0$ olacaktır. Buna göre

$$M_{AB} = csk\theta_A + sk\theta_B - s(1+c)k\phi = 0 \Rightarrow csk\theta_B = cs(1+c)k\phi - c^2sk\theta_A \quad (2.39)$$

denklem (2.38)' de yerine koyarsak;

$$M_{AB} = s(1-c^2)k\theta_A - s(1-c^2)k\phi \quad (2.40)$$

elde edilir. $\phi = 0$ olursa $\theta_B = -c\theta_A$ ve

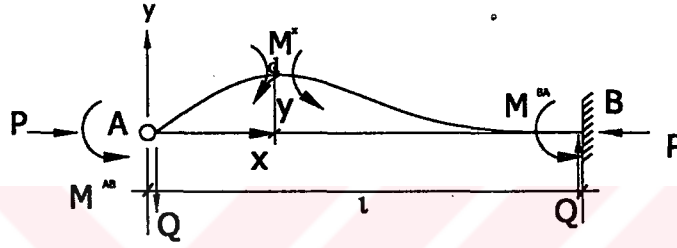
$$M_{AB} = s(1-c^2)k\theta_A \quad (2.41)$$

şeklını alır.

2.6 Matris Yer değiştirme Yönteminde Stabilité Fonksiyonlarının Bulunması

Çubuk üzerine P aksel kuvvetinin etkimesi halinde çubuk kuvvetleri ile uç yer değiştirmeleri arasındaki bağlantılar yukarıda verilmiştir. Tüm bu bağıntılar P 'nin değerine bağlı s ve c fonksiyonları cinsinden ifade edilebilirler. Bu fonksiyonların belirlenmesi aşağıda gösterilmektedir.

A noktasından x mesafesindeki bir d noktasına göre moment alınır ve düzenlenirse;



şekil 2.8 Aksel kuvvet etkisindeki bir çubuk elemanı

$$\begin{aligned} M_{AB} + P y + Q x - M_x &= 0 \\ M_x &= M_{AB} + P y + Q x \end{aligned} \quad (2.42)$$

elde edilir. Elastik eğri diferansiyel denklemi;

$$M_x = -EI \frac{d^2 y}{dx^2} = M_{AB} + P y + Q x \quad (2.43)$$

olarak yazılabilir. İfade düzenlenirse,

$$\frac{d^2 y}{dx^2} + \frac{P}{EI} y = -\frac{1}{EI} (M_{AB} + Qx) \quad (2.44)$$

şeklinde elde edilir. $\frac{P}{EI} = \lambda^2$, $\rho = \frac{P}{P_E}$ ve $P_E = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$ (Euler yükü) dersek

$$\frac{P}{EI} = \frac{P\pi^2}{l^2} \frac{l^2}{\pi^2 EI} = \left(\frac{\pi}{l}\right)^2 \frac{P}{P_E} = \lambda^2 \quad (2.45)$$

olur. Denklem (2.33) ve (2.34) verilen $M_{AB} = sk\theta_A$; $Q = \frac{-s(1+c)k\theta_A}{l}$ eşitliklerin denklem (2.44) de yerine konulduğunda diferansiyel denklem;

$$\frac{d^2 y}{dx^2} + \lambda^2 y + \frac{1}{EI} \left[sk\theta_A - \frac{s(1+c)k}{l} \theta_A x \right] = 0 \quad (2.46)$$

şeklinde yazılır. Bu denklem 2. derece değişken katsayılı diferansiyel denklemdir. Denklemin çözümü;

$$y = A \sin \lambda x + B \cos \lambda x - \frac{1}{EI\lambda^2} \left[sk\theta_A - \frac{s(1+c)kx}{l} \theta_A \right] \quad (2.47)$$

şeklinde verilebilir. Çözüm fonksiyonu denklem (2.46) ile verilen diferansiyel denklemde yerine konursa;

$$\begin{aligned} & -\lambda^2 (A \sin \lambda x + B \cos \lambda x) + \lambda^2 (A \sin \lambda x + B \cos \lambda x) - \frac{\lambda^2}{EI\lambda^2} \left[sk\theta_A - \frac{s(1+c)kx}{l} \theta_A \right] \\ & + \frac{1}{EI} \left[sk\theta_A - \frac{s(1+c)kx}{l} \theta_A \right] = 0 \end{aligned}$$

denklem sağlanır. Aşağıda (2.48) ile verilen parametreler cinsinden diferansiyel denklem;

$$\lambda = \frac{\pi^2}{l^2} \frac{P}{P_E}, \quad \rho = \frac{P}{P_E}, \quad k = \frac{EI}{l} \quad (2.48)$$

$$\frac{1}{\lambda^2 EI} = \frac{l l}{EI\pi^2 \frac{P}{P_E}} = \frac{l}{\pi^2 \rho k} \quad (2.49)$$

ifadesi şeklinde yazılır. Bu durumda (2.47) denklemi,

$$y = A \sin \lambda x + B \cos \lambda x + \frac{1}{\pi^2 \rho k} \left[\frac{s(1+c)k\theta_A}{l} x - sk\theta_A \right] \quad (2.50)$$

olarak elde edilir. A ve B katsayıları sınır şartlarının denklemde yerine konulması ile elde edilir.

$$x=0 \quad y=0 \Rightarrow B = \frac{M_{AB} l}{\pi^2 \rho k}$$

$s(1+c)k\theta_A = \overbrace{sk\theta_A}^{M_{AB}} + \overbrace{ck\theta_A}^{M_{BA}}$ ifadesi denklemde yerine konulduğunda sınır şartından,

$$x=l \quad y=0 \Rightarrow A = -\frac{M_{AB} \cot \lambda l + M_{BA} \operatorname{Cosec} \lambda l}{\lambda^2 k / l}$$

$$x=l \Rightarrow \frac{dy}{dx} = 0$$

$$\left(\frac{dy}{dx} \right)_l = -\frac{M_{AB} \cot \lambda l + M_{BA} \operatorname{Cosec} \lambda l}{\lambda^2 k / l} \lambda \cos \lambda l - \frac{M_{AB} l}{\pi^2 \rho k} \lambda \sin \lambda l + \frac{l(M_{AB} + M_{BA})}{\pi^2 \rho k} = 0$$

Bu ifadede $M_{BA} = c M_{AB}$ koyup c 'yi çekersek;

$$c = \frac{\lambda l - \sin \lambda l}{\sin \lambda l - \lambda l \cos \lambda l} \quad (2.51)$$

elde edilir. $x=0$ 'da $\frac{dy}{dx} = \theta_A$, $M_{AB} = sk\theta_A$, $M_{BA} = csk\theta_A$ c 'nin ifadesini kullanarak sadeleştirilirse;

$$s = \frac{\lambda l (1 - \lambda l \cot \lambda l)}{2 \left(\tan \frac{\lambda l}{2} - \frac{\lambda l}{2} \right)} \quad (2.52)$$

$\lambda = \frac{\pi\sqrt{\rho}}{l}$ ve $\alpha = 0.5\pi\sqrt{\rho}$ şeklinde bir fonksiyon tanımlanması durumunda s ve c fonksiyonları

$$s = \frac{(1 - 2\alpha \cot 2\alpha)}{(\tan \alpha - \alpha)} \quad (2.53)$$

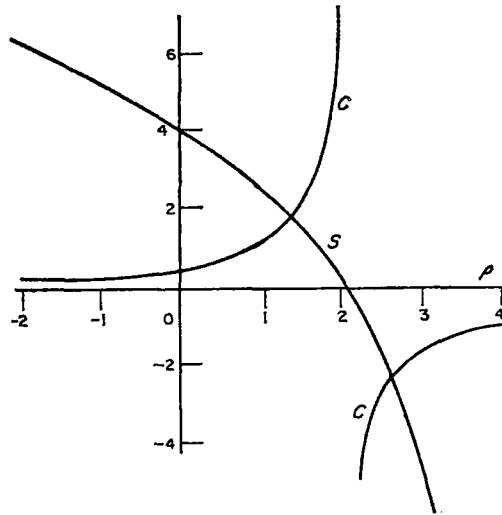
$$c = \frac{2\alpha - \sin 2\alpha}{\sin 2\alpha + 2\alpha \cos 2\alpha} \quad (2.54)$$

olarak elde edilir. Bu elde edilen ifadeyi $\phi_1 = (\pi\sqrt{\rho})/2 \cot(\pi\sqrt{\rho})/2 = \alpha \cot \alpha$ şeklindeki yeni bir fonksiyon tanımlanması halinde;

$$s = \frac{0.25\pi^2 \cdot \rho + \phi_1 - \phi_1^2}{1 - \phi_1} \quad (2.55)$$

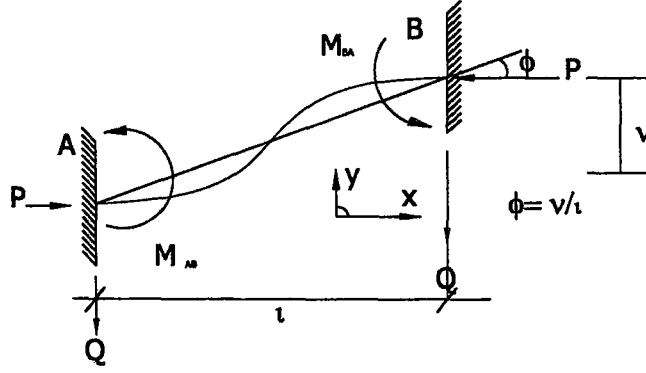
$$c = \frac{1}{4s} \cdot \frac{\pi^2 \rho - 4\phi_1 + 4\phi_1^2}{1 - \phi_1} \quad (2.56)$$

denklemleri elde edilir. Şekil 2.9 da ρ ya bağlı s ve c değerlerinin değişimi verilmiştir.



Şekil 2.9 s ve c fonksiyonlarının değişimi

Kayma halinde kesme kuvvetinin hesabı ise aşağıda verilen biçimde yapılabilir.



Şekil 2.10 Çubuk elemanda kesme kuvvetinin hesabı

B noktasına göre moment alınır ve düzenlenirse;

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow M_{AB} + M_{BA} + Ql + Pv = 0$$

$$Q = -(M_{AB} + M_{BA} + Pv)/l \quad (2.57)$$

elde edilir. M_{AB} ve M_{BA} momentlerinin denklem (2.37) ile verilen ifadelerinde $\phi = \frac{v}{l}$ değeri konursa,

$$\begin{aligned} M_{AB} &= -s(1+c)k\phi = -s(1+c)k \frac{v}{l} \\ M_{BA} &= -s(1+c)k\phi = -s(1+c)k \frac{v}{l} \end{aligned} \quad (2.58)$$

şeklini alır. $P = \rho P_E = \frac{\rho \pi^2 k}{l}$ ifadesi ve (2.58) denklemleri, (2.57) denkleminde yerine konulursa;

$$Q = \left[2s(1+c) - \rho \pi^2 \right] \frac{k}{l^2} v \quad (2.59)$$

elde edilir. Genel halde Q kesme kuvveti;

$$Q = Q_{dönme} + Q_{kayma} = -\frac{s(1+c)k\theta_A}{l} - \frac{s(1+c)k\theta_B}{l} + \left[2s(1+c) - \rho \pi^2 \right] \frac{k v}{l^2} \quad (2.60)$$

olarak elde edilir. M_{AB} , M_{BA} , Q ifadelerinin tümümü matris formda yazarsak,

$$\begin{bmatrix} Q \\ M_{AB} \\ M_{BA} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \left[2s(1+c) - \rho^2 \pi^2\right] \frac{k}{l^2} & -\frac{s(1+c)k}{l} & -\frac{s(1+c)k}{l} \\ -\frac{s(1+c)k}{l} & sk & csk \\ -\frac{s(1+c)k}{l} & csk & sk \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v \\ \theta_A \\ \theta_B \end{bmatrix} \quad (2.61)$$

elde edilir.

2.7 Akma Şartının İncelenmesi

İdeal elasto plastik malzemeden yapılmış çubuklardan oluşan sistemlerde, dış yüklerin artması ile kesit tesirleri, artarak akma şartının belirlendiği sınır durumlara ulaşmakta ve kesitin taşıma kapasitesi sona ererek büyük yer değiştirmeler meydana gelmektedir.

Uzay çerçeve çubuk elemanlarda, üçü dönmeye, üçü ötelenmeye karşılık gelen altı adet uç kuvvet olduğundan en genel anlamda akma şartı bu uç kuvvetlere bağlı olarak;

$$K(M_x, M_y, M_z, N, T_y, T_z) = 0 \quad (2.62)$$

şeklinde ifade edilebilir. Sistem özelliklerine ve yüklemenin şekline bağlı olarak uç kuvvetlerden bazılarının, akma şartına etkileri terkedilebilecek mertebede olabilir. Genelde uygulamada görüldüğü üzere, burulma momentinin ve T_y, T_z kesme kuvvetlerinin akma koşuluna etkilerinin terkedilebildiği uzay çubuk sistemlerde herhangi bir kesite ait akma şartı;

$$K(M_x, M_y, N) = 0 \quad (2.63)$$

şeklinde yazılabilir. Basit kesit şekilleri için akma şartını ifade eden bağıntılar analitik olarak elde edilebilir.

2.7.1 Eğik Eğilme ve Normal Kuvvet Etkisindeki Çubuklarda Akma Şartı

Eğik eğilme ve normal kuvvet etkisindeki dikdörtgen kesitler için akma şartı yaklaşık olarak;

$$\left(\frac{M_x}{M_{xu}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_y}{M_{yu}}\right)^\beta = 1 \quad (2.64)$$

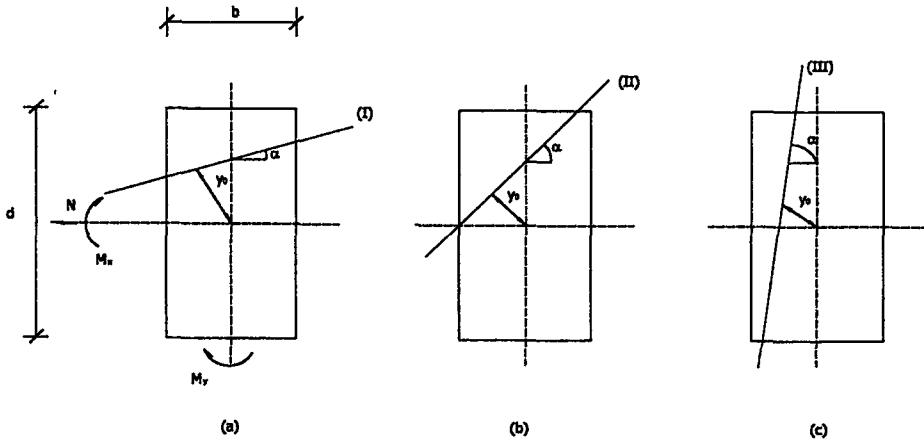
bağıntısı ile önerilmiştir [52]. Burada verilen M_{xu}, M_{yu} büyüklükleri tek eksenli bileşik eğilme etkisindeki dikdörtgen kesitin moment taşıma güçlerini ifade etmektedir.

$$M_{xu} = M_{xp} \left[1 - \left(\frac{N}{N_p} \right)^2 \right] \quad (2.65)$$

$$M_{yu} = M_{yp} \left[1 - \left(\frac{N}{N_p} \right)^2 \right] \quad (2.66)$$

$$\alpha = \beta = 1.73 + 1.8 \left(\frac{N}{N_p} \right)^3 \quad (2.67)$$

Dikdörtgen kesitli çubuklarda kesit geometrisini tanımlayan parametreler az sayıda olduğu için M_x, M_y , eğilme momentlerinin ve N normal kuvvetin etkisindeki bir dikdörtgen kesitte tarafsız eksenin üç farklı durumu (Şekil 2.11) için akma şartı aşağıdaki şekilde verilmiştir.



Şekil 2.11 M_x , M_y , ve N tesirleri etkisindeki kesitte tarafsız eksenin üç farklı durumu

Tarafsız eksenin (I) durumu için akma şartı;

$$\left(\frac{M_x}{M_{xp}}\right) + \frac{3}{4} \cdot \left(\frac{M_y}{M_{yp}}\right)^2 + \left(\frac{N}{N_p}\right)^2 - 1 = 0 \quad (2.68)$$

olarak yazılabilir. Denklem (2.68) ifadesi,

$$0 \leq \frac{N}{N_p} + \frac{3}{2} \cdot \frac{M_y}{M_{yp}} \leq 1 \quad (2.69)$$

sınırları arasında geçerlidir. Tarafsız eksenin yeri ise;

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{3}{2} \cdot \frac{d}{b} \cdot \frac{M_y}{M_{yp}}, \quad y_o = \frac{d \cdot \cos \alpha}{2} \cdot \frac{N}{N_p} \quad (2.70)$$

büyüklikleri ile belirlenebilir. M_{xp} , M_{yp} , tek eksenli basit eğilme halinde plastik momentleri ifade etmektedir.

Tarafsız eksenin (II) durumu için akma koşulu;

$$\left(\frac{M_x}{M_{xp}}\right) + \left(1 - \frac{N}{N_p}\right) \cdot \left[\frac{16}{9} \cdot \frac{\left(1 - \frac{N}{N_p}\right)^2}{2 \cdot \left(1 - \frac{N}{N_p}\right) - \frac{M_y}{M_{yp}}} - 2 \right] = 0 \quad (2.71)$$

$$\frac{N}{N_p} + \frac{3}{2} \cdot \frac{M_y}{M_{yp}} \geq 1 \text{ ve } \frac{N}{N_p} + \frac{3}{2} \cdot \frac{M_x}{M_{xp}} \geq 1 \quad (2.72)$$

şartlarının bir arada sağlanması durumunda geçerlidir.

Tarafsız eksenin (III) durumu için;

$$\left(\frac{M_y}{M_{yp}}\right) + \frac{3}{4} \cdot \left(\frac{M_x}{M_{xp}}\right)^2 + \left(\frac{N}{N_p}\right)^2 - 1 = 0 \quad (2.73)$$

olarak verilen akma şartı ise,

$$0 \leq \frac{N}{N_p} + \frac{3}{2} \cdot \frac{M_x}{M_{xp}} \leq 1 \quad (2.74)$$

sınırları arasında geçerlidir. Tarafsız eksenin yeri ise,

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{3}{2} \cdot \frac{d}{b} \cdot \frac{2}{3 \cdot \frac{M_x}{M_{xp}}}, \quad y_o = d \cos \alpha \cdot \frac{\frac{N}{N_p}}{3 \cdot \frac{M_x}{M_{xp}}} \quad (2.75)$$

büyüklikleri ile belirlenebilir.

2.7.2 Eğik Eğilme, Burulma ve Normal Kuvvet Etkisindeki Çubuklarda Akma Şartı

M_x, M_y eğilme momentleri ile M_b burulma momenti ve N normal kuvvet etkisindeki çubuk elemanlarda da akma şartının alt sınırı belirlenebilir. Bunun için Normal kuvvet ile eğik eğilme etkisindeki bir çubuk için belirlenen $K_1 \left(\frac{M_x}{M_{xp}}, \frac{M_y}{M_{yp}}, \frac{N}{N_p} \right) = 0$ akma şartında M_{xp}, M_{yp} ve N_p ifadeleri yerine bunların $\sqrt{1 - \left(\frac{M_b}{M_{bp}} \right)^2}$ ile çarpımlarını yazmak gerekmektedir. Sonuç olarak M_x, M_y eğilme momentleri ile M_b burulma momenti ve N normal kuvvet etkisindeki çubuk elemanlarda akma şartının alt sınırını veren bağıntı;

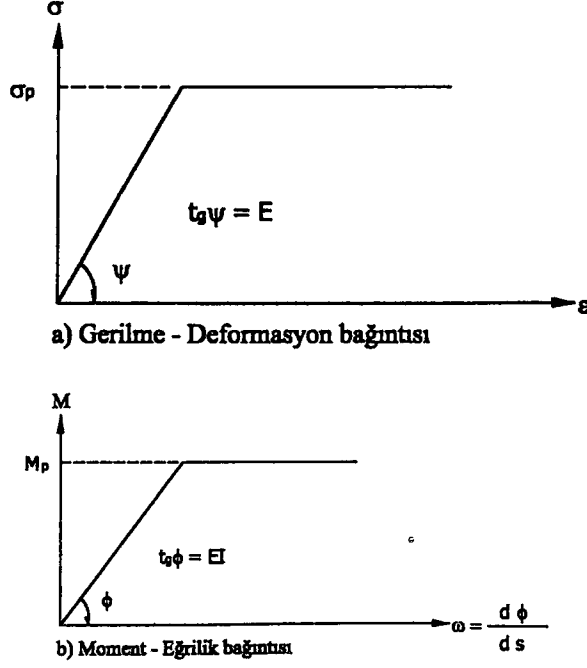
$$K_1 \left(\frac{M_x}{M_{xp} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{M_b}{M_{bp}} \right)^2}}, \frac{M_y}{M_{yp} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{M_b}{M_{bp}} \right)^2}}, \frac{N}{N_p \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{M_b}{M_{bp}} \right)^2}} \right) = 0 \quad (2.76)$$

olarak elde edilir.

2.8 Elastik- Tam Plastik Malzeme Davranışı

Elastik-tam plastik olan malzemeden yapılmış bir yapıda tüm dış yükler sıfırdan itibaren orantılı olarak arttırılmaya başlandığında kesit tesirleri ve yer değiştirmeler de yüklerle orantılı olarak artmaktadır.

Bu tür artış herhangi bir kesitte (örneğin m kesidi) eğilme momentinin o kesitin moment taşıma kapasitesine " M_p " ulaşmasına kadar devam eder (Şekil 2.12).



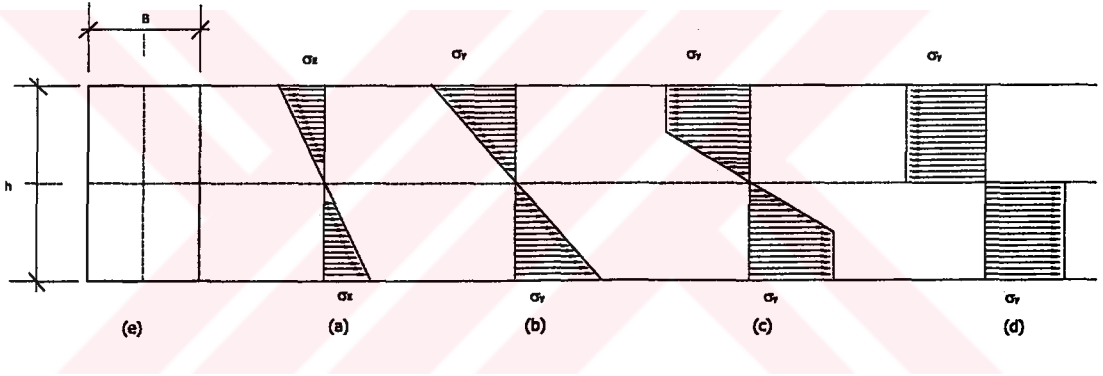
Şekil 2.12 Elastik-Plastik malzeme davranışı bağıntıları

Yüklerdeki artışın devamında m kesitindeki moment değeri, M_p olarak kalmaktadır. Diğer kesitlerdeki kesit tesirleri ve yer değiştirmeler artmaya devam eder. m kesiti artık üzerinde sabit bir M_p momenti olan mafsalsal gibi hareket etmektedir. Bu durum m kesitinde plastik mafsalsal oluşması halini göstermektedir. Yükleri artırmaya devam ettiğimizde yapının başka noktalarında plastik mafsallar oluşmaya başlayacaktır. Oluşan plastik mafsalsal sayısı yapının hiperstatiklik derecesinden bir fazla oluncaya kadar veya daha erken yapının bir bölümünde mekanizma durumu meydana gelinceye kadar plastik mafsallar oluşmaya ve yapı artan yükleri taşımaya devam edecektir. Mekanizma durumunun oluşması ile yapı geçmektedir.

Mekanizmayı oluşturan yük, P_F , yapının plastik geçme yükünü ifade eder. Her yeni plastik mafsalsal oluşmasından sonra yapının yeni davranışı, artık yüklerin, o noktada plastik mafsalsal oluşmasına neden olan değerinden büyük değerleri için, gerçek mafsalsal bir sistemin davranışı gibidir. Dolayısıyla her plastik mafsalsal oluşmasında yapının yeniden çözümlenmesi gerekmektedir.

2.9 Plastik Mafsal Momenti

Yavaş yavaş artan bir eğilme momentine maruz bir yapı elemanı göz önüne alalım. Kesitteki gerilmeler elastik iken, gerilme dağılımı Şekil 2.7 a'da olduğu gibi doğrusaldır. Eğilme momentinin belirli bir değerinde kesitin dış liflerindeki gerilmeler akma gerilmesine ulaşır (Şekil 2.7 b). Eğilme momentinin artmaya devam etmesi ile akma iç liflere doğru yayılarak Şekil 2.7 c' deki gerilme dağılımı ortaya çıkar. Nihai olarak eğilme momentinin belirli bir M_p değerine ulaştığı anda gerilme dağılımı Şekil 2.7 d deki şekli alır. Bu aşamada artık tüm kesit akmıştır ve eğilme momenti ulaşabileceği en yüksek değere ulaşmıştır. Eğilme momentindeki en küçük artım dahi artık kesitin bir mafsal gibi dönmesine neden olur. Yani artık kesitte plastik mafsal oluşmuştur.



Şekil 2.13 Eğilme momentine maruz bir yapı kesitinde gerilme dağılımı

Kesit üzerindeki gerilme yayılışından faydalanarak M_p momenti;

$$M_p = \int_A \sigma \cdot y \cdot dA \quad (2.77)$$

ile elde edilebilir. Dikdörtgen bir kesit için,

$$M_p = 2 \cdot \left(B \cdot \sigma_y \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{h}{4} \right) = \frac{B \cdot h^2}{4} \cdot \sigma_y \quad (2.78)$$

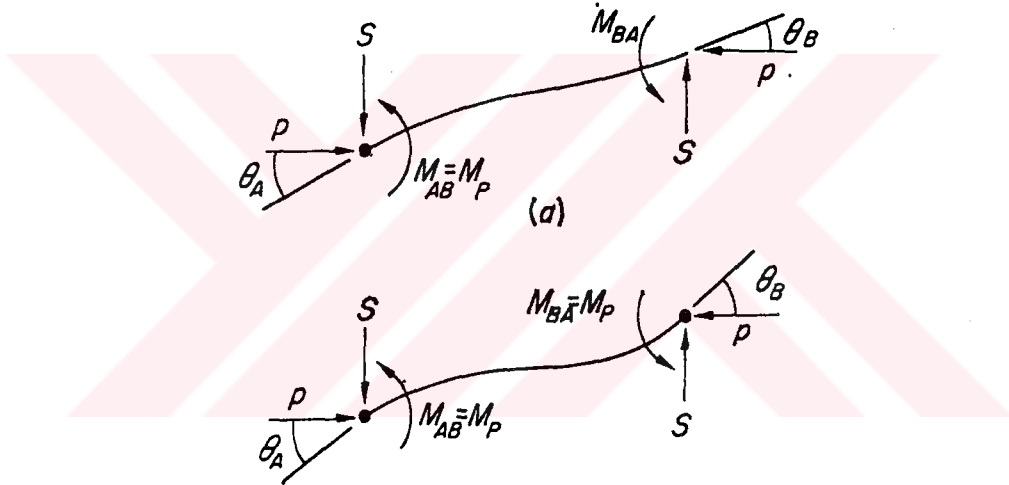
olarak verilebilir veya

$$M_p = W_p \cdot \sigma_y \quad (2.79)$$

şeklinde yazılabilir. Burada W_p 'ye plastik mukavemet momenti adı verilir.

2.10 Plastik Mafsallı Bir Elemanın Genel Şekil Değiştirmesi

Yapının orantılı olarak yüklenmesi sırasında, şekil değiştirmiş çubuk elemanın uçlarında plastik mafsallar oluşabilir. Plastik mafsal oluşumundan sonra çubuk elemanın bir ucundaki dönme, çubuğun elastik şekil değiştirmesine ve plastik mafsal dönmesine bağlıdır (Şekil 2.14).



Şekil 2.14 Plastik mafsallı bir çubuk eleman

(a) A ucunda mafsal oluşması

(b) Her iki uç da mafsal oluşması

Genel kayma durumundaki bir çubuk elemanı için S kesme kuvveti (2.38) de verilen uç momentlerinden faydalanarak;

$$S = -s(1+c)\frac{k}{L}\theta_B - s(1+c)\frac{k}{L}\theta_B + \frac{2s(1+c)k}{mL}\phi \quad (2.80)$$

olarak elde edilir. A ucunda mafsal olması durumunda ise şekil de görüldüğü gibi $M_{AB} = M_p$ olur. Bu durumda;

$$\begin{aligned} sk\theta_A + csk\theta_B - s(1+c)k\phi &= M_p \\ csk\theta_A &= cM_p - c^2sk\theta_B + sc(1+c)k\phi \end{aligned} \quad (2.81)$$

olarak hesaplanır. Diğer uçtaki moment ve kesme kuvveti değeri ise; (2.82) den faydalanarak

$$\begin{aligned} M_{BA} &= cM_p + s(1-c^2)k(\theta_B - \phi) \\ \theta_B - \phi &= \frac{1}{3k}(\phi_6 M_{BA} - 0.5\phi_7 M_p) \end{aligned} \quad (2.82)$$

$$S = \frac{s(1+c)}{L} \left[k\phi \left(\frac{2}{m} - 1 - c \right) - k\theta_B(1-c) - M_p/s \right] \quad (2.83)$$

olarak elde edilir. Elemanın ikinci ucunda bir mafsal oluşması halinde uç moment değerleri plastik mafsal moment değerine eşit ($M_{BA} = M_{AB} = M_p$) olur. Kesme kuvveti ise;

$$S = -\frac{2M_p}{L} - p\phi \quad (2.84)$$

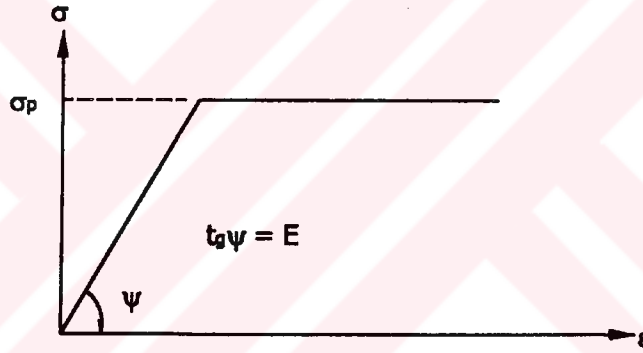
şeklinde çıkartılır.

BÖLÜM 3 YAPI SİSTEMLERİNİN DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZİ

3.1 Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Analizinde Yapılan Varsayımlar

Yapı sistemlerinin artan yükler altında malzemenin doğrusal olmaması (Bünye denklemleri olan Gerilme- Şekil değiştirme ve Moment- Eğrilik bağıntılarının doğrusal olmaması) ve ikinci mertebe etkilerini göz önüne alarak, hesaplanması ve göçme yüklerinin bulunması için yapılan analizde gözönünde tutulan varsayımlar aşağıda sıralanmıştır:

Eğik eğilme, burulma ve normal kuvvet etkisindeki çubuk elemanlarda gerilme-şekil değiştirme bağıntılarının Şekil 3.1 de gösterildiği gibi iki doğru parçasından oluşacak şekilde idealize edilebileceği varsayılmaktadır.



Şekil 3.1 Gerilme-Şekil değiştirme bağıntısı

1. Plastik mafsalların, çubuk elemanının uç noktalarında meydana geldiği varsayımı yapılmakta, plastik mafsal bölgesinin uzunluğu hesaplarda gözönüne alınmamaktadır.
2. Akma koşullarının eğilme momentlerine, burulma momenti ve normal kuvvete bağlı olduğu kabul edilmiştir. Kesme kuvvetlerinin etkisi ihmal edilmiştir.
3. Yapı sistemlerinde ileri yükleme aşamalarında çubuk elemanlarının üzerine etkiyen normal kuvvet, burkulma yüküne yaklaşmakta ve yer değiştirmeler çok artmaktadır. Şekil değiştirmelerin büyük olması nedeni ile denge denklemlerinin şekil değiştirmiş sistem üzerinde yazmak gerekmektedir. Bu işlemin yapıldığı teoriye II.

Mertebe teorisi adı verilmektedir. Yapılan çalışmada; çubuk eleman rijitliğinin; üzerine etkiyen normal kuvvetin değerine bağlı olarak değişimi stabilite fonksiyonları adı verilen boyutsuz fonksiyonlar ile tanımlanmakta ve buna göre hesaplamalar yapılmaktadır.

4. Çubuk elemanlarının bir dizi doğru eksenli, sabit en kesitli elemanlar olduğu ve normal kuvvetin çubuk eksen boyunca sabit kaldığı kabul edilmektedir.
5. Düzlem kesitler sistem şekildeğiştirdikten sonra da düzlem kalırlar.
6. Benzer şekilde üzerinde karmaşık yayılı yük olan elemanları da bir dizi basit elemanın birleşimi olarak ele alıp üzerinde yayılı yük olan elemanlarda yüklerin tekil kuvvet ve moment eşdeğerlerinin aralarda kabul edilen fiktif düğüm noktasına yükleyerek hesap yapılmaktadır.
7. Yapı sisteminin şekil değiştirmesi sırasında düğüm noktalarına etkiyen yüklerin doğrultularının değişmediği varsayılmaktadır.
8. Burulma yerdeğiştirmelerinden oluşan ikinci mertebe etkileri göz önüne alınmamaktadır.

3.2 Yöntemin Esası

Yapılan çalışmada esas alınan yöntem; bir taraftan stabilite fonksiyonlarını kullanarak normal kuvvetlerin elemanın rijitliği üzerindeki etkisini, diğer taraftan da her plastik mafsallın meydana gelişinde rijitlik matrisini sistematik olarak değiştirerek plastik mafsalların etkisini göz önüne alan, bir matris - yer değiştirme yöntemidir.

Başlangıçta, çerçevenin tamamen elastik olduğu kabul edilmekte ve çerçevenin rijitlik matrisi elemanlardaki normal kuvvetlerin sıfır olduğu varsayımına dayanılarak elde edilmektedir. Yapı sisteminde artan dış yüklerden dolayı herhangi bir çubuk eleman kesitindeki uç kuvvetler, akma şartının belirlediği sınır durumlara ulaşmakta ve kesitte plastik mafsall meydana gelmektedir. Yüklemenin artışı ile, bu kesitteki moment değeri

M_p olarak kalmakta ve yapıyı oluşturan diğer çubuk elemanların uçlarında ise plastik mafsallar oluşmaya devam etmektedir. Her plastik mafsal oluşumundan sonra, o düğüm noktasındaki θ_A dönmesine ilave olarak üç adet $\theta_{hx}, \theta_{hy}, \theta_{hz}$ mafsal dönmesinin eklenmesi gerekmektedir.

Düğüm noktası denge denklemi, her plastik mafsal oluşumu sonrası ilave serbestliklerin denklem takımına eklenmesi ile yeniden oluşturulmaktadır. Dolayısıyla her plastik mafsal oluşumunda yapının yeniden çözümlenmesine gerek duyulmaktadır. Her plastik mafsalin meydana gelişi çerçevenin rijitliğini azaltmakta herhangi bir aşamada çerçevenin rijitliği negatif bir değer almakta ve göçme meydana gelmektedir.

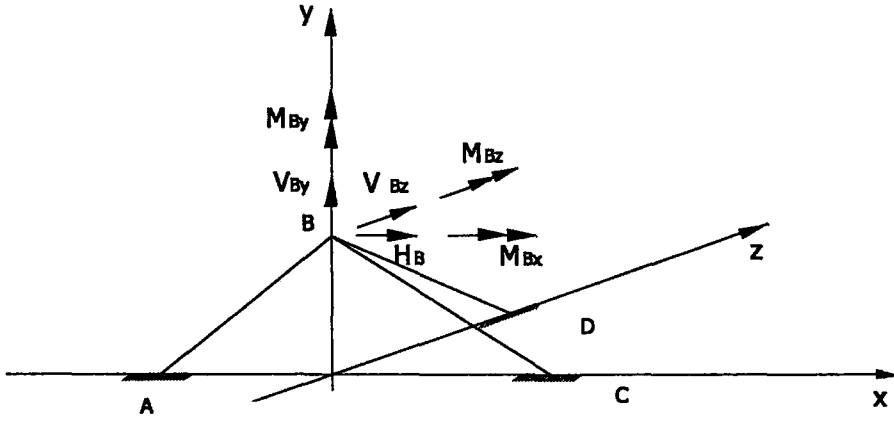
3.3 Yöntemin Matematiksel Formülasyonu

Uzay çerçeve çubuk sistemlerin; artan yükler altında malzemenin doğrusal olmaması ve ikinci mertebe etkilerini göz önüne alarak, hesaplanması ve göçme yüklerinin bulunması için geliştirilen bilgisayar programına esas olan yöntemin oluşturulması amacı ile ilk olarak üzerinde plastik mafsal oluşan bir çubuk eleman için denklem takımının nasıl elde edildiğinin ayrıntıları ilerideki bölümlerde açıklanmıştır.

3.3.1 Uzay Çubuk Elemanı İçin Yer Değiştirme Dönüşüm Matrisi

Şekil 3.2 de verilen ABCD uzay çerçevesini inceleyelim. Dış yüklerden dolayı oluşan düğüm noktası yer değiştirme vektörünün $\underline{X} = \{x_B, y_B, z_B, \theta_{Bx}, \theta_{By}, \theta_{Bz}\}$ olduğu görülmektedir. Sistemde diğer noktaların (A,C,D) rijit bağlı olması nedeni ile bu noktalarda herhangi bir yer değiştirme meydana gelmemektedir.

Herhangi bir yükleme aşamasında AB çubuk elemanının A ucunda bir mafsal meydana geldiğini kabul edelim.



Şekil 3.2 Uzay çerçeve elemanı

Yüklemeye devam edilmesi durumunda bu mafsalsal dönmeye başlar. A mesnedindeki mafsalsal dönmesi $\theta_A = \theta_H$ olması nedeni ile A düğüm noktasının yer değiştirmeleri,

$$\{x_A, y_A, z_A, \theta_{Ax}, \theta_{Ay}, \theta_{Az}\} = \{0, 0, 0, \theta_{Hx}, \theta_{Hy}, \theta_{Hz}\} \quad (3.1)$$

olarak yazılabilir. AB elemanının A ucu A mesnedine bağlıdır ve uygunluk şartları nedeni ile elemanın bu ucundaki toplam dönme,

$$\theta_{AB} = 0 + \theta_{Hx} + \theta_{Hy} + \theta_{Hz} \quad (3.2)$$

olur. Halbuki mafsalsal meydana gelmeden önce bu mesnetin dönmesi sıfıra eşittir. Mafsalsal oluşumu çerçeveye ilave serbestlik derecesi $(\theta_{Hx} + \theta_{Hy} + \theta_{Hz})$ verir. Böylece tüm çerçevenin düğüm noktası yer değiştirme vektörü;

$$\underline{X} = \{x_B, y_B, z_B, \theta_{Bx}, \theta_{By}, \theta_{Bz}, \theta_{Hx}, \theta_{Hy}, \theta_{Hz}\} \quad (3.3)$$

şekline gelir. Bir yapının dış yük vektörü ($\underline{L}$), vektörel olarak düğüm noktası yer değiştirme vektörüne ($\underline{X}$) karşılık gelir ve düğüm noktası yer değiştirme vektörünün her elemanı da dış yük vektöründe bir elemana karşılık gelir. Yukarıda verilen çerçeve sistem için dış yük vektörü ($\underline{L}$) aşağıdaki şekilde oluşturulur.

$$\underline{L} = \{H_B, V_{By}, V_{Bz}, M_{Bx}, M_{By}, M_{Bz}, M_{Hx}, M_{Hy}, M_{Hz}\} \quad (3.4)$$

Yük vektörünün ilk altı elemanı $\{H_B, V_{By}, V_{Bz}, M_{Bx}, M_{By}, M_{Bz}\}$ B düğüm noktasına etkiyen dış yüklerdir. Diğer üç eleman ise çubuk elemanın A ucundaki mafsala karşılık gelen moment değerleridir.

Plastik mafsallarda $\{M_{Hx} = M_{Px}, M_{Hy} = M_{Py}, M_{Hz} = M_{Pz}\}$ momentleri, kesitin plastik mafsallarda momentine eşit alınırken gerçek bir mafsallarda ise $\{M_{Hx} = 0, M_{Hy} = 0, M_{Hz} = 0\}$ değerleri sıfırdır. Düğüm noktalarında birleşen her çerçeve çubuk elemanı bir plastik mafsallarda moment kapasitesine sahiptir. Bu nedenle çerçeveye etkiyen dış yüklerin artması ile çubuk eleman uçlarının birleştiği düğüm noktası yerine çerçeve çubuk elemanın bir ucunda plastik mafsallarda meydana gelebilir. Yüklemin herhangi bir aşamasında AB elemanın B ucunda bir mafsallarda meydana gelmesi ve yük artışı ile elemanın B ucunun $\theta_{BA} = \theta_B$ olan dönmesi;

$$\theta_{BA} = \theta_B + \theta_{Hx}^1 + \theta_{Hy}^1 + \theta_{Hz}^1 \quad (3.5)$$

olarak değişir. θ_B düğüm noktası dönmesini, $\theta_{Hx}^1, \theta_{Hy}^1, \theta_{Hz}^1$ mafsallarda dönmelerini ifade eder. Bu mafsallarda oluşumu çerçeveye ek serbestlik derecesi verir. Bu serbestlik dereceleri $\theta_{Hx}^1, \theta_{Hy}^1, \theta_{Hz}^1$ mafsallarda dönmeleridir. Bir elemanın uç dönmesinin uygunluk denklemlerini değiştiren bu yöntem bir yapının her elemanı için uygulanabilir. Sırası ile 1. ve 2. uçları i ve j düğüm noktalarında rijit bağlı olan bir uzay çerçeve elemanını dikkate alalım. Bu elemanın yer değiştirme vektörü;

$$\underline{Z} = \{u^1, v^1, w^1, \alpha^1, \theta_y^1, \theta_z^1, u^2, v^2, w^2, \theta_y^2, \theta_z^2\} \quad (3.6)$$

ile, düğüm noktası yer değiştirme vektörü ise;

$$\underline{X} = \{x_i, y_i, z_i, \theta_{ix}, \theta_{iy}, \theta_{iz}, x_j, y_j, z_j, \theta_{jx}, \theta_{jy}, \theta_{jz}\} \quad (3.7)$$

ile verilebilir. Elemanın ikinci ucunda bir mafsalin meydana geldiğini varsayalım, bu durumda eleman yer değiştirme vektörü (3.6) değişmemektedir. Ancak eleman yer değiştirme vektöründeki θ_y^2 dönmesi

$$\theta_y^2 = \theta_{jy} + \theta_{h2x} + \theta_{h2y} + \theta_{h2z} \quad (3.8)$$

haline gelir. θ_{jy} , burada j düğüm noktası dönmesini, $\theta_{h2x}, \theta_{h2y}, \theta_{h2z}$ ise mafsallık dönme hareketlerini ifade eder. Bununla beraber düğüm noktası yer değiştirme vektörü değişir. Mafsallık oluşumu nedeni ile $\theta_{h2x}, \theta_{h2y}, \theta_{h2z}$ ilave serbestliklerinin $\underline{X}$ düğüm noktası yer değiştirme vektörüne eklenmesi gerekmektedir. Bu durumda düğüm noktası yer değiştirme vektörü;

$$\underline{X} = \{x_i, y_i, z_i, \theta_{ix}, \theta_{iy}, \theta_{iz}, x_j, y_j, z_j, \theta_{jx}, \theta_{jy}, \theta_{jz}, \theta_{h2x}, \theta_{h2y}, \theta_{h2z}\} \quad (3.9)$$

şekline gelmektedir. Benzer olarak dış yük vektörü $\underline{L}$ ise;

$$\underline{L} = \{H_i, V_{iy}, V_{iz}, M_{ix}, M_{iy}, M_{iz}, H_j, V_{jy}, V_{jz}, M_{jx}, M_{jy}, M_{jz}, M_{px}, M_{py}, M_{pz}\} \quad (3.10)$$

olarak düzenlenir. M_{px}, M_{py}, M_{pz} plastik mafsallık moment değerleri o kesitin moment taşıma kapasitesi değerleri iken gerçek bir mafsallık durumunda bu değerler sıfırdır. Uzay çerçeve çubuk elemanının birinci ucunda mafsallık oluşması durumunda da benzer işlemler yapılmaktadır.

3.3.2 Sistem Rijitlik Matrisi

Yukarıda verilen denklemlerden anlaşıldığı üzere, yüklemenin herhangi bir aşamasında elemanın uçlarında oluşan plastik mafsallık nedeni ile yer değiştirme dönüşüm matrisi değişmektedir. Bu nedenle yapının sistem rijitlik matrisi $\underline{K}$ değişmektedir. Sistem rijitlik matrisi $\underline{K}$, $\underline{A}$ dönüşüm matrisini kullanarak $\underline{A}^T \cdot k \cdot \underline{A}$ üçlü çarpımı ile elde edilmektedir. Sistem rijitlik matrisinin oluşturulması sırasında çubuk elemanın ucunda plastik mafsallık meydana gelmiş ise plastik mafsallık dönme terimleri sistem rijitlik

matrisinin sonuna ilave edilmektedir. Her plastik mafsalsal için üç adet mafsalsal dönmesi işleme katılmaktadır. Dolayısıyla sistem rijitlik matrisine her mafsalsal oluşumundan sonra $3h$ (h = plastik mafsalsal sayısı) adet satır ve sütun ilave edilmektedir. Bir mafsalsalın yapının sistem rijitlik matrisine ilavesi şematik olarak Ek A da gösterilmiştir. Birinci ve ikinci uçlarında mafsalsal meydana gelmiş i ve j düğüm noktaları ile birbirine bağlanmış uzay çerçeve elemanı için stabilite fonksiyonlarının da dahil edilmesiyle çıkartılan sistem rijitlik matrisi ise EK B de sunulmuştur.

3.4 Uzay Çubuk Sistemlerde Eksenel Kuvvetin İkinci Mertebe Etkileri

Yapı sistemleri dış yüklerin etkisi altında şekil değiştirmekte ve başlangıçta sahip olduğu şeklini kaybetmektedir. Bu şekil değiştirmeler doğal olarak yüklerin konumunu da değiştirmektedir. Bu durumda şekil değiştirmeler orantılı olarak artmamaktadır. Ancak şekil değiştirmelerin çok küçük olması halinde ve gerilme- şekil değiştirme bağıntılarının ve moment- eğrilik bağıntılarının doğrusal olması şartlarının sağlanması halinde yeteri yaklaşıklıkla yükler, şekil değiştirmeler ve gerilmeler arasında doğrusal bir bağıntının olduğunu varsayabiliriz. Bu varsayımlar üzerine kurulmuş teoriye I. Mertebe teorisi adı verilmektedir. Bu teoremler yapıların doğrusal çözümlenmesi sağlanmaktadır. Bu çözümlemede yapı elemanlarının rijitliklerinin sabit olduğu kabul edilmektedir. Ancak bu kabul yalnızca çubuklar üzerinde eksenel kuvvet olmaması halinde geçerlidir. Oysa stabilite teorisinden bilindiği üzere, yapı elemanı üzerine etkiyen normal kuvvet, elemanın rijitlik matrisini değiştirmektedir. Bu olay ikinci mertebe etkilerinin, yani denge denklemlerinin şekil değiştirmemiş sistem üzerinde değil, şekil değiştirmiş sistem üzerinde yazılması gereğini ortaya çıkarmaktadır.

Ancak başlangıçta da ifade edildiği üzere, çoğu hallerde yer değiştirmeler yapının boyutları yanında çok küçük oldukları için (Düşük yükleme kademelerinde) denge denklemlerinin şekil değiştirmemiş sistem üzerinden yazılması büyük hatalara neden olmaktadır. Ancak ileri yükleme aşamalarında yapı elemanlarının üzerine etkiyen normal kuvvet burkulma yüküne yaklaştığında, eleman zaten belirli şekil değiştirmelere maruz kaldığı için yer değiştirmeler çok artmakta ve başlangıçta yapılan kabullerin hata yüzdesi ihmal edilemez düzeylere çıkmaktadır.

Şekil değiştirmelerin büyük olması nedeni ile denge denklemlerinin şekil değiştirmiş sistem üzerinde yazmak gerekmektedir. Bu işlemin yapıldığı teoriye II. Mertebe teorisi adı verilmektedir.

Elemanların rijitliğinin; üzerine etkiyen normal kuvvetin değerine bağlı olarak değişimi stabilite fonksiyonları adı verilen boyutsuz fonksiyonlar ile verilmektedir [60]. α cinsinden ifade edilen bu fonksiyonlar;

$$\rho = \frac{P}{P_E} = \frac{P.L^2}{\pi^2 EI} \quad \alpha = \frac{\pi \sqrt{\rho}}{2} \quad (3.11)$$

alınması ile,

$$\begin{aligned} \phi_1 &= \alpha \cot \alpha \\ \phi_2 &= \frac{\alpha^2}{3(1 - \phi_1)} \\ \phi_3 &= \frac{3\phi_2 + \phi_1}{4} \\ \phi_4 &= \frac{3\phi_2 + \phi_1}{2} \\ \phi_5 &= \phi_1 \phi_2 \end{aligned} \quad (3.12)$$

şeklinde elde edilebilir. Dış yüklerin artımıyla P normal kuvvet artacak, buna bağımlı olarak ϕ fonksiyonları değişecektir. Yapı sistemlerinin; artan yükler altında ikinci mertebe etkilerini göz önüne alarak hesaplanmasında kullanmak üzere uzay çerçeve elemanı için stabilite fonksiyonlarının da kapsayacak şekilde elde edilen rijitlik matrisi Tablo 3.1 de verilmiştir.

Tablo 3.1 Uzay Çubuk Elemanı İçin Rijitlik Matrisi

$\frac{EA}{L}$	0	0	0	0	0	$-\frac{EA}{L}$	0	0	0	0	0	0
0	$\frac{12EI_2}{L^3}\phi_{52}$	0	0	0	$\frac{6EI_2}{L^2}\phi_{22}$	0	$-\frac{12EI_2}{L^3}\phi_{52}$	0	0	0	0	$\frac{6EI_2}{L^2}\phi_{22}$
0	0	$\frac{12EI_1}{L^3}\phi_{51}$	0	$-\frac{6EI_1}{L^2}\phi_{21}$	0	0	0	$-\frac{12EI_1}{L^3}\phi_{51}$	0	$\frac{6EI_1}{L^2}\phi_{21}$	0	0
0	0	0	$\frac{GJ}{L}$	0	0	0	0	0	$\frac{GJ}{L}$	0	0	0
0	0	$-\frac{6EI_1}{L^2}\phi_{21}$	0	$\frac{4EI_1}{L}\phi_{31}$	0	0	0	$\frac{6EI_1}{L^2}\phi_{21}$	0	$\frac{2EI_1}{L}\phi_{41}$	0	0
0	$\frac{6EI_2}{L^2}\phi_{22}$	0	0	0	$\frac{4EI_2}{L}\phi_{32}$	0	$-\frac{6EI_2}{L^2}\phi_{22}$	0	0	0	$\frac{2EI_2}{L}\phi_{42}$	0
$-\frac{EA}{L}$	0	0	0	0	0	$\frac{EA}{L}$	0	0	0	0	0	0
0	$-\frac{12EI_2}{L^3}\phi_{52}$	0	0	0	$-\frac{6EI_2}{L^2}\phi_{22}$	0	$\frac{12EI_2}{L^3}\phi_{52}$	0	0	0	$-\frac{6EI_2}{L^2}\phi_{22}$	0
0	0	$-\frac{12EI_1}{L^3}\phi_{51}$	0	$\frac{6EI_1}{L^2}\phi_{21}$	0	0	0	$\frac{12EI_1}{L^3}\phi_{51}$	0	$\frac{6EI_1}{L^2}\phi_{21}$	0	0
0	0	0	$-\frac{GJ}{L}$	0	0	0	0	0	$\frac{GJ}{L}$	0	0	0
0	0	$-\frac{6EI_1}{L^2}\phi_{21}$	0	$\frac{2EI_1}{L}\phi_{41}$	0	0	0	$\frac{6EI_1}{L^2}\phi_{21}$	0	$\frac{4EI_1}{L}\phi_{31}$	0	0
0	$\frac{6EI_2}{L^2}\phi_{22}$	0	0	0	$\frac{2EI_2}{L}\phi_{42}$	0	$-\frac{6EI_2}{L^2}\phi_{22}$	0	0	0	$\frac{4EI_2}{L}\phi_{31}$	0

Yapı sistemlerinin analizinde başlangıçta çubuklara etkiyen eksenel kuvvetler bilinmemektedir. Bu nedenle $\rho = \frac{P}{P_e}$ oranına bağlı olarak değişen ϕ fonksiyonları belirlenmemektedir. Bu problemi ortadan kaldırmak için bir ardışık yaklaşım yöntemi geliştirilmiştir. Buna göre

1. Yapı sistemini oluşturan çubuk elemanların eksenel kuvvetleri sıfır kabul edilir ($\rho = 0$ olduğundan ϕ fonksiyonları bire eşit olmakta ve rijitlik matrisi 1. Mertebe rijitlik matrisi haline gelmektedir). Yapı lineer elastik olarak çözülür.
2. Elde edilen eksenel kuvvetler kullanılarak çubuk rijitlik matrisleri ϕ fonksiyonları yardımıyla yeniden oluşturulur ve sistem tekrar çözülerek çubuk uç kuvvetleri hesaplanır.
3. Hesaplanan bu eksenel kuvvetlerin, bir önceki adımdaki eksenel kuvvetler ile arasındaki fark bulunur. Bu fark öngörülen hata sınırları dahilinde ise hesap durdurulur. Değilse iterasyona devam edilerek çözüm aranır.

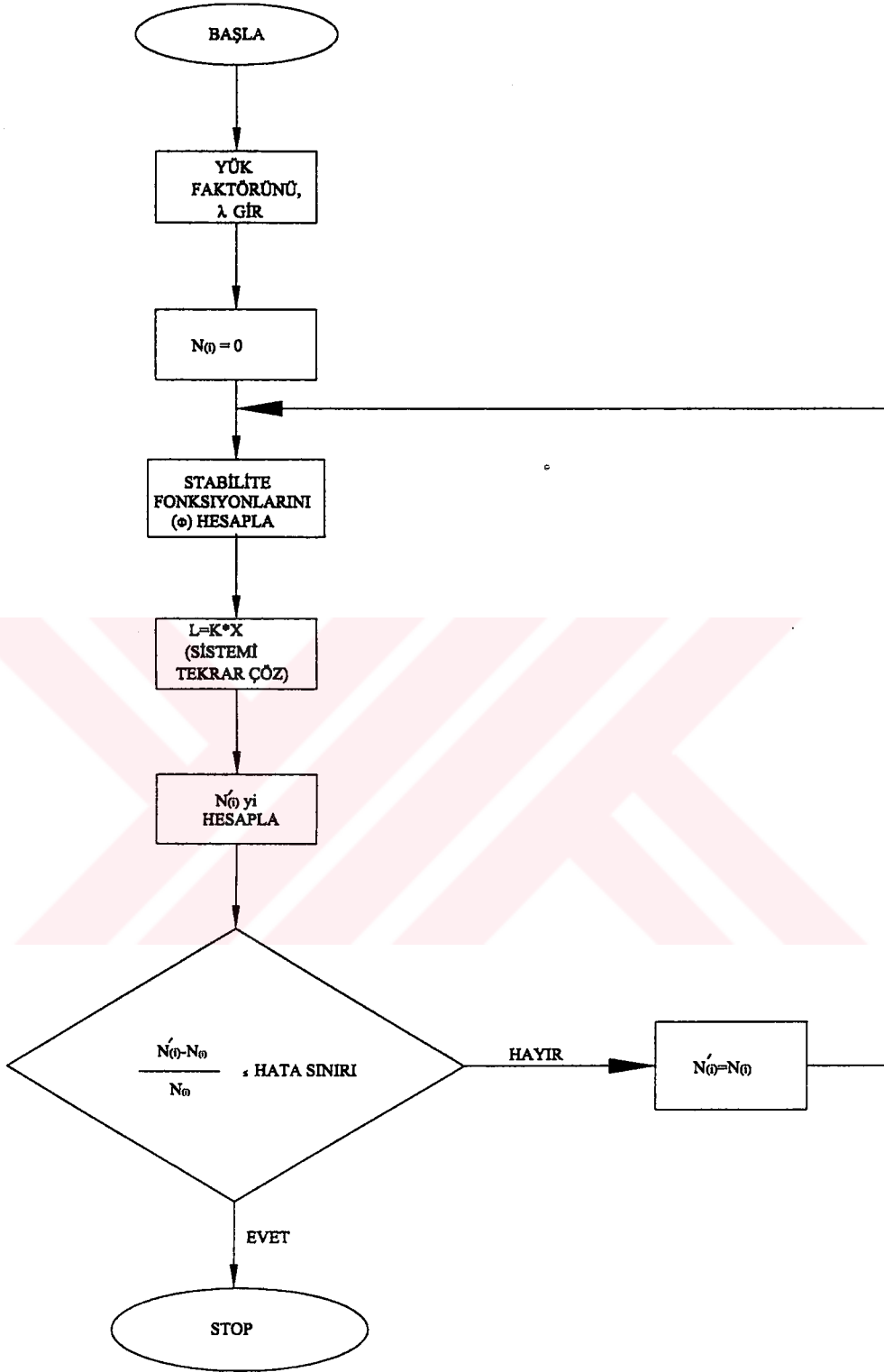
3.4.1 Geliştirilen Algoritma

Yukarıda verilen ardışık yaklaşım yöntemi ile eksenel kuvvetin ikinci mertebe etkileri; yapı sistemlerinin doğrusal olmayan analizinde aşağıda önerilen algoritma çerçevesinde hesaba katılabilmektedir.

1. Dış yükler için bir λ yük faktörü seçilir. Yapı sistemini oluşturan çubuk elemanların eksenel kuvvetleri başlangıçta sıfır kabul edilir.
2. $\underline{A}^T \cdot \underline{k} \cdot \underline{A}$ üçlü çarpımını yaparak veya doğrudan sistem rijitlik matrisi $\underline{K}$ oluşturulur.

3. Düğüm noktası denge denklemleri $\underline{L} = \underline{K} \underline{X}$ çözülerek $\underline{X}$ düğüm noktası yer değiştirmeleri bulunur.
4. $\underline{P} = \underline{k} \cdot \underline{A} \cdot \underline{X}$ denklemi kullanılarak çubuk uç kuvvetleri bulunur.
5. Eksenel kuvvetler kullanılarak ϕ stabilite fonksiyonları hesaplanır.
6. Bu işlem 2. adımdan itibaren, ardışık adımlar arasındaki eksenel kuvvet farkı belirlenen hata sınırından küçük oluncaya kadar tekrar edilir.
7. Yeni bir yük faktörü için işlem 1. adımdan itibaren tekrar edilir.

Yukarıda verilen işlemler Şekil 3.3 deki akış diyagramında özetlenmiştir.



Şekil 3.3 Geliştirilen algoritmanın akış şeması

3.5 Uzak Çerçeve Elemanların Elastik- Plastik Hesabında İzlenen Yol

Uzak çerçeve sistemlerin önerilen yöntem ile doğrusal olmayan çözümlenmesinde izlenen yol şu adımlardan oluşmaktadır.

- Giriş verileri okunur.
- Yük faktörü belirlenen aralıkta artırılır.
- Yapı sistemini oluşturan çubuk elemanların eksenel kuvvetleri sıfır kabul edilir ($\rho = 0$ olduğundan ϕ fonksiyonları bire eşit olmakta ve rijitlik matrisi 1. Mertebe rijitlik matrisi haline gelmektedir). Yapı lineer elastik olarak çözülür.
- Elde edilen eksenel kuvvetler kullanılarak çubuk rijitlik matrisleri ϕ fonksiyonları yardımıyla yeniden oluşturulur.
- Her çubuk elemanın global rijitlik matrislerinden $\underline{K}$ sistem rijitlik matrisi kurulur. Eğer çubuk elemanların uçlarında plastik mafsallık meydana gelmiş ise her mafsallık için 3 satır ve sütun sistem rijitlik matrisine ilave edilir.
- Sistem rijitlik matrisinin determinantı hesaplanır. Determinant negatif ise işlem durdurulur, değilse işleme devam edilir.
- Akma koşulunu sağlayan ve uçlarında plastik mafsallık meydana gelmiş çubukların, hafızada saklanmış plastik mafsallık momentine eşit uç momentleri mafsallık sayısı kadar $\underline{L}$ dış yük vektörüne ilave edilir. Yeni kurulunan $\underline{L}$ dış yük vektörü λ yük faktörü ile çarpılır.
- Düğüm noktası denge denklemleri $\underline{L} = \underline{K} \underline{X}$ çözülerek $\underline{X}$ düğüm noktası yer değiştirmeleri ve mafsallık dönmeleri bulunur.

- Bulunan X düğüm noktası yer değiştirmeleri ve mafsalsal dönmeleri ile P çubuk uç kuvvetleri ve mafsalsal momentleri hesaplanır.
- Çerçeve çubuk elemanlarının eksenel uç kuvvetleri hafızada saklanır.
- Hesaplanan bu eksenel kuvvetlerin önceki adındaki eksenel kuvvetler ile arasındaki fark her bir çubuk eleman için bulunur. Fark öngörülen hata sınırı dahilinde oluncaya kadar iterasyona 4. adımdan itibaren tekrar edilir.
- Son iterasyon ile çubuk uç kuvvetleri belirlenmiştir. Eksenel kuvvet ve uç momentleri hafızada saklanır.
- Bulunan uç kuvvetleri ile her bir çubuk elemanı için akma koşulu kontrol edilir. Çubuk uçlarında plastik mafsalsal meydana gelmiş çubuk elemanlarının numarası ve plastik mafsalsal momentleri hafızada saklanır.
- Çözümleme λ dış yük faktörünün arttırılması ile 2. adımdan itibaren tekrarlanır.

3.6 Bilgisayar Programı

Bu çalışma kapsamı içinde; yapı sistemlerinin artan yükler altında malzemenin doğrusal olmaması (Bünye denklemleri olan Gerilme- Şekil değiştirme ve Moment-Eğrilik bağıntılarının doğrusal olmaması) ve ikinci mertebe etkilerini göz önüne alarak, hesaplanması ve göçme yüklerinin belirlenmesi amacıyla bir bilgisayar programı hazırlanarak FORTRAN programlama dilinde kodlanmıştır.

Geliştirilen bilgisayar programını oluşturan alt programların amaçları ve kapsamı aşağıda sunulmuştur.

3.6.1 Alt Programların Kapsamı

DIMENS: Giriş verilerinin okunması ve veri çıktı dosyalarının açılması için gerekli boyutları ayarlar.

BODY: Hesaplama işlemlerinin yapılması kapsamında bilgisayar ünitelerinin optimum kullanımı için gerekli ayarlamaları yapar.

FIFONK: Normal kuvvetin çubuk rijitliğine etkisini göz önüne alan stabilite fonksiyonlarının hesaplanması

SB6G: Üç boyutlu kiriş ve çerçeve elemanlarının global koordinatlarda rijitlik matrisinin oluşturulması işlemi yapılmaktadır. Terimler analitik olarak elde edilmiştir. Nümerik integrasyona ve matris çarpım işlemlerine gerek yoktur. Program $\underline{K} = \underline{A}^T \cdot \underline{k} \cdot \underline{A}$ matrislerinin üçlü çarpımı işlemi doğrudan yapmaktadır.

RB6: Bu alt program global yer değiştirmeleri yerel yer değiştirmelere çevirme işlemi yaparak kesit tesirlerinin bulunmasını sağlamaktadır. A dönüşüm (transformasyon) matrisi gerçekte 12x12 boyutundadır. Ancak terimler birbirinin tekrarı olduğu için yalnızca 3 x 3' lük kısmı kullanılıp (Ek C) bilgisayar hafızası gereksiz işgal edilmemiştir.

SB6L: İki ve üç boyutlu kiriş ve çerçeve elemanlarının yerel koordinatlarda rijitlik matrisinin hesaplanması yapılmaktadır.

ADSTIF: Her bir çubuk elemanın global rijitlik matrisinin sistem rijitlik matrisine yerleştirilmesi işlemi yapılmaktadır. Sistem rijitlik matrisi, band genişliği hesaplandıktan sonra bir vektöre yerleştirilmektedir.

MAFSALSTI: i ucunda oluşan mafsal dönmelerine karşılık gelen yer değiştirmeleri $((\theta_{hxl}, \theta_{hyl}, \theta_{hzi}))$ Sistem rijitlik matrisine ilave ederek sistem rijitlik matrisi ve yük vektörünün büyütülmesi sağlanmaktadır.

MAFSALSTJ: j ucunda oluşan mafsalsal dönmelerine karşılık gelen yer değıştirmeleri $(\theta_{hxj}, \theta_{hyj}, \theta_{hj})$ sistem rijitlik matrisine ilave ederek sistem rijitlik matrisi ve Yük vektörünün büyütülmesi sağlanmaktadır.

DETERMİNAT: Sistem rijitlik matrisinin determinantı hesaplanmaktadır.

CHOLESKY: Sistem rijitlik matrisinin tersi $(\underline{K}^{-1})$ hesaplanmaktadır.

CARPIM: $\underline{L} = \underline{K} \underline{X}$ denklemi çözümlenerek global koordinatlarda $\underline{X}$ düğüm noktası yer değıştirmeleri bulunmaktadır.

MAFSALUG: Global yer değıştirme vektörünün büyütülmesi işlemini yapmaktadır.

MAFSALSEI: Çubuk elemanın i ucunda mafsalsal olması halinde yerel rijitlik matrisinin büyütülmesi yapılmaktadır.

MAFSALSEJ: Çubuk elemanın j ucunda mafsalsal olması halinde yerel rijitlik matrisinin büyütülmesi yapılmaktadır.

CARP: Çubuk elemanlarının matris çarpım işlemlerini sıfırlı terimleri hesaba katmadan gerçekleştirmektedir.

Sistemi oluşturan her bir çubuk elemanın uç kuvvetleri $\underline{P}$ ($\underline{P} = \underline{k} \cdot \underline{Z}$) hesaplanmaktadır.

MAFSALYAZ: Akma şartına bağılı olarak mafsalsal oluşumunun kontrol edilmesi ve çıktı dosyasına yazılması işlemi yapılmaktadır.

GRAPH: Herhangi bir düğüm noktasının her yük artımındaki bütün yer değıştirme değeri dosyaya yazdırılmaktadır.

3.6.2 Giriş Bilgileri

Programın giriş bilgileri olarak;

- a- **BB.DAT:** Programın genel bilgileri (NPOIN: Düğüm noktası sayısı, NF6: Çubuk eleman sayısı, NT3: Kafes eleman sayısı, NP6: Plak eleman sayısı, NFNTNP: Toplam eleman sayısı, MF6: Çerçeve eleman malzeme özelliği sayısı, MT3: Kafes elemanı malzeme özelliği sayısı, MPL: Plak elemanı malzeme özelliği sayısı, MFMTMP: Toplam malzeme özelliği sayısı, NVFIX: Sınır şartları verilen toplam nokta sayısı NLPTS: Yük etkileyen düğüm noktası sayısı, PLAMDA: Yük faktörü artış aralığı)
- b- **POINT.DAT:** Düğüm noktası sayısı ve düğüm noktalarının global eksenlerdeki (X,Y,Z) koordinatları,
- c- **RESTRAIN.DAT:** Her bir düğüm noktasının 6 adet serbestlik derecesi (1: tutulu, 0: serbest),
- d- **LOADS.DAT:** Düğüm noktaları ve etkileyen dış yükler,
- e- **FRAME.DAT :** Çubuk eleman sayısı ve bağlı olduğu düğüm noktaları ile malzeme özelliği numarası,
- f- **MATERIAL.DAT:** Çubuk elemanı kesit özellikleri (E: Elastisite modülü, POI: Poisson oranı, A: Kesit Alanı, AI1: 2. eksende atalet momenti, AI2: 3. eksende atalet momenti, AJJ: Burulma rijitliği, N_p : Normal kuvvet , M_{xp} : Plastik burulma momenti, M_{yp} : Plastik moment, M_{zp} : Plastik moment)

değerleri girilmektedir.

3.6.3 Çıkış Bilgileri

Programın çıkış bilgileri;

- a- **BB.OUT:** Yük artımının her adımına ait yük faktörü, düğüm noktası yer değiştirmeleri, çubuk uç kuvvetleri,
 - b- **MAFSAL:** Yük artımının her adımında plastik moment değerleri, plastik mafsallın olduğu yer ve yük faktörü ile toplam mafsall sayısı,
 - c- **LOKAL:** Lokal (yerel) rijitlik matrisleri ve yer değiştirme vektörünün yazdırılması,
 - d- **SİSTEM:** Sistem rijitlik matrisinin ve yük vektörünün yazdırılması,
 - e- **GRAPH:** Grafik veri bilgilerinin yazdırılması
- şeklinde düzenlenmiştir.

BÖLÜM 4 BETONARME ÇERÇEVELERİN DOĞRUSAL OLMAYAN ÇÖZÜMLEMESİ VE GÖÇME YÜKLERİNİN HESABI

Bu bölümde betonarme çerçevelerin; doğrusal olmayan moment-eğrilik ilişkisi ve ikinci mertebe etkilerini göz önüne alarak artan yükler altında hesabı ve göçme yüklerinin bulunması için bir metod verilmiştir.

4.1 Betonarme Kesitlerde Eğilme Momenti- Eğrilik Bağlılıları

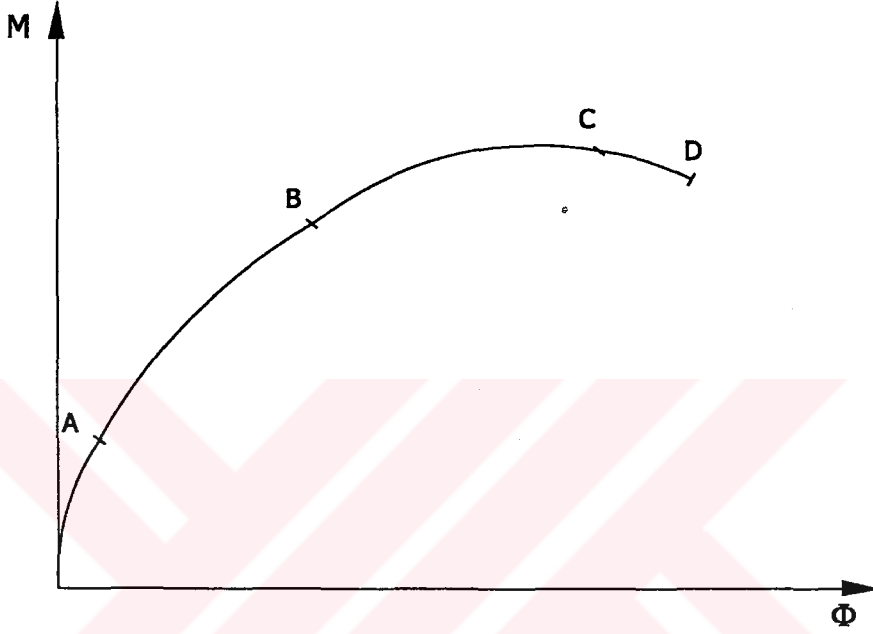
Yapılan deneysel çalışmalar, betonarme kesitlerin eğilme momenti- eğrilik bağıntısının Şekil 4.1 de gösterildiği gibi olduğunu göstermektedir [1]. Bu diyagram OA bölgesinde doğrusal bir özellik göstermektedir. A noktası civarında çekme etkisindeki dış lifler çatlamaya başlamakta, bu çatlaklar geliştikçe eğilme rijitliği yavaş yavaş azalır orta bölgede B noktasına kadar doğruya yakın bir değişim göstermektedir. Bu bölgede elastik hesaba göre boyutlandırılmış kesitlerin çalıştığı bölge olmaktadır. B noktası civarında ise en dıştaki çekme donatısı akma sınırına ulaşmakta, dolayısıyla eğilme rijitliği çok hızla azalır B-C arasında M- ϕ eğrisi yataya çok yakın olmaktadır. Bu bölgede az da olsa momentin artması; normal betonarme kesitlerde- yüksek kirişler hariç- tarafsız eksenin yerinin basınç bölgesine doğru kayması dolayısıyla çekme donatısının moment kolunun artması ve çekme teçhizatının pekleşmesi nedeniyledir. Limit durumunda kesitin göçmesi basınç bölgesindeki betonun ezilmesi nedeniyle olmaktadır (D noktası). Bu arada C-D arasında bir miktar yük boşalması da gözlenmektedir. Yüksek kirişlerde göçme, genellikle az donatılı yapılmaları ve çok sıralı donatı kullanılması nedeniyle tamamen değişik şekilde, en dıştaki çekme donatısının kopma limitine ulaşmasıyla meydana gelmektedir [1].

Şekil 4.1 den de anlaşılacağı üzere betonarme bir kesite ait eğilme momenti- eğrilik diyagramı Şekil 4.2 deki gibi üç doğru parçasıyla idealize edilebilir.

Böyle bir idealize diyagramın elde edilmesi için aşağıdaki parametrelerin bilinmesi gerekmektedir.

M_{cr}, φ_{cr} : Kesitte ilk çatlak meydana geldiği andaki moment ve eğrilik değerleri
(A noktasının koordinatları)

$(EI)_1$: Çatlamamış kesitin eğilme rijitliği



Şekil 4.1 Betonarme kesitlerin eğilme momenti- eğrilik (M-C) diyagramı

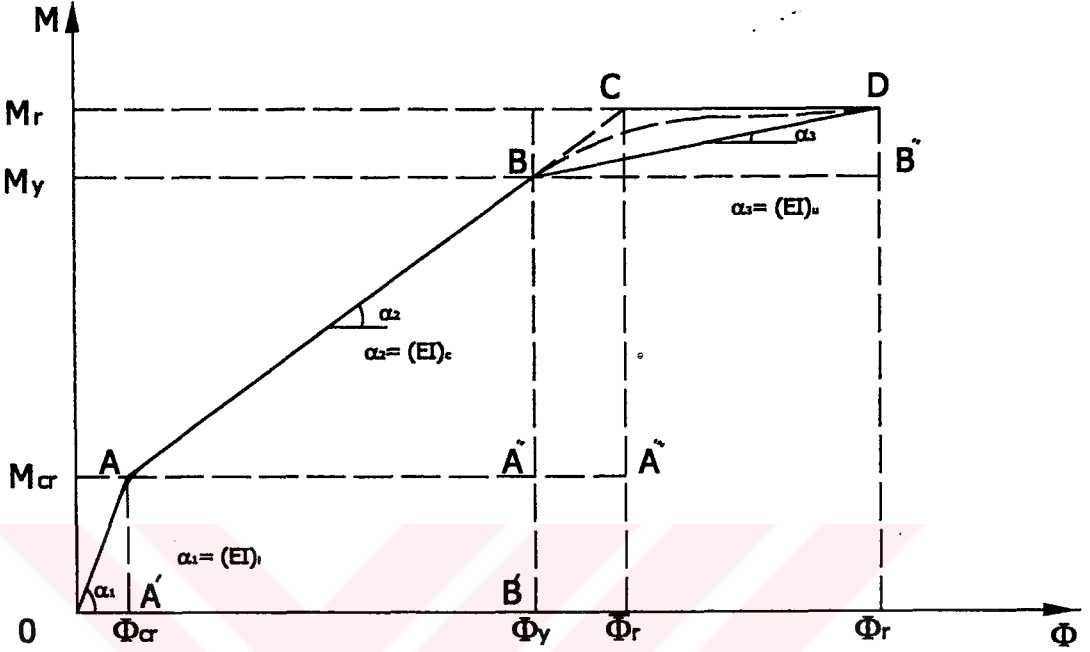
M_y, φ_y : En dıştaki çekme donatısının akma sınırına ulaştığı andaki eğilme momenti ve eğrilik değerleri (B noktasının koordinatları)

$(EI)_c$: Çatlamış kesitin eğilme rijitliği (AB doğru parçasının eğimi)

M_r, φ_r : Eğilme momenti ve eğriliğin sınır değerleri (D noktasının koordinatları)

$(EI)_u$: En dıştaki çekme donatısının akmaya başlamasından sonraki eğilme rijitliği (BD doğru parçasının eğimi)

$\bar{\phi}_r$: C noktasındaki itibari eğrilik



Şekil 4.2 Betonarme kesitlerin idealize edilmiş M-C diyagramı

Betonarme çerçevelerin; göçme yüklerinin bulunması için yapılan analizde gözönünde tutulan varsayımlar;

1. Basınç bölgesindeki beton en dıştaki çekme donatısı akma sınırına ulaşana kadar elastiktir.
2. Çatlaklar meydana gelene kadar çatlamamış kesitin eğilme rijitliği $(EI)_1$ sabit kalır.
3. Çatlaklar betonun çekme mukavemetine erişildiğinde meydana gelmeye başlar.
4. Eğrilik yalnız eğilme momentinin fonksiyonudur; normal kuvvet sıfır kabul edilmiştir (yalnız kirişler için geçerli olmak üzere).

4.1.1 Çatlamamış Durum

Çatlamamış kesitin eğilme rijitliği $(EI)_1$, betonun elastisite modülü E_c ile kesitin toplam atalet momenti (donatı dahil) I_G 'nin çarpımı ile elde edilir.

$$(EI)_1 = E_c I_G \quad (4.1)$$

İlk çatlağın meydana geldiği andaki eğilme momenti;

$$M_{cr} = f_{ctk} w_e \quad (4.2)$$

olur. Burada f_{ctk} : betonun çekme mukavemeti, w_e : çatlamamış kesitin mukavemet momentidir. Çatlama anındaki eğrilik ise;

$$\varphi_{cr} = \frac{M_{cr}}{(EI)_1} \quad (4.3)$$

4.1.2 Çatlamış Durum

Bu durumda çatlaklar arasında çatlamamış bölgelerin bulunması nedeniyle yapı elemanlarının davranışı çok karmaşıktır. Şekil 4.3 de bu durum kolaylıkla görülebilmektedir.

Eğilme rijitliği noktadan noktaya ani olarak değişmekte ve teorik kesin hesabı imkansız kılmaktadır. Sorunu basite indirmek ve pratik uygulamaya imkan tanımak için [1] de verilen ampirik formül yardımıyla bu bölgedeki eğilme rijitliği $(EI)_c$ 'nin tayini uygun olmaktadır. [1] nolu çalışmada $(EI)_c$; değerini kirişin efektif yüksekliği d_1 ve donatı yüzdesi ρ ve b kesit kalınlığı cinsinden

$$(EI)_c = (-2.5 \rho^2 - 19.9 \rho - 1.1) b d_1^3 10^6 \text{ Nmm}^2 \quad (4.4)$$

4.1.3 Limit Durum

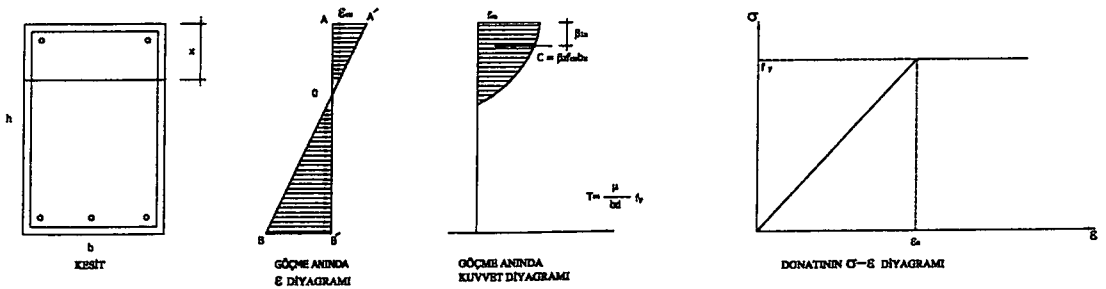
Kesitin taşıma gücünün tam olarak kullanıldığı durumdur. Kesitin karşılayabileceği maksimum moment M_r ve limit eğrilik ϕ_r iteratif olarak eşdeğerlik ve uygunluk şartları yardımıyla elde edilecektir. Bu işlemler sırasında betondaki basınç gerilmelerinin dağılımı bu gerilmelerin bileşkesini ve bileşkenin yerini belirleyen β_1, β_2 parametreleri yardımıyla belirlenmektedir. Bu parametreler ve betonun limit birim kısılması beton küp mukavemeti cinsinden [1] de verilen;

$$\beta_1 = 0.5 - \frac{f_{cu}}{700} \quad (4.7a)$$

$$\beta_2 = \frac{27 + 0.27 f_{cu}}{28.3 - f_{cu}} \quad (4.7b)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 - \frac{f_{cu}}{57000} \quad (4.7c)$$

ampirik formüllerinden hesaplanabilir. Donatının $\sigma - \varepsilon$ diyagramının doğrusal olmaması durumu göz önüne alınmaktadır. Örnek bir kesit, kesitin göçme anındaki şekil değişime, kuvvet ve donatının $\sigma - \varepsilon$ diyagramları Şekil 4.4 de verilmiştir.



Şekil 4.4 Göçme anındaki bir betonarme dikdörtgen kesitin $\sigma - \varepsilon$ diyagramı

Çubuk eksenli boyunca denge denklemi :

$$C = T \rightarrow \beta_2 f_{cu} b x = \rho b d f_y \rightarrow x = \frac{\rho d f_y}{\beta_2 f_{cu}} \quad (4.8)$$

Şekil değiştirme diyagramında OAA' ve OBB' üçgenlerinin benzerliğinden, uygunluk şartı:

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon_s}{d-x} \rightarrow \varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \frac{d-x}{x} \quad (4.9)$$

olarak bulunur.

Tarafsız eksenin yeri x ardışık yaklaşımla aşağıdaki gibi elde edilir:

1. (4.7) denklemlerinden β_1, β_2 ve ε_{cu} hesaplanır ve $x = x_0$ kabul edilir.
2. (4.9) denkleminde ε_s hesaplanır, donatının $\sigma - \varepsilon$ diyagramından ε_s 'e karşı gelen donatı gerilmesi f_y okunur.
3. (4.8) denkleminde x 'in yeni değeri x_n hesaplanır.
4. x 'in yeni ve eski değerleri karşılaştırılır; eğer fark belirli bir toleranstan azsa iterasyon durdurulur; eski halde $x = x_0$ alınarak ikinci adımdan itibaren iterasyona devam edilir. x bulunduktan sonra kesitin moment taşıma kapasitesi M_r , moment eşdeğerlik şartından;

$$M_r = \rho b d f_y (d_1 - \beta_1 x) \quad (4.10)$$

hesaplanır. Limit eğrilik ise Şekil 4.4 deki ε diyagramından ;

$$\varphi_r = (\varepsilon_{cu} - \varepsilon_s) / d \quad (4.11)$$

olarak bulunur. $M - \varphi$ diyagramı $OACD$ olarak idealleştirildiğinde C noktasına karşı gelen φ_r, φ_y 'ye benzer şekilde,

$$\varphi_r = \varphi_{cr} - \frac{M_r - M_{cr}}{(EI)_c} \quad (4.12)$$

denkleminde hesaplanmaktadır.

4.2 Doğrusal Olmayan Davranışın Nedenleri

Yapının tümünün veya bir elemanının rijitliğinin, üzerine etkiyen yüklere bağlı olarak değişmesi gerçeği standart doğrusal elastik çözümleme yöntemlerinin geçersizliğini, en azından değişikliğe uğratılması gereğini ortaya koymaktadır. Bunun sonucu olarak, daha gerçekçi bir çözüm için:

1. Denge denklemlerinin şekil değiştirmemiş sistem üzerinde yazılamaması,
2. Çubuk özel eksenlerinden global koordinat eksenlerine dönüşümünün sabit bir A dönüşüm matrisi ile değil, düğüm noktalarının yer değiştirmelerinin fonksiyonu olan değişken bir A dönüşüm matrisi ile yapılması,
3. Çubukların her birinin rijitliği eğilme momentinin ve normal kuvvetin çubuk üzerindeki değişime bağlı olarak kesitten kesite ve her kesit için, yapı üzerine etkiyen yüklerin değişimine bağlı olarak değiştiğinin göz önüne alınması gerekmektedir.

Yukarıda 1 ve 2 de belirtilen noktalar büyük yer değiştirmeler etkisini kullanmayı önermektedir.

4.3 Telafi Yükleri

Statikçe belirli yapı sistemlerinde bir elemanın rijitliğinin değişmesi gerek o elemanın, gerekse yapının diğer elemanlarının iç kuvvet durumu üzerine etki etmemekte, ancak şekil değiştirmeler üzerinde etkili olmaktadır. Bunun nedeni bu tür yapıların iç kuvvet durumlarının yalnızca denge denklemleri ile hesaplanabilmesidir. Yapı sisteminin statikçe belirli olmaması halinde herhangi bir elemanın rijitliğinin değişmesi, gerek o

elemanın, gerekse yapının diğer elemanlarındaki iç kuvvet şekil değiştirme durumlarının değişmesine neden olmaktadır. Bu tür sistemlerde bir çubuğun rijitliği değiştirildiği halde yapının diğer elemanlarındaki iç kuvvet ve şekil değiştirme durumlarının değişmesi istenmiyorsa, söz konusu çubuğun birleştiği düğüm noktalarına çubuğun değişen rijitliğinin etkisini ortadan kaldıracak şekilde “Telafl Yükları” etki ettirilir. Telafl yükları i çubuğunun rijitlik değişiminin kuvvet eşdeğeri olarak da tanımlamak mümkündür.

Uzay bir çerçeve çubuğu göz önüne alındığında; bu çubuğun her ucunda üç adet dönme, üç adet ötelenme olmak üzere altı adet serbestliğı bulunmaktadır. İki uç için toplam 12 adet olan bu serbestliklere karşı 12 adet uç kuvveti tekabül etmektedir.

Dış yüklerin etkisi altında olan ve uç kuvvet ve yer değiştirme durumu bilinen bir sisteme ait olan i çubuğunun kesitinin değiştirildiğini düşünelim. Çubuk kesitinin değişmesi ile kesite ait karakteristiklikler (A^1 kesit alanı, I_1', I_2' atalet momentleri, J' burulma atalet momenti) yeni değerlerini alacaklardır. Kesitin küçüldüğü kabul edilirse;

$$\begin{aligned} A^1 &= A - \delta A \\ \alpha_1 &= -\delta A / A \\ A^1 &= (1 + \alpha_1) A \end{aligned} \tag{4.13}$$

$$\begin{aligned} I_1' &= I_1 - \delta I_1 \\ \alpha_2 &= -\delta I_1 / I_1 \\ I_1' &= (1 + \alpha_2) I_1 \end{aligned} \tag{4.14}$$

$$\begin{aligned} I_2' &= I_2 - \delta I_2 \\ \alpha_3 &= -\delta I_2 / I_2 \\ I_2' &= (1 + \alpha_3) I_2 \end{aligned} \tag{4.15}$$

$$\begin{aligned} J' &= J - \delta J \\ \alpha_4 &= -\delta J / J \\ J' &= (1 + \alpha_4) J \end{aligned} \tag{4.16}$$

ifadeleri elde edilir. Bu ifadelerde belirtilen $\alpha_1 - \alpha_4$ oranlarını kesit karakteristiklerinin değişim oranı olarak isimlendirebiliriz. Yeni kesit karakteristikleri değerleri çubuğun rijitlik denklemlerinde yerine konulması halinde; uç yer değiştirmelerin sabit kalması koşulundan, çubuğun yeni uç kuvvetleri, eski uç kuvvetleri ve kesit karakteristiklerinin değişim oranları cinsinden elde edilecektir.

Çubuğun uç kuvvetlerinin değişmesi, birleşmiş olduğu düğüm noktasının dengesini bozacaktır. Denge düğüm noktalarının ilave yer değiştirmeler yapması ile bunlara birleşen diğer çubuklar ve i çubuğu tarafından bu ilave yer değiştirmelerin doğuracağı uç kuvvet artımları ile sağlanacaktır. Bu durum sistemin iç kuvvet ve şekil değiştirme durumunun değişmesi anlamına gelir.

Sistemin iç kuvvet ve şekil değiştirme durumunu değiştirmeden i çubuğunun değiştirilmesi için, çubuğun birleştiği düğüm noktalarına bozulan dengeyi sağlayacak bir yük vektörünün dış yüklere ilave olarak etkitilmesi gerekir. Bu yeni yük vektörünü yukarda ifade edildiği gibi “Telafi Yükleri” diye isimlendirebiliriz.

Telafi yüklerinin i çubuğunun eski ve yeni uç kuvvetlerinin farkı kadar olacağı aşıkardır. Bu durumda eski uç kuvvetleri vektöründen, kesit karakteristiklerinin değişmesi sonrasında hesaplanan yeni uç kuvvetleri vektörünün çıkartılması ile telafi yük vektörünü elde etmek mümkündür.

$\underline{P}_i$: Değişmemiş çubuğun uç kuvvetleri vektörü

$\underline{P}_{yi}$: Değişmiş çubuğun uç kuvvetleri vektörü olarak tanımlanırsa,

$$\underline{P}_i = \underline{P}_{yi} + \underline{P}_{Ti} \quad (4.17)$$

şeklinde yazılabilir. Buradan telafi yük vektörü $\underline{P}_{Ti}$,

$$\underline{P}_{Ti} = \underline{P}_i - \underline{P}_{yi} \quad (4.18)$$

olarak elde edilir. Ayrıca $\underline{P}_i$ ve $\underline{P}_{yi}$ 'nin değerlerinin yerine konulması sonucu (4.18) denklemi kısaca;

$$\underline{P}_{Ti} = -\alpha_i \underline{P}_i \quad (4.19)$$

olarak düzenlenir. Burada $\underline{P}_{Ti}$ için elde edilen bağıntılar i çubuğunun yerel eksen takımı için olup, uygulamada bunu bir dönüşüm matrisi ile çarpıp sistemin global koordinat sisteminde ifade etmek gerekir.

4.3.1 Telafi Yüklerinin Geliştirilen Programa İlave Edilmesi

Yüklemenin belirli bir aşamasında ($\lambda = \lambda_{cri}$ de) herhangi bir çubukta kritik momente M_{cr} 'ye ulaşılmış olsun. Bu anda eğilme rijitliği $(EI)_c$ den $(EI)_y$ ye düşmektedir. $\lambda = \lambda_{cri} - \delta\lambda$ daki çözüm ile $\lambda = \lambda_{cri} - \delta\lambda$ daki çözümlerin birbirine eşit olması gerekir. Oysa yeni ve eski rijitliklerde yapılan çözümler birbirinden farklı çıkacaktır. Bu sorun $(EI)_c$ ile $(EI)_y$ arasındaki farkın yük eşdeğerinin çubuğun birleştiği düğüm noktalarına etkilmesiyle çözülebilir. Rijitlik,

$$\alpha = \frac{EI_c - EI_y}{EI_c} \quad (4.20)$$

kadar azalmış olsun, yeni rijitlik

$$(EI)_y = (1 - \alpha)(EI)_c \quad (4.21)$$

olur. $\underline{Z}$: uç yer değiştirmeler vektörü, $\underline{k}$: rijitlik matrisini, $\underline{P}$: uç kuvvetleri vektörünü gösterdiğine göre EI değişmeden önce ;

$$\underline{P} = \underline{k} \cdot \underline{Z} \quad (4.22)$$

EI değiştikten sonra $\underline{Z}$ sabit tutulduğunda,

$$\underline{P}' = (1 - \alpha) k \underline{Z} \quad (4.23)$$

olur. Denklem (4.21) ve (4.22) den,

$$\underline{P}' = (1 - \alpha) \underline{P} \quad (4.24)$$

olarak yazılabilir. EI 'nın değişmesinden yapının diğer kısımlarının etkilenmemesi için;

$$-(\underline{P} - \underline{P}') = -\alpha \underline{P} = -\alpha \{Q M_{ij} M_{ji} \quad (4.25)$$

veya global koordinatlarda ;

$$-(\underline{P} - \underline{P}') = -\alpha \underline{P} = \left\{ -\alpha m_p Q_{ji} \quad \alpha l_p Q_{ij} \quad \alpha M_{ij} \quad \alpha m_p Q_{ij} \quad -\alpha l_p Q_{ij} \quad \alpha M_{ji} \right\} \quad (4.26)$$

yüklerinin çubuğun birleştiği i ve j düğüm noktalarına dış yüklerle birlikte etkililmesi gerekir [1]. Telafi yüklerinin yüklenmesiyle $\lambda = \lambda_{cr}$ de değiştirilmiş EI ile yapılan çözüm değiştirilmemiş EI ile yapılan çözümle çakışır. Ancak λ daha da artırıldığında yapı artık $\lambda = \lambda_{cr}$ artımı için yeni EI 'ye sahipmiş gibi davranır.

4.3.2 Plak Elemanlarda Telafi Yükleri

Sonlu elemanlarla idealleştirilebilen plak elemanlarda telafi yükleri çubuk elemanlar için verilen bağıntılara benzer olarak elde edilebilir. Plak elemanlarda rijitlik matrisinin terimleri D plak rijitliğine bağlıdır. Plak rijitliği “ D ” nin değişmesi sistemin iç kuvvet ve yer değiştirme durumunu değiştirecektir. Plak elemanın yeni rijitliği D^1 olsun, bu takdirde;

$$\begin{aligned} D^1 &= D - \delta D \\ \alpha &= -\delta D / D \\ D^1 &= (1 + \alpha) D \end{aligned} \quad (4.27)$$

yazılabilir. Eleman rijitliğinin değişmesinin sistemin diğer kısımlarına etkimemesi için elemanın birleştiği düğüm noktalarına etkitilmesi gereken telafi yükleri, çubuk elemanına benzer olarak (4.19) elde edilir.

4.4 Betonarme Çerçevelerin Göçme Yüğü Analizi

Burada verilen metodun prensibi, moment- eğrilik diyagramları üzerinde bir kritik noktadan diğerine geçip çerçevenin tüm yük – yer değiştirme bağıntısını belirli bir yük faktörü için göçme meydana gelinceye kadar elde etmektir. Yöntem çelik çerçevelere uygulanan elastik- tam plastik çözümleme yöntemine benzemektedir. Fakat orada kullanılan plastik mafsallık kavramı kritik nokta kavramıyla değiştirilmiştir. Kritik nokta, moment- eğrilik diyagramında iki doğrusal parçanın kesim noktası olarak tanımlanır. Çerçevenin herhangi bir çubuğunda bir kritik noktaya ulaşıldığında o çubuğun eğilme rijitliği EI , çubuk $M-\phi$ diyagramının bir sonraki doğru parçasının eğimine uygulanır. Herhangi bir çubukta bir sonraki noktaya ulaşmak için gerekli en düşük yük faktörü ekstrapolasyonla bulunur; bu yük faktöründeki yükler hesaplanır ve çerçeveye etkitilir; iterasyon yapılarak bu yük faktörünün kesin değeri hesaplanır. Bir sonraki kritik nokta için benzer işlemlere devam edilir. Bu tür bir çözümleme için gerekli adımlar aşağıdaki gibidir:

1. Başlangıçta çerçeve elastik kabul edilir. Rijitlik matrisi çubukların EI değerlerini kullanarak ve normal kuvvetleri sıfır kabul edilerek çıkartılır.
2. Düğüm noktası denge denklemleri $\underline{L} = \underline{K} \underline{X}$, verilen bir λ_1 yük faktörü için çözülür ve düğüm noktaları yer değiştirmeleri $\underline{X}$ bulunur. Çubuk uç kuvvetleri ise $\underline{P} = \underline{k} \underline{A} \underline{X}$ den bulunur. Her çubuk için uç momentleri kullanılarak efektif momentler bulunur. Burada $\underline{A}$: dönüşüm matrisi, $\underline{P}$: Uç kuvvetleri vektörüdür.
3. Lineer ekstrapolasyonla her çubuğun efektif momentinin o çubuğun $M-\phi$ diyagramı üzerindeki bir sonraki kritik noktaya ulaşması için gerekli yük faktörü hesaplanır. Bu yük faktörlerinin en küçüğü λ çerçevede ilk ulaşılması beklenen yük faktörüdür. Bu yük faktörü çerçeveye yeni yük faktörü olarak uygulanır ve bu faktörde çerçeveye etkiyen yükler $\underline{L}$ hesaplanır.

4. λ altında çubuklara etkiyen normal kuvvetler de adım 2 de bulunan değerlerin ekstrapolasyonu ile bulunur. Bulunan bu yeni değerler her çubuğun ϕ stabilite fonksiyonlarının hesabında kullanılır ve bunlar ile mevcut EI değerleri yardımıyla yeni rijitlik matrisi $\underline{K}$ bulunur.
5. λ için yeniden kurulmuş $\underline{L} = \underline{K} \cdot \underline{X}$ denklem takımı çözülür. Bulunan düğüm noktası yer değiştirmeleri $\underline{X}$, yeni momentler ve normal kuvvetlerin hesabında kullanılır. Bulunan bu momentler yeni efektif momentlerin, normal kuvvetler ise yeni stabilite fonksiyonlarının hesabında kullanılacaktır.
6. İşlem adım 3 den itibaren tekrar edilir. j iterasyon sonucunda λ_j hesaplandığında eğer bu değer ile bir önceki iterasyonda bulunan değerin rölatif farkı belirli bir toleranstan küçükse, çubuklardan birinde, örneğin k çubuğunda kritik noktaya ulaşılmıştır.
7. k çubuğundaki efektif moment çubuğun M- ϕ diyagramı üzerindeki bir kritik noktaya ulaşır ulaşmaz, çubuğun eğilme rijitliği EI_k o noktadan sonraki doğrusal bölgenin eğimine eşitlenir. EI_k nın yeni ve eski değerlerini kullanarak değişim oranı:

$$\alpha_k = \frac{(EI)_{yeni} - (EI)_{eski}}{(EI)_{eski}} \quad (4.28)$$

formülünden hesaplanır. Bu orana karşı gelen telafi yükleri de (4.24) denkleminde bulunur.

8. Yeni kritik noktanın araştırılmasına başlamak için yük faktörü bir miktar yükseltilir. Buna karşı gelen dış yükler hesaplanır. Yeni telafi yükleri dış yüklerle ilave edilirken eskileri kaldırılır. İlk iterasyon için normal kuvvetler sabit tutulur ve yeni kritik noktanın araştırılmasına üçüncü adımdan itibaren devam edilir. Kritik noktaya her ulaşıldığında, k çubuğunun yeni eğilme rijitliğini kullanarak global rijitlik matrisinin determinanı hesaplanır. Söz konusu determinantın negatif olması halinde iterasyon durdurulur. Bu durum yapının göçtüğünü belirlemektedir. Hesap göçmeye kadar olduğu gibi herhangi bir yük faktörüne kadar da yapılabilir. Bu yük faktörü yapıya etkiyen sabit dış yüklerin çarpanıdır. İterasyon durdurulduğu andaki iç kuvvetler ve yer değiştirmeler yapının verilen yükler altındaki çözümüdür.

BÖLÜM 5 SAYISAL ÖRNEKLER

5.1 Genel Bilgiler

Bu bölümde, malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan çerçeve çubuk sistemlerin, ikinci mertebe teorisine göre elastoplastik hesabı ve göçme yüklerinin belirlenmesi amacıyla geliştirilen bilgisayar programı kullanılarak çözülen örneklere yer verilmektedir.

Birinci örnekte, ikinci mertebe etkilerinin göz önünde tutulması halinde, geliştirilen programla yapılan çözüm sonuçları ile genel amaçlı bir bilgisayar programının [22] (SAP2000 P-Δ) sonuçları karşılaştırılmıştır.

Diğer dört örnekte ise çerçeve sistemlerin artan yükler etkisinde önerilen yöntem ile ikinci mertebe teorisine göre elastoplastik hesabı yapılarak göçme yükleri belirlenmektedir.

Son örnek ise Bölüm 4 te verilen ve betonarme çerçevelerin, doğrusal olmayan moment-eğrilik ilişkisi ve ikinci mertebe etkilerini göz önüne alarak hesaplanması için verilen metodun uygulanmasına yönelik hazırlanmıştır.

Geliştirilen program kullanılarak çözülen örneklerde elde edilen sonuçlar şekillerde verilmiş ve literatürde mevcut sonuçlar ile karşılaştırması yapılmıştır.

5.2 Örnek 1 - On Katlı Uzay Çerçeve

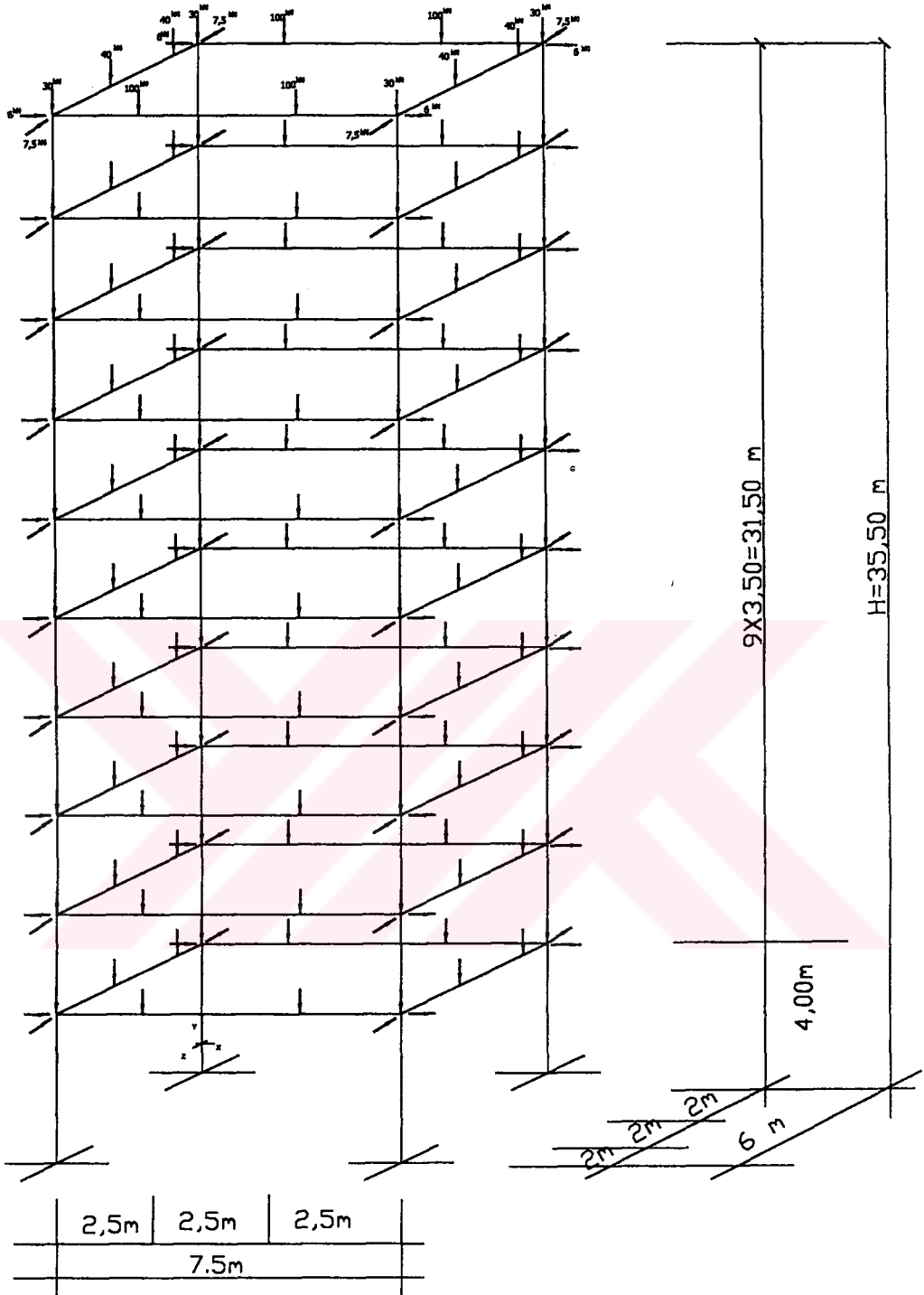
İncelenen yapının geometrik özellikleri ve hesap yükleri Şekil 5.1 de, kullanılan kesitlere ait özellikler de Tablo 5.1 de verilmektedir.

Düğüm noktaları koordinatları ve eleman numaraları Ek D' de sunulan program giriş veri dosyasında ayrıntılı olarak gösterilmiştir.

Tablo 5.1 Kesit özellikleri

Malzeme No	E (kN/m ²)	A (cm ²)	I ₁ (cm ⁴)	I ₂ (cm ⁴)	J (cm ⁴)
1-3	2.1* 10 ⁸	63.0875	3159.6	3159.6	6320
4-6	2.1* 10 ⁸	88.9188	6276.7	6276.7	12554
7-9	2.1* 10 ⁸	117.8717	11030	11030	22060
10-12	2.1* 10 ⁸	157.429	19675	19675	39350
13-15	2.1* 10 ⁸	189.374	28470	28470	56940

Geliştirilen programla yapılan çözümleme sonucu elde edilen çubuk uç kuvvetleri ile genel amaçlı bilgisayar programında (SAP2000 P-Δ) hesaplanan değerler Tablo 5.2 de sunulmaktadır. Çubuk uç kuvvetlerinin bir kısmının sunulduğu Tablo 5.2 incelendiğinde değerler arasındaki farkın çok az olduğu görülmektedir.



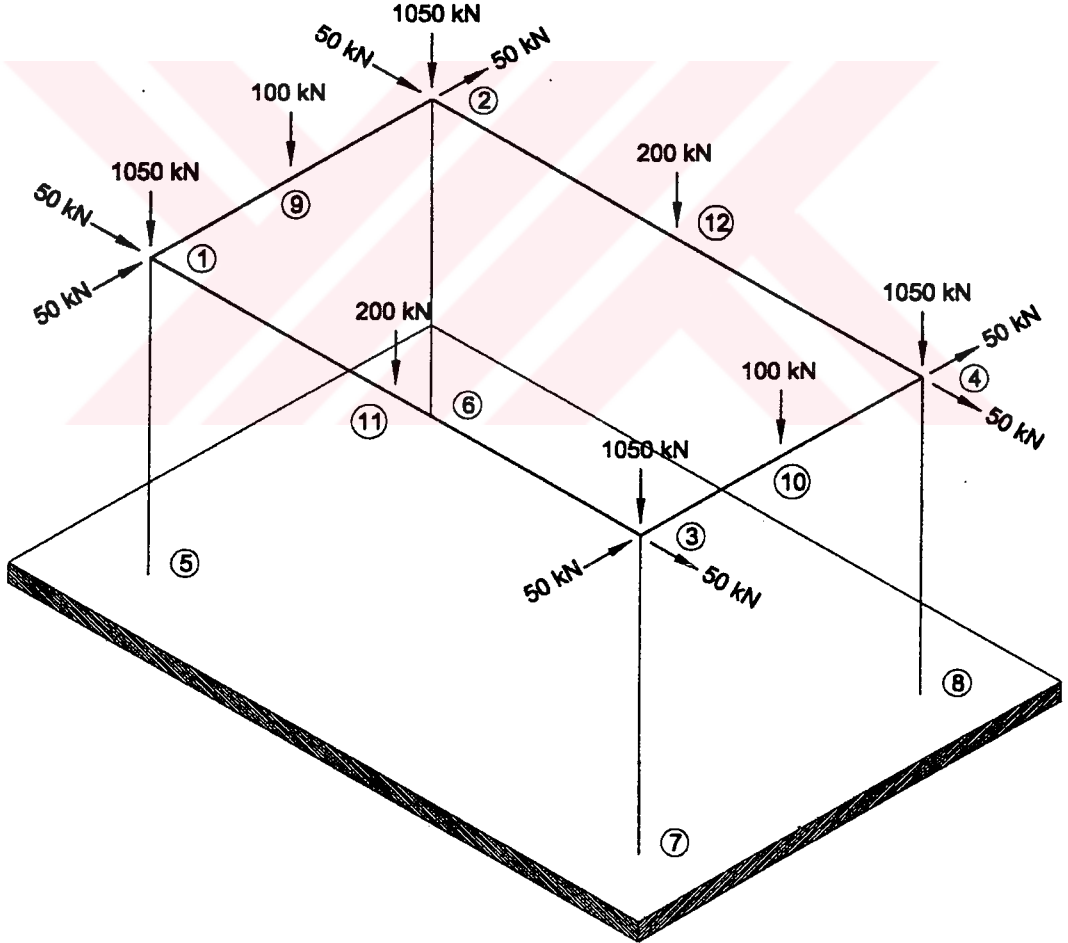
Şekil 5.1 On katlı uzay çerçevenin geometrik özellikleri ve hesap yükleri

Tablo 5.2 Geliştirilen program - (Sap2000 P-Δ) sonuçlarının karşılaştırılması

Çubuk No	Normal Kuvvet (N)			Kesme Kuvveti (T _y)			Eğilme Momenti (M _y)			Eğilme Momenti (M _z)		
	Sap2000 (P-Δ)	Program	% Fark	Sap2000 (P-Δ)	Program	% Fark	Sap2000 (P-Δ)	Program	% Fark	Sap2000 (P-Δ)	Program	% Fark
		kN			kN			kNm			kNm	
1	21.07951	21.08	0.002	33.00624	33.01	0.011	0.302665	0.302	0.220	21.85228	21.85	0.010
7	68.79138	68.79	0.002	95.2057	95.21	0.005	-0.27895	-0.2790	0.018	123.1599	123.2	0.033
18	-11.0728	-11.07	0.025	-53.9381	-53.94	0.004	-0.12325	-0.1233	0.041	-16.4943	-16.49	0.026
24	-36.9778	-36.98	0.006	-109.062	-109.1	0.035	0.103128	0.1032	0.070	-80.6421	-80.64	0.003
27	5.62592	5.627	0.019	-68.4182	-68.42	0.003	-0.26233	-0.2624	0.027	-4.62975	-4.63	0.005
34	19.56697	19.57	0.015	81.1404	81.14	0.0005	-0.63402	-0.6342	0.028	79.7489	79.75	0.001
40	-4.79499	-4.796	0.021	5.389734	5.389	0.014	0.784679	0.7849	0.028	-55.2574	-55.26	0.005
45	-14.5631	-14.57	0.047	-122.632	-122.6	0.026	0.205964	0.2060	0.017	-66.9011	-66.90	0.002
54	3.451463	3.452	0.004	-90.6294	-90.63	0.0007	-0.34531	-0.3453	0.003	-18.0782	-18.08	0.010
60	12.00884	12.01	0.009	-133.602	-133.6	0.0015	0.290927	0.2910	0.025	-56.4230	-56.42	0.005
64	-4.12857	-4.13	0.035	-13.5586	-13.56	0.01	0.844314	0.8443	0.002	112.2102	-112.2	0.009
69	11.98269	-11.99	0.061	-134.966	-135.0	0.025	0.233783	0.2338	0.007	-51.8977	-51.90	0.004
75	3.446993	3.449	0.058	-111.087	-111.1	0.012	-0.28733	-0.2873	0.010	38.50658	38.51	0.009
82	11.29639	11.30	0.032	52.91955	52.92	0.0009	-0.76800	-0.7681	0.013	-24.8792	-24.88	0.003
89	-3.67656	-3.677	0.012	-72.2360	-72.24	0.006	0.219332	0.2194	0.031	-103.671	-103.7	0.028
92	-10.5467	-10.55	0.031	-47.0583	-47.06	0.004	-0.19019	-0.1903	0.058	-154.199	-154.2	0.001
99	3.877021	3.875	0.052	-126.560	-126.6	0.032	-0.10753	-0.1078	0.252	54.65376	54.65	0.007
107	12.76912	12.77	0.007	-56.3518	-56.35	0.003	-0.12331	-0.1235	0.154	-167.077	-167.1	0.0001
121	158.2119	158.2	0.008	-62.6916	-62.69	0.003	21.69535	21.70	0.021	-92.7304	-92.73	0.0004
143	955.7632	955.8	0.004	74.2693	74.27	0.001	-87.5285	-87.53	0.002	151.4794	151.5	0.014
160	2524.289	2524	0.011	78.6868	78.68	0.009	-231.858	-231.8	0.025	218.8671	218.8	0.031

5.3 Örnek 2 - Bir Katlı Uzay Çerçeve

Geliştirilen bilgisayar programı ile tek katlı, tek açıklıklı uzay çerçeve sistemin artan yükler etkisinde ikinci mertebe teorisine göre elasto-plastik hesabı yapılarak göçme yükü belirlenecektir. Sistemi oluşturan çubukların en kesit karakteristikleri [58] nolu çalışmada verilen bağıntılardan alınmıştır. Yapma kutu kesitlerinden oluşan çubuklarda b/d oranı kirişlerde 1/2, kolonlarda ise 1/1 olarak alınmıştır. İncelenen yapının geometrik özellikleri ve hesap yükleri Şekil 5.2 de, düğüm noktası koordinatları ve çubuk yerleşimi Tablo 5.3 de, kullanılan kesitlere ait özellikler de Tablo 5.4 de verilmiştir.



Şekil 5.2 Bir katlı uzay çerçevenin geometrik özellikleri ve hesap yükleri

Tablo 5.3. Düğüm noktası koordinatları ve çubuk yerleşimi

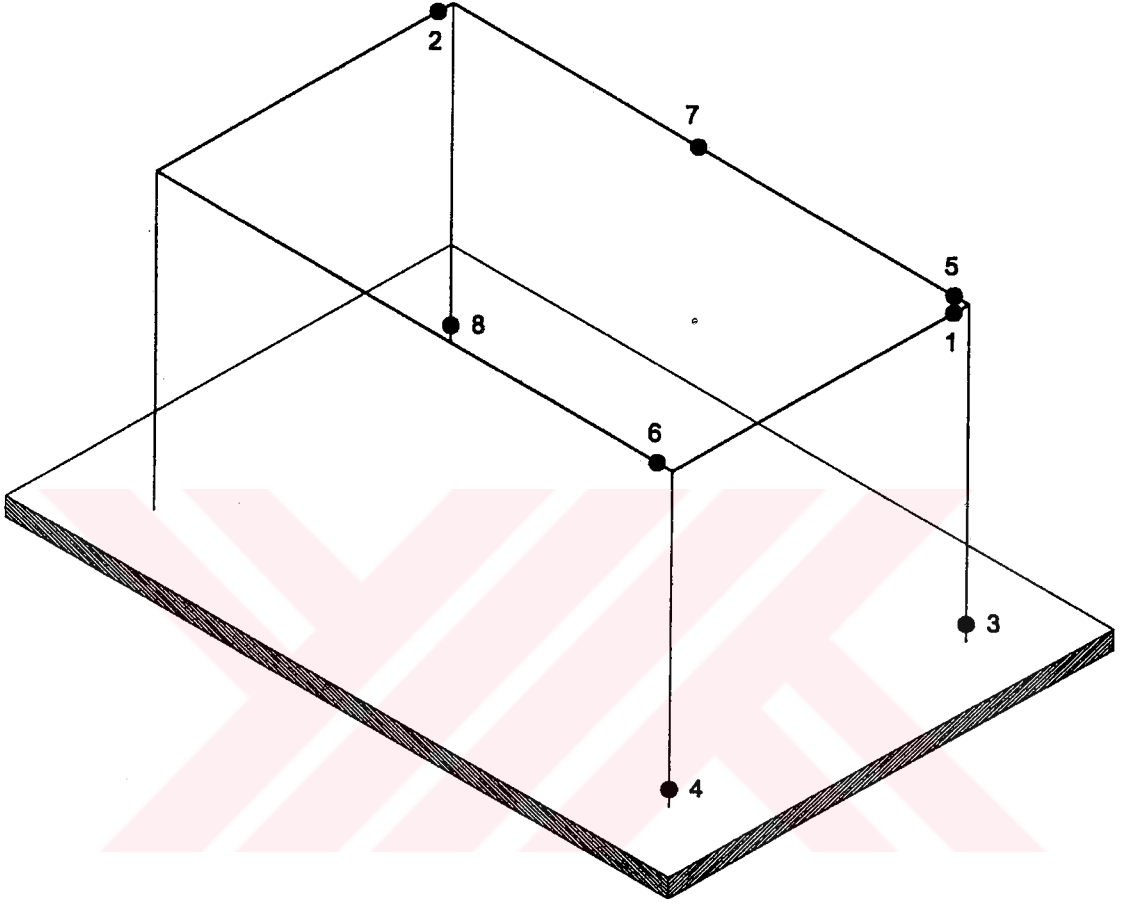
Düğüm No	X koord. (m)	Y koord (m)	Z koord (m)	Çubuk No	i	j	Malzem e No
1	0.0	8.0	0.0	1	1	9	1
2	0.0	8.0	-8.0	2	9	2	1
3	14.0	8.0	0.0	3	3	10	1
4	14.0	8.0	-8.0	4	10	4	1
5	0.0	0.0	0.0	5	5	1	3
6	0.0	0.0	-8.0	6	6	2	3
7	14.0	0.0	0.0	7	7	3	3
8	14.0	0.0	-8.0	8	8	4	3
9	0.0	8.0	-4.0	9	1	11	2
10	14.0	8.0	-4.0	10	11	3	2
11	7.0	8.0	0.0	11	2	12	2
12	7.0	8.0	-8.0	12	12	4	2

Tablo 5.4. Kesit özellikleri

Malzeme No	E (kN/m ²)	A (cm ²)	I ₁ (cm ⁴)	I ₂ (cm ⁴)	J (cm ⁴)	N _p (kN)	M _{px} (kNm)	M _{py} (kNm)	M _{pz} (kNm)
1	2.1* 10 ⁸	84.48	2833	11332	6780	2028	91.86	107.8	215.6
2	2.1* 10 ⁸	140.35	7818.2	31273	18712	3368	196.7	230.7	461.64
3	2.1* 10 ⁸	210.47	35166	35166	52603	5051	510.09	599.48	599.48

Sistemin artan yükler etkisinde ikinci mertebe teorisine göre elasto-plastik hesabı yapılarak göçme yükü $\lambda=0.99$ olarak bulunmuştur. Göçmeden önce meydana gelen 8

adet plastikleşen kesitin yerleri ve oluşum sırası Şekil 5.3 de gösterilmiştir. Plastik kesitlerin oluşum sırası, oluştukları çubuk ve yük faktörleri de ayrıca Tablo 5.5 de sunulmuştur.

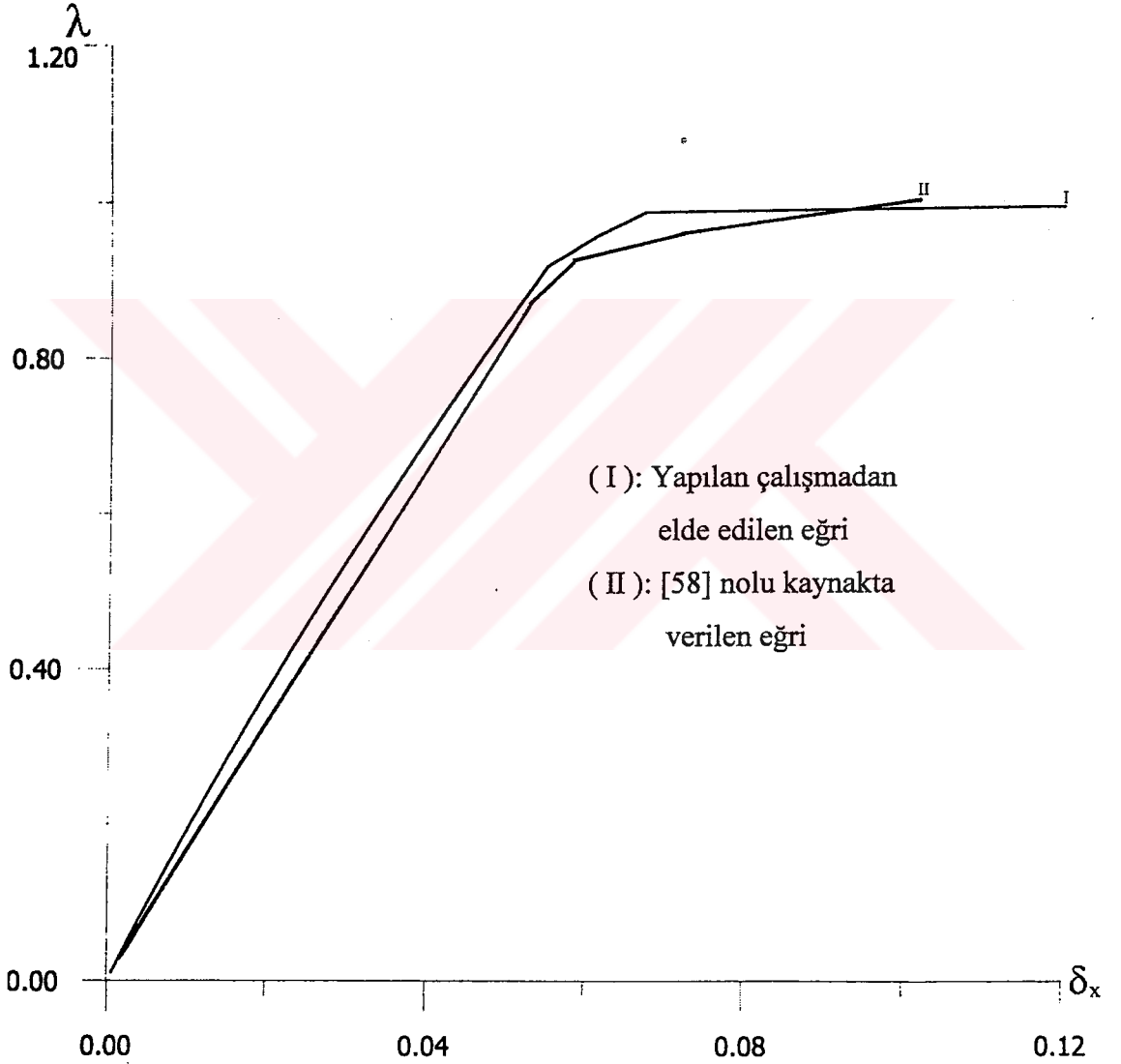


Şekil 5.3 Plastik kesit yerleri ve oluşum sırası

Tablo 5.5 Plastik kesitlerin oluşum sırası, oluştukları çubuk ve yük faktörleri

Mafsal No	1	2	3	4	5	6	7	8
Çubuk No	4	2	8	7	12	10	11	6
Çubuk Ucu	j	j	i	i	j	j	j	i
λ	0.88	0.88	0.91	0.952	0.986	0.99	0.99	0.99

Geliştirilen programla yapılan çözüm sonucu elde edilen yük faktörü – yatay yer değiştirme (λ - δ) eğrisi Şekil 5.4 de verilmiştir. Uzay çerçeve sisteminde ilk plastikleşen kesit yük faktörünün $\lambda = 0.88$ değeri için 4-2 nolu çubukların j uçlarında oluşmaktadır. [58] nolu çalışmada yapılan hesaplamalar sonucu bulunan göçme yükü değeri ($\lambda = 1.00$, II nolu eğri) ile yapılan çalışmada bulunan değer (I nolu eğri) arasındaki fark % 1 mertebesinde kalmaktadır.

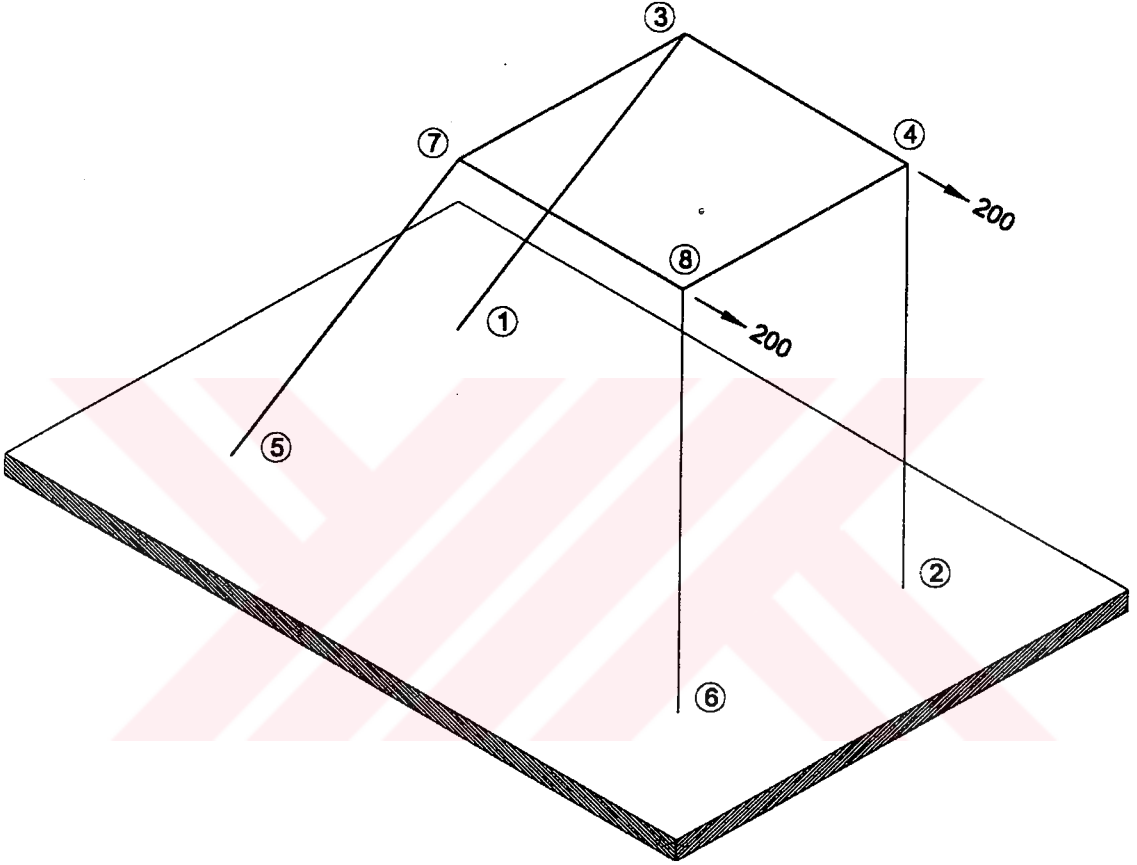


Şekil 5.4 Yük faktörü – yatay yer değiştirme eğrisi (λ - δ)

Geliştirilen programla yapılan çözümde her mafsall oluşumu sırasındaki yük faktörüne ait çıkış bilgileri (Ek E) de verilmiştir.

5.4 Örnek 3 - Bir Katlı Uzay Çerçeve

Geometrisi ve hesap yükleri Şekil 5.5 de, düğüm noktası koordinatları ve çubuk yerleşimi Tablo 5.6 da, kullanılan kesitlere ait özellikler de Tablo 5.7 de verilen tek katlı sistem [1] nolu çalışmadan alınmıştır.



Şekil 5.5 Bir katlı uzay çerçevenin geometrik özellikleri ve hesap yükleri

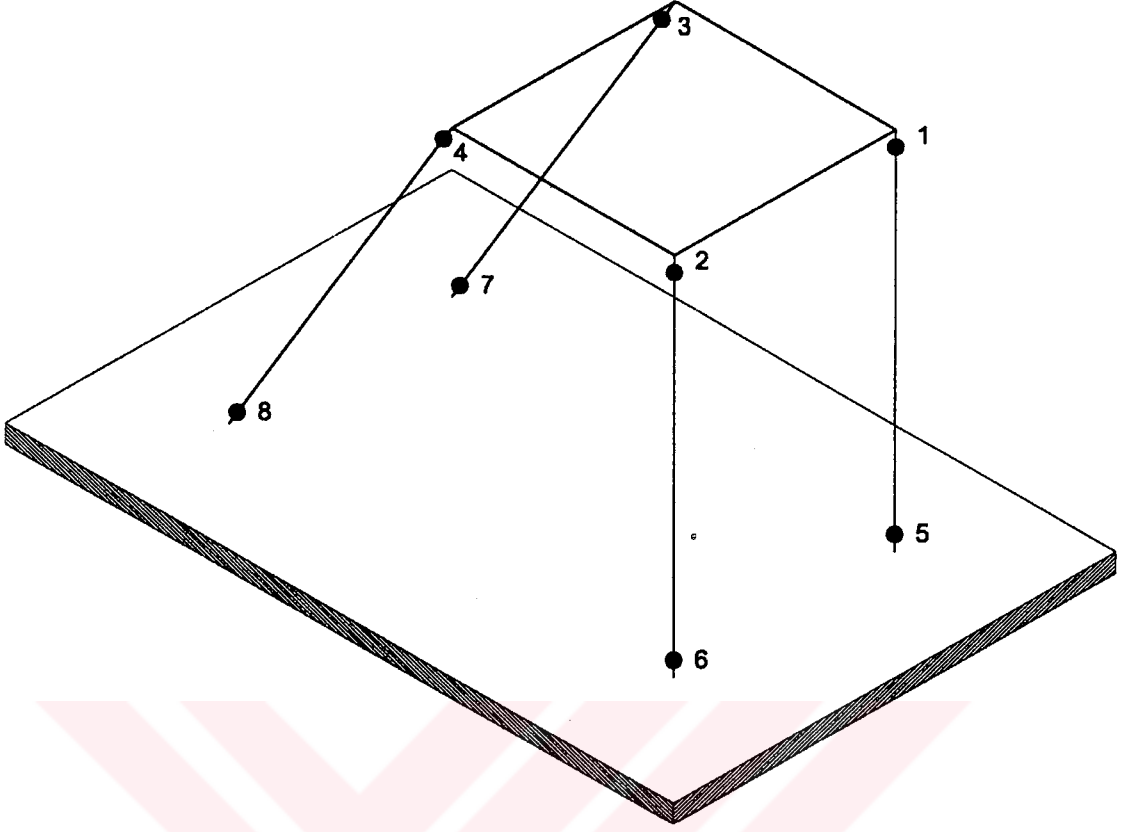
Sistemin artan yükler etkisinde ikinci mertebe teorisine göre elasto-plastik hesabı yapılarak göçme yükü $\lambda = 1.598$ olarak bulunmuştur. Göçmeden önce meydana gelen 8 adet plastikleşen kesitin yerleri ve oluşum sırası Şekil 5.6 da gösterilmiştir. Plastik kesitlerin oluşum sırası, oluştukları çubuk ve yük faktörleri de ayrıca Tablo 5.8 de sunulmuştur.

Tablo 5.6 Düğüm noktası koordinatları ve çubuk yerleşimi

Düğüm No	X koord. (m)	Y koord (m)	Z koord (m)	Çubuk No	i	J	Malzem e No
1	0.0	0.0	0.0	1	1	3	4
2	12.0	0.0	0.0	2	3	4	6
3	6.0	10.5	0.0	3	2	4	5
4	12.0	10.5	0.0	4	5	7	4
5	0.0	0.0	6.0	5	7	8	6
6	12.0	0.0	6.0	6	6	8	5
7	6.0	10.5	6.0	7	3	7	6
8	12.0	10.5	6.0	8	4	8	6

Tablo 5.7 Kesit özellikleri

Malzem e No	E (kN/m ²)	A (cm ²)	I ₁ (cm ⁴)	I ₂ (cm ⁴)	J (cm ⁴)	N _p (kN)	M _{px} (kNm)	M _{py} (kNm)	M _{pz} (kNm)
1	414 x 10 ⁶	220.2	16748	16748	33496	700	2100	700	700
2	103 x 10 ⁶	183	43922	43922	87844	400	1200	400	400
3	414 x 10 ⁶	208.8	64116	64116	128232	1600	4800	1600	1600



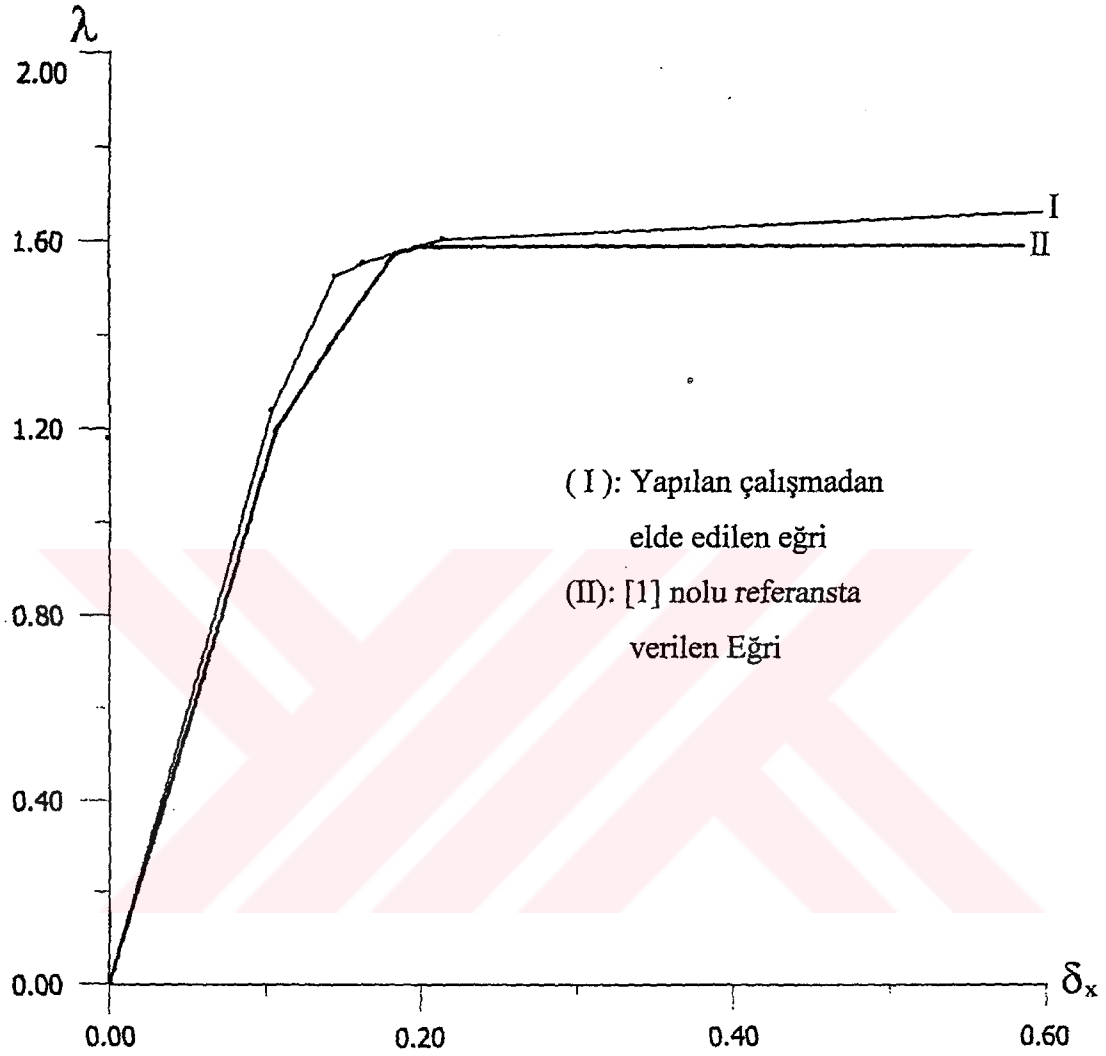
Şekil 5.6 Plastik kesit yerleri ve oluşum sırası

Tablo 5.8 Plastik kesitlerin oluşum sırası, oluştukları çubuk ve yük faktörleri

Mafsal No	1	2	3	4	5	6	7	8
Çubuk No	3	6	1	4	3	6	1	4
Çubuk Ucu	J	j	j	j	i	i	i	i
λ	1.24	1.24	1.53	1.53	1.56	1.56	1.598	1.598

Geliştirilen programla yapılan analiz sonucu elde edilen yük faktörü – yatay yer değiştirme (λ - δ) eğrisi Şekil 5.7 de verilmiştir. Uzay çerçeve sisteminde ilk plastikleşen kesit yük faktörünün $\lambda = 1.24$ değeri için 3-6 nolu çubukların j uçlarında oluşmaktadır. [1] nolu çalışmada yapılan hesaplamalar sonucu bulunan göçme yükü değeri ($\lambda = 1.571$,

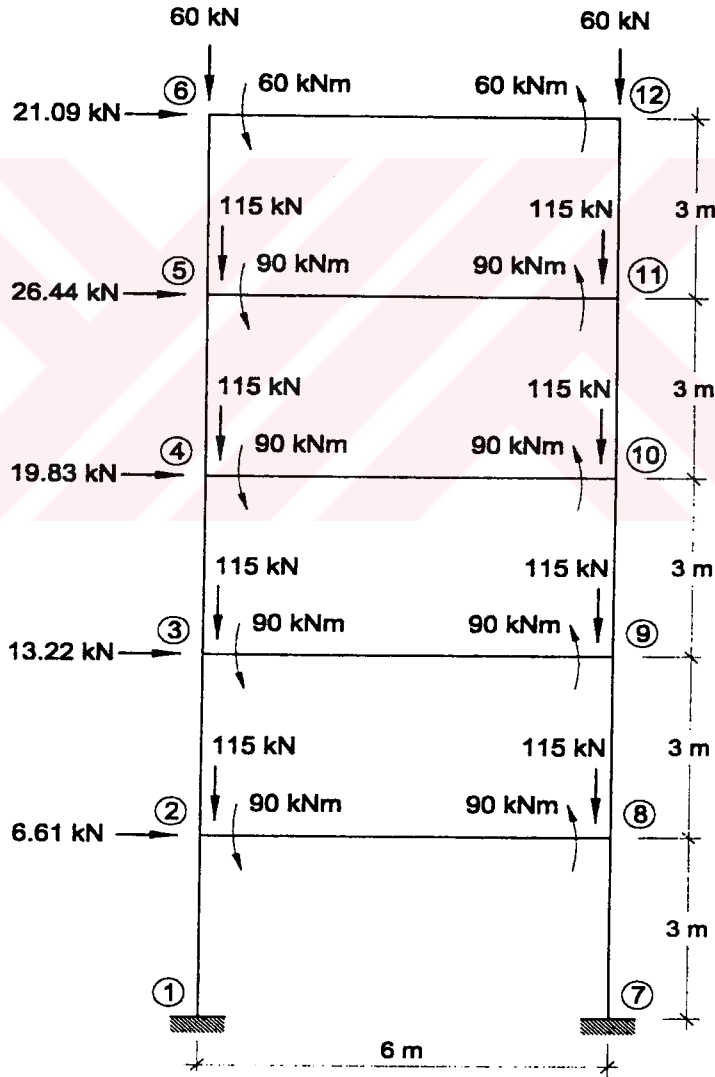
II nolu eğri) ile yapılan çalışmada bulunan değer (I nolu eğri) arasındaki fark % 1.6 mertebesinde kalmaktadır.



Şekil 5.7 Yük faktörü – yatay yer değiştirme eğrisi (λ - δ)

5.5 Örnek 4 - Beş Katlı Düzlem Çelik Çerçeve

Geliştirilen bilgisayar programı ile beş katlı tek açıklıklı düzlem çerçeve sistemin artan yükler etkisinde ikinci mertebe teorisine göre elasto-plastik hesabı yapılarak göçme yükü belirlenecektir. Geliştirilen algoritmanın kontrolüne yönelik olarak hazırlanan örnek ve sistemi oluşturan çubukların en kesit karakteristikleri [59] nolu çalışmadan alınmıştır. İncelenen yapının geometrik özellikleri ve hesap yükleri Şekil 5.8 de, düğüm noktası koordinatları ve çubuk yerleşimi Tablo 5.9 da, kullanılan kesitlere ait özellikler de Tablo 5.10 da verilmektedir.



Şekil 5.8 Beş katlı düzlem çerçevenin geometrik özellikleri ve hesap yükleri

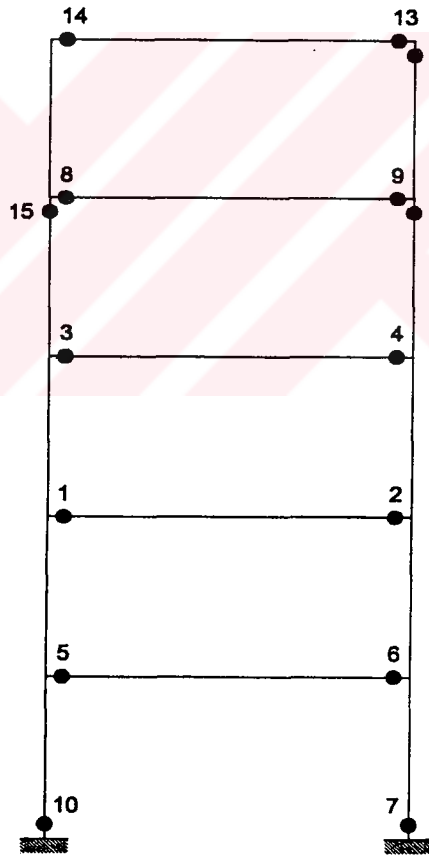
Tablo 5.9. Düzüm noktası koordinatları ve çubuk yerleşimi

Düzüm No	X koord. (m)	Y koord (m)	Z koord (m)	Çubuk No	i	j	Malzem e No
1	0.0	0.0	0.0	1	1	2	5
2	0.0	3.0	0.0	2	2	3	4
3	0.0	6.0	0.0	3	3	4	4
4	0.0	9.0	0.0	4	4	5	3
5	0.0	12.0	0.0	5	5	6	3
6	0.0	15.0	0.0	6	6	12	1
7	6.0	0.0	0.0	7	5	11	1
8	6.0	3.0	0.0	8	4	10	2
9	6.0	6.0	0.0	9	3	9	2
10	6.0	9.0	0.0	10	2	8	2
11	6.0	12.0	0.0	11	7	8	5
12	6.0	15.0	0.0	12	8	9	4
				13	9	10	4
				14	10	11	3
				15	11	12	3

Seçilen sistemin artan yükler etkisinde yapılan çözümlemesi sonucu göçme yükü $\lambda = 6.9$ olarak bulunmuştur. Göçmeden önce meydana gelen 15 adet plastikleşen kesitin yerleri ve oluşum sırası Şekil 5.9 da gösterilmiştir. Plastik kesitlerin oluşum sırası, oluştukları çubuk ve yük faktörleri de ayrıca Tablo 5.11 de sunulmuştur.

Tablo 5.10. Kesit özellikleri

Malzem e No	E (kN/m ²)	A (cm ²)	I (cm ⁴)	N _p (kN)	M _{pz} (kNm)
1	2.1* 10 ⁸	85.6	29760	2055	358.6
2	2.1* 10 ⁸	116	48200	2784	526.6
3	2.1* 10 ⁸	149	27310	3576	4040
4	2.1* 10 ⁸	228	57480	5472	836.3
5	2.1* 10 ⁸	275	70810	6600	8850

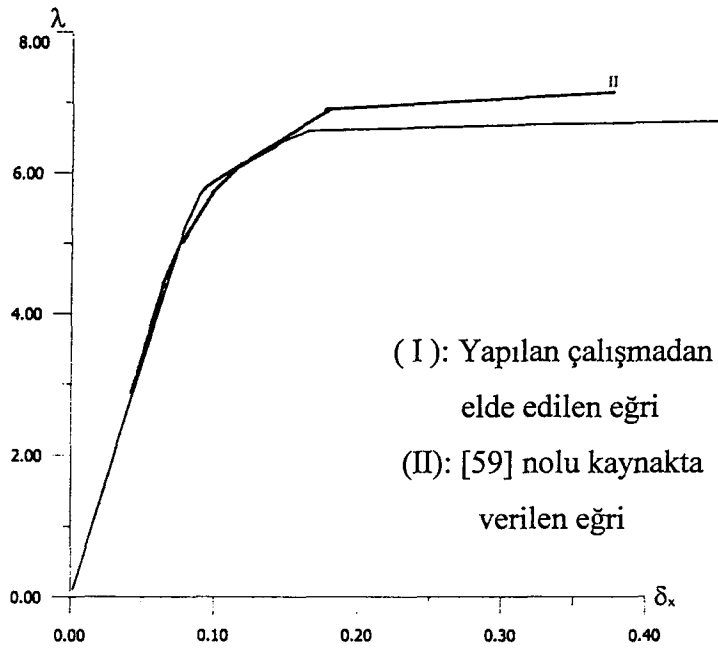


Şekil 5.9 Plastik kesit yerleri ve oluşum sırası

Tablo 5.11 Plastik kesitlerin oluşum sırası,oluştukları çubuk ve yük faktörleri

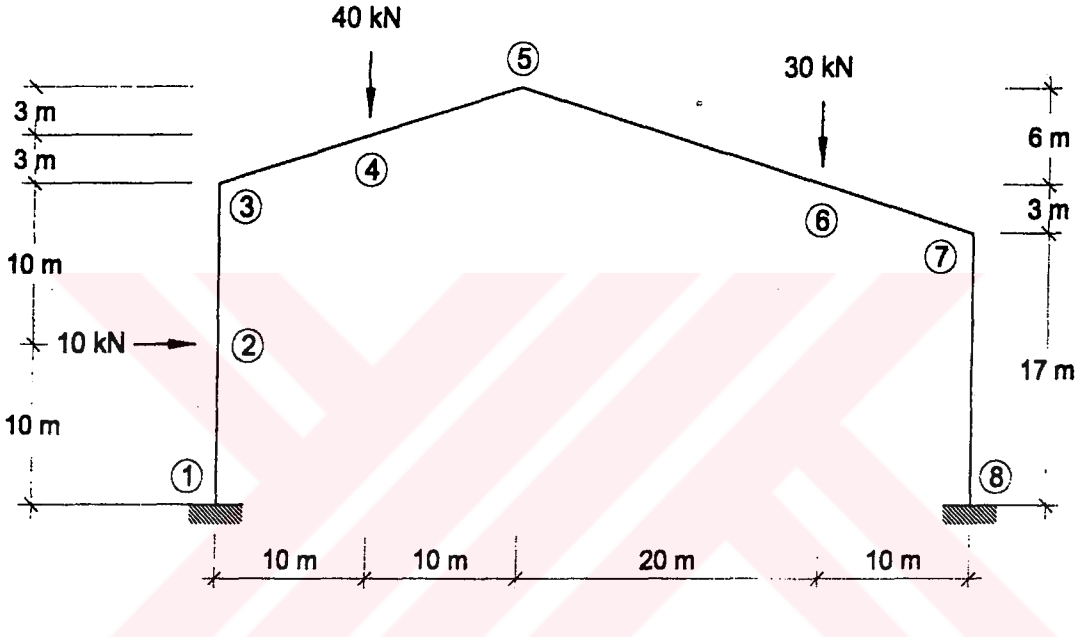
Mafsal No	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Çubuk No	9	9	8	8	10	10	11	7	7	1	14	4	6	6	15
Çubuk Ucu	i	j	i	j	i	i	i	i	j	i	j	j	i	j	j
λ	5.2	5.3	5.7	5.8	5.8	5.8	6.0	6.4	6.5	6.6	6.7	6.9	6.9	6.9	6.9

[59] nolu çalışmada geliştirilen programla, ideal elasto-plastik malzeme kabulü ve plastik kesit kavramı kullanılarak yapılan çözümlemede; yük faktörünün $\lambda_u = 7.169$ 'a eşit olması durumunda sistemin mekanizma durumuna geldiği belirtilmiştir. Uzay çerçeve sisteminde ilk plastikleşen kesit yük faktörünün $\lambda = 5.2$ değeri için 9 nolu çubuğun i ucunda oluşmaktadır. Hesaplama neticesinde plastik kesitlerin 7, 8, 9, 10 nolu kiriş uçları ile 1 ve 11 nolu kolon alt kesitlerinde yoğunlaştığı görülmüştür. Çözümleme sonucu elde edilen yük faktörü – yatay yer değiştirme (λ - δ) eğrisi Şekil 5.10 da verilmiştir. [59] nolu çalışmada yapılan hesaplamalar sonucu bulunan göçme yükü değeri ($\lambda = 7.169$, II nolu eğri) ile yapılan çalışmada bulunan değer (I nolu eğri) arasındaki fark % 3 mertebesinde kalmaktadır.

Şekil 5.10 Yük faktörü- yatay yer değiştirme (λ - δ) diyagramı

5.6 Örnek 5 - Bir Katlı Düzlem Çelik Çerçeve

Geliştirilen algoritmanın kontrolüne yönelik olarak hazırlanan tek katlı düzlem çerçeve sistemini oluşturan çubukların en kesit karakteristikleri [61] nolu referanstan alınmıştır. İncelenen yapının geometrik özellikleri ve hesap yükleri Şekil 5.11 de, kullanılan kesitlere ait özellikler de Tablo 5.12 de düğüm noktası koordinatları ve çubuk yerleşimi Tablo 5.13 de verilmektedir.



Şekil 5.11 Bir katlı düzlem çerçevenin geometrik özellikleri ve hesap yükleri

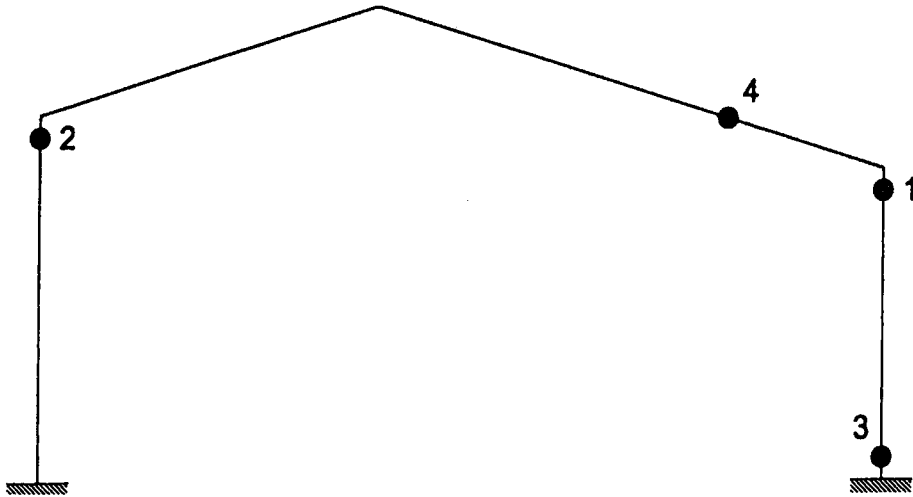
Tablo 5.12. Kesit özellikleri

Malzeme No	E (kN/m ²)	A (cm ²)	I ₁ (cm ⁴)	I ₂ (cm ⁴)	J (cm ⁴)	N _p (kN)	M _{px} (kNm)	M _{py} (kNm)	M _{pz} (kNm)
1	4175 x10 ³	2044	144 x10 ⁵	144 x10 ⁵	288 x10 ⁵	2000	1500	765	765
2	4175 x10 ³	3266	246.4x10 ⁵	246.4x10 ⁵	492.8x10 ⁵	2000	3000	1275	1275
3	4175 x10 ³	2653	193.4x10 ⁵	193.4x10 ⁵	386.8x10 ⁵	2000	2000	1015	1015
4	4175 x10 ³	1716	114 x10 ⁵	114 x10 ⁵	288 x10 ⁵	2000	1300	616	616

Tablo 5.13. Düzüm noktası koordinatları ve çubuk yerleşimi

Düzüm No	X koord. (m)	Y koord (m)	Z koord (m)	Çubuk No	i	j	Malzem e No
1	0.0	0.0	0.0	1	1	2	1
2	0.0	10.0	0.0	2	2	3	1
3	0.0	20.0	0.0	3	3	4	2
4	10.0	23.0	0.0	4	4	5	2
5	20.0	26.0	0.0	5	5	6	3
6	40.0	20.0	0.0	6	6	7	3
7	50.0	17.0	0.0	7	7	8	4
8	50.0	0.0	0.0				

Sistemin artan yükler etkisinde ikinci mertebe teorisine göre elasto-plastik hesabı yapılarak göçme yükü $\lambda = 5.63$ olarak bulunmuştur. Göçmeden önce meydana gelen 4 adet plastikleşen kesitin yerleri ve oluşum sırası Şekil 5.12 de gösterilmiştir. Plastik mafsalların oluşum sırası, oluştukları çubuk ve yük faktörleri de ayrıca Tablo 5.14 de sunulmuştur.

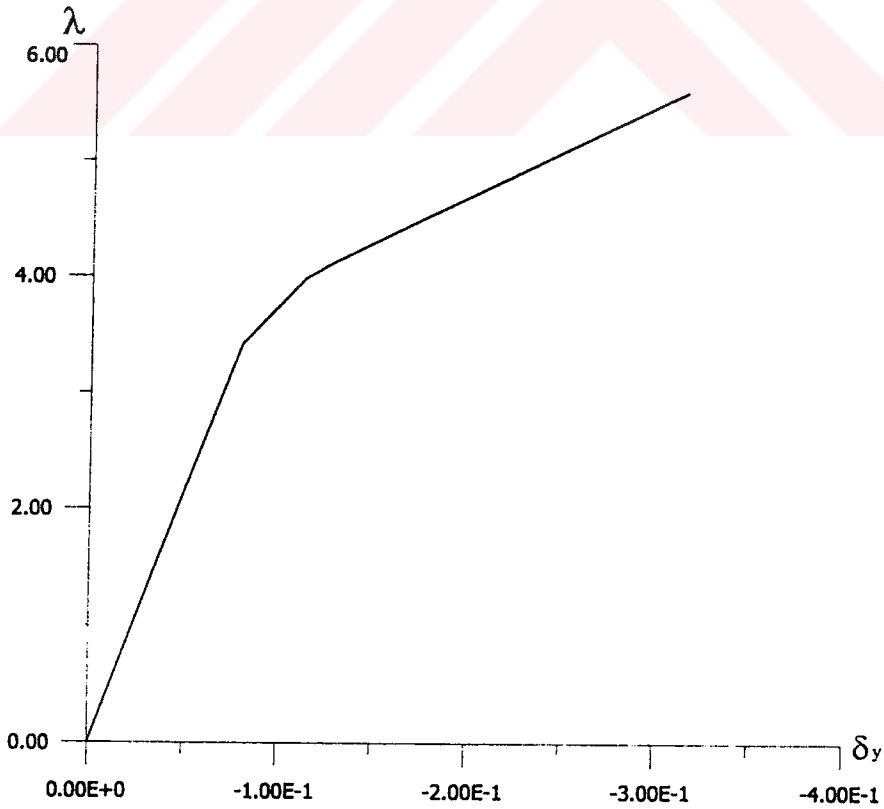


Şekil 5.12 Plastik kesit yerleri ve oluşum sırası

Tablo 5.14. Plastik kesitlerin oluşum sırası,oluştukları çubuk ve yük faktörleri

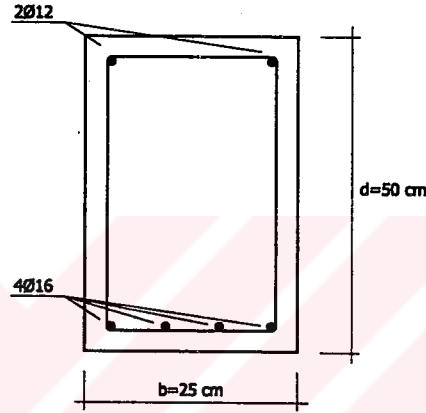
Mafsal No	1	2	3	4
Çubuk No	7	2	7	6
Çubuk Ucu	i	j	j	i
λ	3.42	3.99	4.12	5.63

Geliştirilen programla yapılan analiz sonucu elde edilen yük faktörü – yatay yer değiştirme (λ - δ) eğrisi Şekil 5.13 de verilmiştir. Düzlem çerçeve sisteminde ilk plastikleşen kesit yük faktörünün $\lambda = 3.42$ değeri için 7 nolu çubuğun i ucunda oluşmaktadır. [61] nolu referansta yapılan hesaplamalar sonucu bulunan göçme yükü değeri ($\lambda = 5.73$) ile yapılan çalışmada bulunan değer arasındaki fark % 1.7 mertebesinde kalmaktadır.

Şekil 5.13 Yük faktörü – yatay yer değiştirme (λ - δ) eğrisi

5.7 Örnek 6 – Betonarme Dikdörtgen Bir Kesit İçin Çözümleme

Betonarme çerçevelerin doğrusal olmayan moment-eğrilik diyagramları ve ikinci mertebe etkilerini göz önüne alarak artan yükler altında hesabı ve göçme yüklerinin bulunması için Bölüm 4 de önerilen yöntemin uygulaması amacı ile bu örnek çözülmüş olup bulunan sonuçlar ile başka yöntemle elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. İlk olarak önerilen yöntemle Şekil 5.14 de boyutları ve donatısı verilen betonarme dikdörtgen kesitin moment- eğrilik diyagramı oluşturulacaktır.



Şekil 5.14 Betonarme dikdörtgen kesit

Kullanılan malzeme ve kesit özellikleri;

$$f_{yk} = 420 \text{ N/mm}^2$$

$$E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cu} = 14.2 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ct} = 1.8 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 14200 \text{ N/mm}^2$$

$$A_c = 125000 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 804 \text{ mm}^2$$

olarak verilmiştir [52].

M_{cr} Çatlama momentinin hesabı:

Betonarme kesitte ilk çatlağın meydana geldiği andaki eğilme momenti M_c (4.1) ve (4.2) denklemlerinden;

$$I_G = \frac{25 \times 50^3}{12} + 25 \times 50 (25 - 23.66)^2 + 14.8 \left[8.04 (23.66 - 3)^2 + 2.26 (47 - 23.66)^2 \right]$$

$$I_G = 33167200 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} \Rightarrow n = 14.78$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = 0.00643$$

$$M_{cr} = f_{ctk} \times w_e$$

$$M_{cr} = 18 \times 14018.26$$

$$M_{cr} = 25232900 \text{ Nmm}$$

olarak hesaplanır. Eğilme rijitliği ve eğrilik değerleri ise;

$$(EI)_1 = 142000 \times 331672$$

$$(EI)_1 = 47097.4 \times 10^9 \text{ Nmm}^2$$

$$\varphi_{cr} = \frac{M_{cr}}{(EI)_1} = 0.536 \times 10^{-5} \frac{1}{\text{mm}}$$

olur. Çekme donatısının akma sınırına ulaştığı andaki eğilme momenti ve eğrilik değeri de (4.5) ve (4.6) denklemlerinden;

$$M_y = 3650 \times 0.00643 \times 25 \times 50^2 \times \left[1 - \frac{14.78 \times 0.00643}{3} \left(\sqrt{1 + \frac{2}{14.78 \times 0.00643}} - 1 \right) \right]$$

$$M_y = 122664894 \text{ Nmm}$$

$$\varphi_y = 5.3576 \times 10^{-6} + \frac{(1226648.94 - 252329)}{18.43 \times 10^9}$$

$$\varphi_y = 5.821 \times 10^{-4} \frac{1}{mm}$$

olarak bulunmuştur. Kesitin taşıyabileceği maksimum moment ve eğrilik değerleri benzer şekilde (4.7 - 4.12) denklemlerinden;

$$\beta_1 = 0.5 - \frac{14.2}{700} = 0.48$$

$$\beta_2 = \frac{27 + 0.27 \times 14.2}{28.3 + 14.2} = \frac{30.834}{42.5} = 0.73$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 - \frac{14.2}{57000} = 0.00375$$

$$M_r = 0.00643 \times 25 \times 50 \times 3650 \times (45.63 - 0.48 \times 7.64)$$

$$M_r = 1331 \times 10^5 \text{ Nmm}$$

$$\varphi_r = \frac{0.003 + 0.0155}{45.63}$$

$$\varphi_r = 40.54 \times 10^{-4} \frac{1}{mm}$$

$$\bar{\varphi}_r = \varphi_{rc} + \frac{M_r - M_{cr}}{(EI)_c}$$

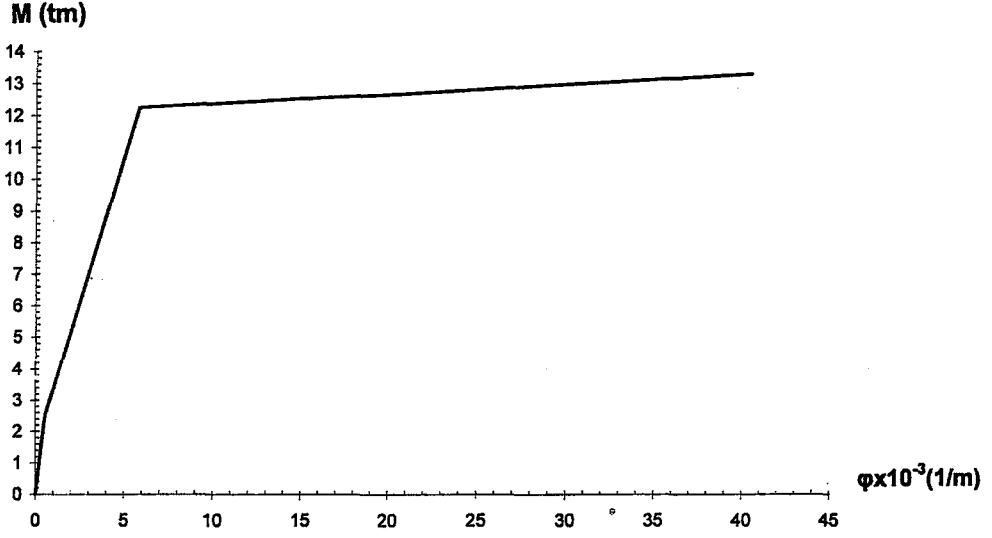
$$\bar{\varphi}_r = 5.3576 \times 10^{-6} + \frac{(13.31 \times 10^{-5} - 2.52 \times 10^{-5})}{18.435 \times 10^9}$$

$$\bar{\varphi}_r = 6.389 \times 10^{-4} \frac{1}{mm}$$

$$(EI)_u = \frac{(1.05 \times 10^5)}{(34.719 \times 10^{-5})}$$

$$(EI)_u = 0.30069 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$$

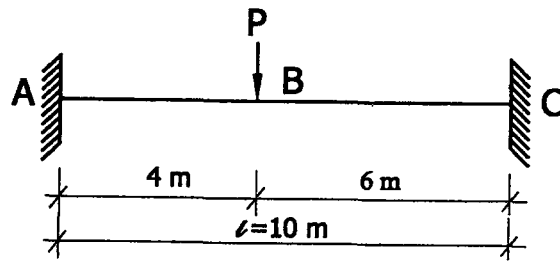
olarak hesaplanır. Bulunan değerler kullanılarak betonarme dikdörtgen kesitin Moment-Eğrilik diyagramı referansta verilen birim sistemi kullanılarak Şekil 5.15 de gösterildiği gibi elde edilmiştir.



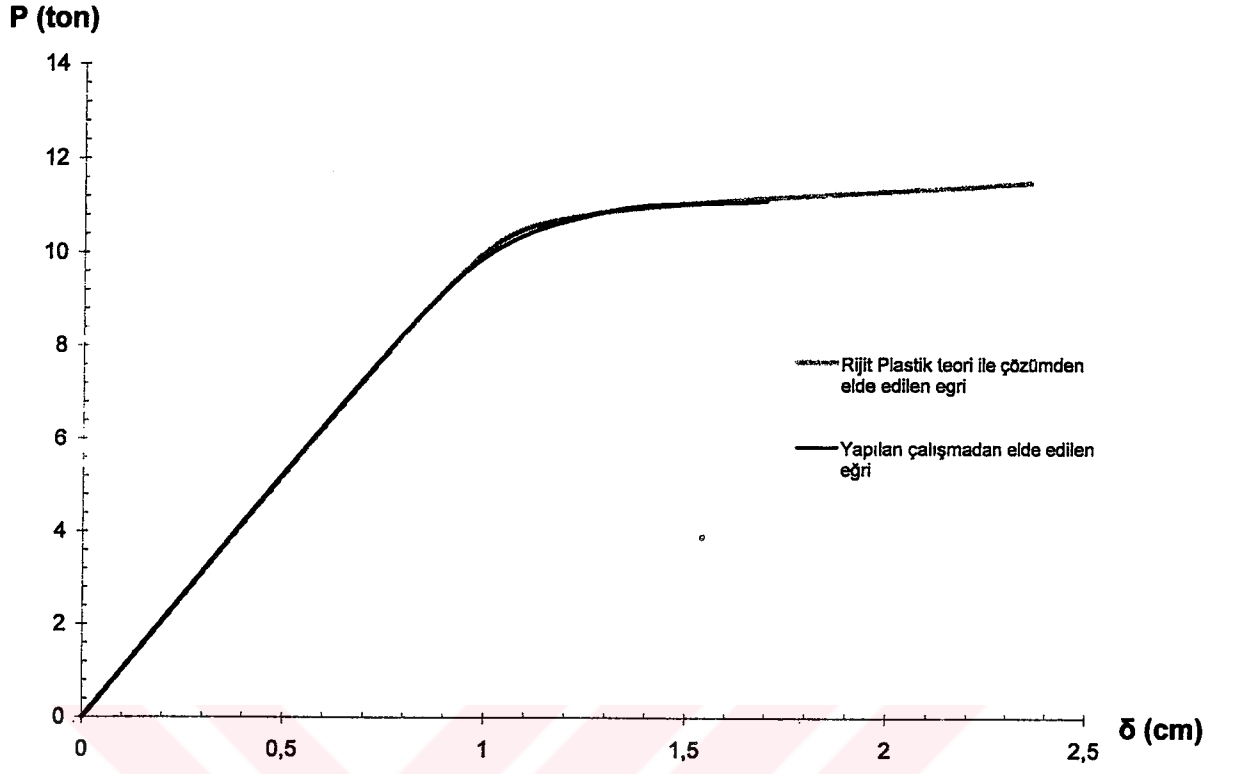
Şekil 5.15 Moment-Eğrilik diyagramı

Moment- Eğrilik diyagramı belirlenen betonarme dikdörtgen kesit kullanılarak Şekil 5.16 da yükleme durumu verilen sistemin Bölüm 4.4 de anlatılan yöntem izlenerek çözümü yapılmış ve yük-yer değiştirme diyagramı elde edilmiştir.

Ayrıca yapılan çözümleme ile rijit-plastik teori çözüm sonuçları Şekil 5.17 de karşılaştırılmıştır. Bu diyagramlara göre sonuçların birbiri ile uygunluğu görülmüştür.



Şekil 5.16 Düzlem sistemin geometrik özellikleri



Şekil 5.17 Yük- yer değiştirme diyagramı

BÖLÜM 6 TARTIŞMA VE SONUÇLAR

Yapı sistemlerinin; artan yükler altında malzemenin doğrusal olmaması (Bünye denklemleri olan Gerilme- Şekil değiştirme ve Moment- Eğrilik bağıntılarının doğrusal olmaması) ve ikinci mertebe etkilerini göz önüne alarak, hesaplanması ve göçme yüklerinin bulunması amacıyla yapılan çalışmadan elde edilen sonuçlar aşağıda sıralanmıştır:

1. Malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan çubuk sistemlerin ikinci mertebe teorisine göre elasto-plastik hesabı ve göçme yüklerinin belirlenmesi amacıyla bir bilgisayar programı geliştirilmiştir.
2. Geliştirilen bilgisayar programı Bölüm 3.1 deki şartları sağlayan bütün çubuk sistemlere uygulanabilmektedir.
3. Doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin plastik kesit adı verilen belirli kesitlerde toplandığı kabul edilmektedir.
4. Programla yatay yüklere oranla daha az değişim gösteren düşey yüklerin sabit değerleri altında ve artan yatay yükler içinde hesap yapılabilir.
5. Yapı sistemini oluşturan çubuk elemanlarının eksenel kuvvetlerinin başlangıçta sıfır olduğu kabul edilmekte ($\rho=0$ olduğundan ϕ fonksiyonları bire eşit olmakta ve rijitlik matrisi 1. Mertebe rijitlik matrisi haline gelmektedir) ve sistem lineer elastik olarak çözülmektedir. Çözüm ile bulunan normal kuvvetler kullanılarak çubuk rijitlik matrisleri ϕ fonksiyonları yardımıyla yeniden oluşturulmakta ve yapı tekrar çözülerek çubuk uç kuvvetleri hesaplanmaktadır. Böylece yapı sisteminin çözümünde II. Mertebe etkileri hesaba katılabilmektedir.
6. İncelenen yapı sistemlerinin ikinci mertebe teorisine göre çözüm sonuçları, çok katlı yapıların boyutlandırılmasında ve çözümleme aşamasında geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisinin göz önüne alınması gerektiğini göstermiştir.
7. Yapılan çalışmada esas alınan yöntem; bir taraftan stabilite fonksiyonlarını kullanarak normal kuvvetlerin elemanın rijitliği üzerindeki etkisini, diğer taraftan da her plastik mafsallın meydana gelişinde rijitlik matrisini sistematik

olarak değiştirerek plastik mafsalların etkisini göz önüne alan, bir matris - yer değiştirme yöntemidir.

8. Yapı sisteminde artan dış yüklerden dolayı herhangi bir çubuk eleman kesitindeki uç kuvvetler, akma şartının belirlediği sınır durumlara ulaşmakta ve o kesitte plastik mafsallık meydana gelmektedir. Yük artışının devam etmesi ile yapının başka noktalarında plastik mafsallar meydana gelmektedir. Her plastik mafsallık oluşumundan sonra, o düğüm noktasındaki θ_A dönmesine ilave serbestlikler olarak üç adet $\theta_{hx}, \theta_{hy}, \theta_{hz}$ mafsallık dönmeleri eklenmektedir. Mafsallık oluşumu nedeni ile bu üç adet $\theta_{hx}, \theta_{hy}, \theta_{hz}$ ilave serbestlik dereceleri $\underline{X}$ düğüm noktası yer değiştirme vektörüne, M_{px}, M_{py}, M_{pz} plastik mafsallık momentleri $\underline{L}$ yük vektörüne ve birim yer değiştirme sabitleri ise $\underline{K}$ sistem rijitlik matrisine ilavesi yapılmakta ve böylece genişletilmiş denklem takımı elde edilmektedir. $\underline{L} = \underline{K} \underline{X}$ düğüm noktası denge denklemi, her plastik mafsallık oluşumu sonrası ilave serbestliklerin denklem takımına eklenmesi ile yeniden oluşturulmaktadır. Dolayısıyla her plastik mafsallık oluşumunda yapının yeniden çözümlenmesi gerekmektedir. Her plastik mafsallık meydana gelişi çerçevenin rijitliğinde bir azaltma yapmakta, herhangi bir aşamada çerçevenin rijitliği negatif bir değer almakta ve göçme meydana gelmektedir. Yapılan çözümleme sırasında her yük artımı ve yeni bir plastik mafsallık oluşumundan sonra sistemin rijitlik matrisinin determinantına bakılmaktadır. Determinant negatif ise çerçeve göçme yüküne erişmiş sayılmaktadır. Bu nedenle hesaba son verilmektedir. Ayrıca yük- yer değiştirme diyagramları herhangi bir yük faktörüne veya göçmeye kadar çizilebilmektedir. Yöntem özellikle çelik çerçevelerde uygulanabilmektedir.
9. Geliştirilen program kullanılarak çözülen örneklerde plastik mafsalların kolonlarda da oluştuğu görülmüştür. Bu durum boyutlandırma da kuvvetli kolon- zayıf kiriş yaklaşımının dikkate alınması gerektiğini ortaya çıkarmaktadır.
10. Bölüm 4 de verilen yarı amprik yöntemle; betonarme kesitlerin moment- eğrilik diyagramları, kolaylıkla ve pratik amaçlara hizmet edebilecek şekilde elde edilmektedir.

11. Program, eşdeğer çubuk sisteminde sonlu elemanlarla idealleştirilebilen yüzeysel yapı sistemlerinin ikinci mertebe elasto-plastik hesabına uygulanacak şekilde genişletilmeye açıktır. Ayrıca bundan sonra yapılacak çalışmalar ile dinamik analiz opsiyonu ilave edilebilecektir.
12. Yapılan çalışmada geliştirilen program kullanılarak çözülen örneklerden elde edilen sonuçlar, şekillerde verilmiş ve literatürde mevcut sonuçlarla uyumlu olduğu görülmüştür.
13. Yapı sistemlerinin göçme yüklerinin bulunması ve işletme yükü ile karşılaştırılması sonrası göçme güvenliği belirlenmektedir. Böylece yapılar göçme yüküne göre boyutlandırılarak yeteri bir güvenlik ve ekonomi sağlanacaktır.
14. Günümüzde özellikle ülkemiz için en önemli konu haline gelen deprem yüklerinin yapının boyutlandırılmasında gerçek etkilerinin gözönüne alınması imkanını da sağlayacaktır. Bunun için çalışmanın devam edecek ileri aşamalarında yük-şekil değiştirme davranışının tekrarlı yük altındaki şekil değiştirme davranışının belirlenmesi ile söz konusu problemin çözümünde geliştirilen model çözüm üretebilecektir.
15. Yapı bilim dalının pek yakın gelecekte izlediği eğilimin sonucu olarak kazanacağı “Yapıların Performans Değerlendirilmesi” konusunda da model ümit vermektedir. Yapıların performans değerlendirilmesi; proje müellifi ve inşaat mühendisinin yapı sahibine sunduğu tek alternatifli sonuç önerisi yerine, yapı sahibinin önceden belirlediği, özellikle yapının tamamen göçebilmesi, orta hasarlı olması veya hafif hasarlı olması konularını toplam kalite yönetimi anlayışı çerçevesinde müşteri(yapı sahibi) memnuniyetinin esas alınması felsefesidir. Böylece fonksiyonel tanımları önceden belirlenen yapıların projelendirilmesi ve kullanılması mümkün olabilecektir.

KAYNAKLAR

- [1] ÇELİK, T., Elastik- Plastic Analysis of Complete Structures with Shear Walls and Frames, Ph. D. Thesis, Department of Civil Engineering University of Aston in Birmingham, (July 1977)
- [2] ÇELİK, T., The theorems of Structural Variation and their Application in the Elastic-Plastic Analysis of Frames, I.D.M.M.A Dergisi, sayı 5., Istanbul, (1979)
- [3] ÇELİK, T., Nonlinear Moment- Curvature Analysis by Means of the Theorems of Structural Variation, I.D.M.M.A Dergisi, sayı 6., Istanbul, (1981)
- [4] ÇELİK, T., Uzay Çerçeveler Plak ve Perdelerde Genelleştirilmiş Yapısal Değişim Teoremleri, Doçentlik Tezi, İ.T.Ü, (1982)
- [5] MUTO, K., A Seismic Design Analysis of Buildings, Maruzen Company, Ltd., Tokyo, Japan, (1974)
- [6] ROSMAN, R., Approximate Analysis of Shear Wall Subjected to Lateral Loads, ACI Journal, Proceedings, 61, No: 6, 717-734, (June, 1964)
- [7] MACLEOD, I.A., and HOSNY, H.M., Frame Analysis of Shear Wall Cores, Proceedings, ASCE, 103, No: ST10, 2037-2047 (October,1977), MACLEOD, I.A. and HOSNY, H.M., Frame Analysis of Shear Wall Cores, Proceedings, ASCE, 103, No: ST10, 2037-2047 (October, 1977).
- [8] KRISTEK, V., Folded Plate Approach to Analysis of Shear Wall Systems and Frame Structures, Institution of Civil Engineers, Proceedings, Part 2, 67, 1065-1075 (December, 1979)
- [9] SMITH, B.S. and GIRGIS, A., Deficiencies in the Wide Column Analogy for Shear Wall Core Analysis, Concrete International, London, (April, 1986).

- [10] SMITH, B.S. and GIRGIS, A., Simple Analogous Frames for Shear Wall Analysis, Journal of Structural Engineering, Proceedings, ASCE, 110, No: 11 2655-2666, (November, 1984)
- [11] LEW, I.P., and NAROV, F., Three- Dimensional Equivalent Frame Analysis of Shear Walls, Concrete International, 25-30 (October, 1983).
- [12] CHAKRABARTI, S.C., NAYAK, G.C., and PAUL D.K., Structural Behaviour of Prefabricated Shear, Journal of Structural Engineering, ASCE, Proceedings, 114, No: 4, 856-868 (April 1988)
- [13] WILSON, E.L., DOVEY, H.H., and HABIBULLAH A., Three dimensional Analysis of Building Systems- TABS90, Computers and Structures, Inc., University Avenue, Berkeley, California, USA, (June, 1994)
- [14] WILSON, E.L., DOVEY, H.H., Three Dimensional Analysis of Building Systems- (Extended Version), Report No, Eere 75-13, College of Engineering, University of California, Berkeley, California, (April, 1980)
- [15] MAISON, B.F. and NEUSS, C.F., Super ETABS, An Enhanced Version of the ETABS Program, College of Engineering, University of California, Berkeley, California, (1983)
- [16] HEJAL, R., and CHOPRA, A.K., Earthquake Response of Torsionally Coupled, Frame Buildings, Journal of Structural Engineering, ASCE, 115, No: 4, 834-851 (April, 1988)
- [17] HEJAL, R., and CHOPRA, A.K., Lateral- Torsional Coupling in Earthquake Response of Frame Buildings, Journal of Structural Engineering, ASCE, 115, No: 4, 852-867 (April, 1988)

- [18] DARIO, J., and OCHOA, A., Seismic Behaviour of Slender Coupled Wall Systems, Journal of Structural Engineering, ASCE, 113, No:10, 2221-2235 (October,1987)
- [19] BEHR, and HENRY, R.M., Potential Errors in Approximate Methods of Structural Analysis, Journal of Structural Engineering, ASCE, 115, No:4, 1002-1005 (April,1989)
- [20] TSO, W.K., Static Eccentricity Concept for Torsional Moment Estimations, Journal of Structural Engineering, ASCE, 116, No: 5, (May, 1990)
- [21] BATHE, K.J., WILSON, E.L. and PETERSON, F.E., A Structural Analysis Program for Static and Dynamic Response of Linear Systems SAPIV, College of Engineering, University of California, Berkeley, California, (June, 1975)
- [22] WILSON, E.L., and HABIBULLAH, A., SAP2000, Structural Analysis Programs, Computers and Structures, Inc., University Avenue, Berkeley, California, USA, (1995)
- [23] STRUCTURAL DESIGN LANGUAGE ASTEC/STRUDL, Application Systems Technology, Inc., (1987)
- [24] ÖZTORUN, N.K., ÇITIPITIOĞLU, E. and AKKAŞ, N., Mesh Generation and Data Structures for the Finite Element Analysis of Shear Wall Buildings, Computers & Structures, Edinburgh, UK,(1997)
- [25] ÖZTORUN, N.K., ÇITIPITIOĞLU, E. and AKKAŞ, N., Mesh Generation and Data Structures for the Finite Element Analysis of Shear Wall Buildings, Developments in Computational Techniques For Structural Engineering, Civil-Comp Press, 367-382, Edinburgh, UK, (1995)

- [26] ÖZTORUN, N.K., ÇİTİPİTİOĞLU, E. and AKKAŞ, N., Three- Dimensional Finite Element Analysis of Shear Wall Buildings, Computers & Structures, Vol.68, No.1-3, pp. 41-45, (1998)
- [27] ÖZTORUN, N.K., Perde Duvarlı Yüksek Yapıların Bilgisayarla Analizi İçin Üç Boyutlu Bir Yöntem, Gazi Üniversitesi, M.M.F. Dergisi, Cilt 12, Sayı 1, (1997)
- [28] ÖZTORUN, N.K., ÇİTİPİTİOĞLU, E. ve YILMAZ, Ç., Çok Katlı Betonarme Perdeli Yapıların Bilgisayarla Statik Analizi, I. Ulusal İnşaat & Çevre Sempozyumu, (Eylül,1994)
- [29] ÖZTORUN, N. K., Computer Analysis of Multi-Storey Building Structures, Ph.D. Thesis in Civil Engineering M.E.T.U., Turkey, (September, 1994)
- [30] ÖZTORUN, N.K., Tünel Kalıpla İnşa Edilen Binalarda Döşeme ve Zemin Rijitliğinin Perde Duvarlar Üzerindeki Etkisi, Gazi Üniversitesi, M.M.F. Dergisi, Cilt 12, Sayı 1, Ankara (Aralık, 1997)
- [31] ERDEM, D., ÖZTORUN, N.K., ÇİTİPİTİOĞLU, E. and AKKAŞ, N., Finite Element Analysis of Coupled Shear Walls With Slitted Connecting Beams, The Second International Conference in Civil Engineering on Computer Applications, Research and Practice., Volume 1, 215-222, Bahrain, (6-8 April 1996)
- [32] ÖZTORUN, N.K., ÇİTİPİTİOĞLU, E. and AKKAŞ, N., Computerized Investigation of the Common Assumptions for the Analysis of Shear Wall Buildings, Proc. Of the International Conference on Computational Methods in Structural and Geotechnical Engineering, V.1, 170-175, Hong Kong (Dec, 1994)
- [33] LASSEN, T., Optimum Design of Three- Dimensional Framework Structures, Journal of Structural Engineering, Vol. 119, No. 3, pp. 713-727 (March 1993)
- [34] WHITE, M.W., DOLAN, J.D., Nonlinear Shear- Wall Analysis, Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 11, pp. 1629-1635 (November 1995)

- [35] AURA, C., Stiffness Matrix for Nonlinear Analysis of Thin- Walled Frames, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 118, No. 9, pp. 1859-1875, (September 1992)
- [36] AYOUB, A., FILIPPOU, F.C., Nonlinear Finite- Element Analysis of RC Shear Panels and Walls, Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No. 3, pp. 298-308 (March 1998)
- [37] GUMMADI, L.N.B., PALAZOTTO, A. N., Nonlinear Analysis of Beams and Arches Undergoing Large Rotations, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 123, No. 4, pp. 394-398, (April 1997)
- [38] PROKIC, A., Material Nonlinear Analysis of Thin-Walled Beams, Journal of Structural Engineering, Vol. 120, No. 10, pp. 2840-2852, (October 1994)
- [39] DI, S., CHEUNG, Y.K., Nonlinear Analysis of RC Shell Structures Using Laminated Element I, Journal of Structural Engineering, Vol. 119, No. 7, pp. 2059-2073, (July 1993)
- [40] KUO, S. R., YANG, Y.B., CHOU, J.H., Nonlinear Analysis of Space Frames with Finite Rotations, Journal of Structural Engineering, Vol. 119, No. 1, pp. 1-15, (January 1993)
- [41] AL-BERMANI, F.G.A., KITIPORNCHAI, S., Elastoplastic Nonlinear Analysis of Flexibly Jointed Space Frames, Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 1, pp. 108-127, (January 1993)
- [42] TORKAMANI, M.A.M., SÖNMEZ, M., CAO, J., Second-Order Elastic Plane-Frame Analysis Using Finite-Element method, Journal of Structural Engineering, Vol. 123, No. 9, pp. 1225-1235, (September 1997)

- [43] LEFAS, I.D., KOTSOVOS, M.D., NLFE Analysis of RC Structural Walls and Design Implications, Journal of Structural Engineering, Vol. 116, No.1, pp. 146-164, (January 1990)
- [44] HOLZER, S.M., BRADSHAW, J.C., SOMERS, A.E., Finite Response of Inelastic RC Structures, Journal of Structural Division, Vol. 105, No. 1, pp. 17-33, (January 1979)
- [45] MILNER, H.R., Interactive Nonlinear Structural Analysis, Journal of Structural Division, Vol. 102, No. 7, pp. 1353-1364, (July 1976)
- [46] BARZEGAR, F., MADDIPUDI, S., Three- Dimensional Modeling of Concrete Structures I: Plain Concrete Journal of Structural Engineering, Vol. 123, No. 10, pp. 1339-1346, (October 1997)
- [47] BARZEGAR, F., MADDIPUDI, S., Three- Dimensional Modeling of Concrete Structures II: Reinforced Concrete, Journal of Structural Engineering, Vol. 123, No. 10, pp. 1347-1356, (October 1997)
- [48] EDWARDS, N.P., BILLINGTON, D.P., FE Analysis of Tucker High School Roof Using Nonlinear Geometry and Creep, Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No. 9, pp. 984-991 (September 1998)
- [49] PARK, H., KLINGNER R.E., Nonlinear Analysis of RC Members Using Plasticity with Multiple Failure Criteria, Journal of Structural Engineering, Vol. 123, No. 5, pp. 643-651, (May 1997)
- [50] FRANGOPOL, D.M., LEE, Y.H., WILLAM K.J., Nonlinear Finite Element Reliability Analysis of Concrete, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 123, No. 4, pp. 394-398, (April 1997)

- [51] DI, S., CHEUNG, Y.K., Nonlinear Analysis of RC Shell Structures Using Laminated Element II, Journal of Structural Engineering, Vol. 119, No. 7, pp. 2074-2094, (July 1993)
- [52] ÇAKIROĞLU, A., ÖZER, E., Malzeme ve Geometri Değişimi Bakımından Lineer Olmayan Sistemler, Cilt 1, İ.T.Ü. Kütüphanesi, İstanbul, (1980)
- [53] GİRĞİN, K., Betonarme Yapı Sistemlerinde İkinci Mertebe Limit Yükün ve Göçme Güvenliğinin Belirlenmesi İçin Bir Yük Artımı Yöntemi, Doktora Tezi, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, (Ocak 1996)
- [54] CHAN, H.C., CHEUNG, Y.K., HUANG, Y.P., Nonlinear Modeling of Reinforced Concrete Structures, Computers& Structures, Vol.53, No.5, pp.1099-1107, (1994)
- [55] BAKER, A.L.L., AMARAKONE, A.M.N., Inelastic Hyper Static Frames Analysis, International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE-ACI, No. SP 12, pp.85-142, (1965)
- [56] RIVA, C., COHN, M.Z., Rotation Capacity of Structural Concrete Members, Magazine of Concrete Research, Vol.46, No.168, pp.223-234, (1994)
- [57] ALI, M.M., GRIERSON, D.E., Nonlinear Design of Reinforced Concrete Framework, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 112, No. 10, pp. 2216-2233, (1986)
- [58] ORAKDÖĞEN, E., Uzay Çubuk Sistemlerde İkinci Mertebe Limit Yük İçin Yapı Ağırlığını Minimum Yapan Bir Boyutlandırma Yöntemi, Doktora Tezi, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, (1994)
- [59] İRTEM, E., Uzay Çubuk Sistemlerde İkinci Mertebe Limit Yükün Hesabı İçin Bir Yük Artımı Yöntemi, Doktora Tezi, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, (1991)

- [60] MAJID, K.I., Non-Linear Structures, Butterworths, London (1972)
- [61] GHALI, A., NEVILLE A.M., Structural Analysis, Chapman & Hall Ltd., London, (1977)



ÖZGEÇMİŞ

1970 yılında Antalya’da doğdu. İlkokul öğrenimini Antalya Merkez Çamköy İlkokulu’nda 1981 yılında tamamladı. Orta öğrenimini 1984 yılında İstiklal Ortaokulu ve 1987 yılında Antalya Lisesi’nde tamamladı. Akdeniz Üniversitesi Isparta Mühendislik Fakültesinden 1991 yılında İnşaat Mühendisi olarak mezun oldu. İstanbul Teknik Üniversitesinde Yüksek Lisans eğitimine 1991 yılında başladı ve 1 yıl süreli İngilizce eğitimi aldı. 1992 yılında İstanbul Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında Yüksek Lisans Eğitime başladı ve 1995 yılında İnşaat Yüksek Mühendisi olarak mezun oldu. Aynı yıl Doktora öğrenimine başlayan Turgay ÇOŞGUN, 1993 yılında İstanbul Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Yapı Anabilim Dalında Araştırma Görevlisi olarak atandığı görevine halen devam etmektedir. Evli ve bir çocuk babasıdır.

[illegible]

[illegible]

Ek C Uzay Çerçeve Elemanı İçin $A, (R)$ Dönüşüm Matrisi

Yapılan çalışmada global eksenlerdeki büyüklüklerin çubuk yerel eksenlerine dönüştürülmesi amacıyla tanımlanan $A, (R)$ dönüşüm matrisi, global eksen takımının çubuk eksen takımına göre doğrultman kosinüslerinden oluşmaktadır. Bir uzay çerçeve çubuk elemanının $[R]$ dönüşüm matrisi;

$$[R] = \begin{bmatrix} [R_T] & 0 & 0 & 0 \\ 0 & [R_T] & 0 & 0 \\ 0 & 0 & [R_T] & 0 \\ 0 & 0 & 0 & [R_T] \end{bmatrix} \quad (C.1)$$

şeklinde $[R_T]$ alt matrislerden oluşur. $[R_T]$ alt matrisinin herbiri 3x3 boyutunda olup matrisi oluşturan elemanlar aşağıda tanımlanmıştır.

$$[R_T] = \begin{bmatrix} C_1 & C_2 & C_3 \\ C_4 & C_5 & C_6 \\ C_7 & C_8 & C_7 \end{bmatrix} \quad (C.2)$$

$X_1, Y_1, Z_1, X_2, Y_2, Z_2$ 1 ve 2 nolu çubuk uçlarının global eksenlerdeki koordinatlar olmak üzere;

$$\begin{aligned} DX &= X_2 - X_1 \\ DY &= Y_2 - Y_1 \\ DZ &= Z_2 - Z_1 \\ L &= \sqrt{(DX)^2 + (DY)^2 + (DZ)^2} \\ B &= \sqrt{C_1^2 + C_3^2} \end{aligned} \quad (C.3)$$

uzay çubuk elemanın C_1, C_2, C_3 doğrultman kosinüsleri ile $[R_T]$ alt matrisinin diğer elemanları aşağıdaki şekilde elde edilir.

$$\begin{aligned}
C_1 &= \frac{DX}{L} & C_2 &= \frac{DY}{L} & C_3 &= \frac{DZ}{L} \\
C_4 &= \frac{-C_1.C_2.\cos a - C_3.\sin a}{B} \\
C_5 &= B.\cos a \\
C_6 &= \frac{-C_2.C_3.\cos a + C_1.\sin a}{B} \\
C_7 &= \frac{C_1.C_2.\sin a - C_3.\cos a}{B} \\
C_8 &= -B.\sin a \\
C_9 &= \frac{C_2.C_3.\sin a + C_1.\cos a}{B}
\end{aligned} \tag{C.4}$$

Burada a : eğim açısı çubuk elemanın yerel y eksenini (2. eksenini) ile global Y eksenini arasındaki açıyı ifade etmektedir.

EK D : Örnek 1 Giriş Data Bilgileri

NODAL POINTS COORDINATES:

NODE	X-COORD.	Y-COORD.	Z-COORD.
1	0,000	35,500	6,000
2	0,000	35,500	4,000
3	0,000	35,500	2,000
4	0,000	35,500	0,000
5	7,500	35,500	6,000
6	7,500	35,500	4,000
7	7,500	35,500	2,000
8	7,500	35,500	0,000
9	2,500	35,500	6,000
10	5,000	35,500	6,000
11	2,500	35,500	0,000
12	5,000	35,500	0,000
13	0,000	32,000	6,000
14	0,000	32,000	4,000
15	0,000	32,000	2,000
16	0,000	32,000	0,000
17	7,500	32,000	6,000
18	7,500	32,000	4,000
19	7,500	32,000	2,000
20	7,500	32,000	0,000
21	2,500	32,000	6,000
22	5,000	32,000	6,000
23	2,500	32,000	0,000
24	5,000	32,000	0,000
25	0,000	28,500	6,000
26	0,000	28,500	4,000
27	0,000	28,500	2,000
28	0,000	28,500	0,000
29	7,500	28,500	6,000
30	7,500	28,500	4,000
31	7,500	28,500	2,000
32	7,500	28,500	0,000
33	2,500	28,500	6,000
34	5,000	28,500	6,000
35	2,500	28,500	0,000
36	5,000	28,500	0,000
37	0,000	25,000	6,000
38	0,000	25,000	4,000
39	0,000	25,000	2,000
40	0,000	25,000	0,000
41	7,500	25,000	6,000
42	7,500	25,000	4,000
43	7,500	25,000	2,000
44	7,500	25,000	0,000
45	2,500	25,000	6,000
46	5,000	25,000	6,000
47	2,500	25,000	0,000
48	5,000	25,000	0,000
49	0,000	21,500	6,000
50	0,000	21,500	4,000
51	0,000	21,500	2,000
52	0,000	21,500	0,000
53	7,500	21,500	6,000
54	7,500	21,500	4,000
55	7,500	21,500	2,000
56	7,500	21,500	0,000
57	2,500	21,500	6,000
58	5,000	21,500	6,000
59	2,500	21,500	0,000
60	5,000	21,500	0,000
61	0,000	18,000	6,000
62	0,000	18,000	4,000
63	0,000	18,000	2,000
64	0,000	18,000	0,000
65	7,500	18,000	6,000
66	7,500	18,000	4,000

67	7,500	18,000	2,000
68	7,500	18,000	0,000
69	2,500	18,000	6,000
70	5,000	18,000	6,000
71	2,500	18,000	0,000
72	5,000	18,000	0,000
73	0,000	14,500	6,000
74	0,000	14,500	4,000
75	0,000	14,500	2,000
76	0,000	14,500	0,000
77	7,500	14,500	6,000
78	7,500	14,500	4,000
79	7,500	14,500	2,000
80	7,500	14,500	0,000
81	2,500	14,500	6,000
82	5,000	14,500	6,000
83	2,500	14,500	0,000
84	5,000	14,500	0,000
85	0,000	11,000	6,000
86	0,000	11,000	4,000
87	0,000	11,000	2,000
88	0,000	11,000	0,000
89	7,500	11,000	6,000
90	7,500	11,000	4,000
91	7,500	11,000	2,000
92	7,500	11,000	0,000
93	2,500	11,000	6,000
94	5,000	11,000	6,000
95	2,500	11,000	0,000
96	5,000	11,000	0,000
97	0,000	7,500	6,000
98	0,000	7,500	4,000
99	0,000	7,500	2,000
100	0,000	7,500	0,000
101	7,500	7,500	6,000
102	7,500	7,500	4,000
103	7,500	7,500	2,000
104	7,500	7,500	0,000
105	2,500	7,500	6,000
106	5,000	7,500	6,000
107	2,500	7,500	0,000
108	5,000	7,500	0,000
109	0,000	4,000	6,000
110	0,000	4,000	4,000
111	0,000	4,000	2,000
112	0,000	4,000	0,000
113	7,500	4,000	6,000
114	7,500	4,000	4,000
115	7,500	4,000	2,000
116	7,500	4,000	0,000
117	2,500	4,000	6,000
118	5,000	4,000	6,000
119	2,500	4,000	0,000
120	5,000	4,000	0,000
121	0,000	0,000	6,000
122	0,000	0,000	0,000
123	7,500	0,000	6,000
124	7,500	0,000	0,000

NODAL POINTS RESTRAINS:

NN	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0	0
16	0	0	0	0	0	0
17	0	0	0	0	0	0
18	0	0	0	0	0	0
19	0	0	0	0	0	0
20	0	0	0	0	0	0
21	0	0	0	0	0	0
22	0	0	0	0	0	0
23	0	0	0	0	0	0
24	0	0	0	0	0	0
25	0	0	0	0	0	0
26	0	0	0	0	0	0
27	0	0	0	0	0	0
28	0	0	0	0	0	0
29	0	0	0	0	0	0
30	0	0	0	0	0	0
31	0	0	0	0	0	0
32	0	0	0	0	0	0
33	0	0	0	0	0	0
34	0	0	0	0	0	0
35	0	0	0	0	0	0
36	0	0	0	0	0	0
37	0	0	0	0	0	0
38	0	0	0	0	0	0
39	0	0	0	0	0	0
40	0	0	0	0	0	0
41	0	0	0	0	0	0
42	0	0	0	0	0	0
43	0	0	0	0	0	0
44	0	0	0	0	0	0
45	0	0	0	0	0	0
46	0	0	0	0	0	0
47	0	0	0	0	0	0
48	0	0	0	0	0	0
49	0	0	0	0	0	0
50	0	0	0	0	0	0
51	0	0	0	0	0	0
52	0	0	0	0	0	0
53	0	0	0	0	0	0
54	0	0	0	0	0	0
55	0	0	0	0	0	0
56	0	0	0	0	0	0
57	0	0	0	0	0	0
58	0	0	0	0	0	0
59	0	0	0	0	0	0
60	0	0	0	0	0	0
61	0	0	0	0	0	0
62	0	0	0	0	0	0
63	0	0	0	0	0	0
64	0	0	0	0	0	0
65	0	0	0	0	0	0
66	0	0	0	0	0	0
67	0	0	0	0	0	0
68	0	0	0	0	0	0
69	0	0	0	0	0	0
70	0	0	0	0	0	0

71	0	0	0	0	0	0
72	0	0	0	0	0	0
73	0	0	0	0	0	0
74	0	0	0	0	0	0
75	0	0	0	0	0	0
76	0	0	0	0	0	0
77	0	0	0	0	0	0
78	0	0	0	0	0	0
79	0	0	0	0	0	0
80	0	0	0	0	0	0
81	0	0	0	0	0	0
82	0	0	0	0	0	0
83	0	0	0	0	0	0
84	0	0	0	0	0	0
85	0	0	0	0	0	0
86	0	0	0	0	0	0
87	0	0	0	0	0	0
88	0	0	0	0	0	0
89	0	0	0	0	0	0
90	0	0	0	0	0	0
91	0	0	0	0	0	0
92	0	0	0	0	0	0
93	0	0	0	0	0	0
94	0	0	0	0	0	0
95	0	0	0	0	0	0
96	0	0	0	0	0	0
97	0	0	0	0	0	0
98	0	0	0	0	0	0
99	0	0	0	0	0	0
100	0	0	0	0	0	0
101	0	0	0	0	0	0
102	0	0	0	0	0	0
103	0	0	0	0	0	0
104	0	0	0	0	0	0
105	0	0	0	0	0	0
106	0	0	0	0	0	0
107	0	0	0	0	0	0
108	0	0	0	0	0	0
109	0	0	0	0	0	0
110	0	0	0	0	0	0
111	0	0	0	0	0	0
112	0	0	0	0	0	0
113	0	0	0	0	0	0
114	0	0	0	0	0	0
115	0	0	0	0	0	0
116	0	0	0	0	0	0
117	0	0	0	0	0	0
118	0	0	0	0	0	0
119	0	0	0	0	0	0
120	0	0	0	0	0	0
121	1	1	1	1	1	1
122	1	1	1	1	1	1
123	1	1	1	1	1	1
124	1	1	1	1	1	1

NODAL POINT LOADS:

[illegible]

ELEMENTS CONNECTIVITY FOR FRAME NUMBERS

ELEMENT	MATERIAL	NODE	NUMBERS
1	1	1	2
2	1	2	3
3	1	3	4
4	1	5	6
5	1	6	7
6	1	7	8
7	2	1	9
8	2	9	10
9	2	10	5
10	2	4	11
11	2	11	12
12	2	12	8
13	1	13	14
14	1	14	15
15	1	15	16
16	1	17	18
17	1	18	19
18	1	19	20
19	2	13	21
20	2	21	22
21	2	22	17
22	2	16	23
23	2	23	24
24	2	24	20
25	4	25	26
26	4	26	27
27	4	27	28
28	4	29	30
29	4	30	31
30	4	31	32
31	5	25	33
32	5	33	34
33	5	34	29
34	5	28	35
35	5	35	36
36	5	36	32
37	4	37	38
38	4	38	39
39	4	39	40
40	4	41	42
41	4	42	43
42	4	43	44
43	5	37	45
44	5	45	46
45	5	46	41
46	5	40	47
47	5	47	48
48	5	48	44
49	7	49	50
50	7	50	51
51	7	51	52
52	7	53	54
53	7	54	55
54	7	55	56
55	8	49	57
56	8	57	58
57	8	58	53
58	8	52	59
59	8	59	60
60	8	60	56
61	7	61	62
62	7	62	63
63	7	63	64
64	7	65	66
65	7	66	67
66	7	67	68
67	8	61	69
68	8	69	70
69	8	70	65

70	8	64	71
71	8	71	72
72	8	72	68
73	10	73	74
74	10	74	75
75	10	75	76
76	10	77	78
77	10	78	79
78	10	79	80
79	11	73	81
80	11	81	82
81	11	82	77
82	11	76	83
83	11	83	84
84	11	84	80
85	10	85	86
86	10	86	87
87	10	87	88
88	10	89	90
89	10	90	91
90	10	91	92
91	11	85	93
92	11	93	94
93	11	94	89
94	11	88	95
95	11	95	96
96	11	96	92
97	13	97	98
98	13	98	99
99	13	99	100
100	13	101	102
101	13	102	103
102	13	103	104
103	14	97	105
104	14	105	106
105	14	106	101
106	14	100	107
107	14	107	108
108	14	108	104
109	13	109	110
110	13	110	111
111	13	111	112
112	13	113	114
113	13	114	115
114	13	115	116
115	14	109	117
116	14	117	118
117	14	118	113
118	14	112	119
119	14	119	120
120	14	120	116
121	3	13	1
122	3	16	4
123	3	17	5
124	3	20	8
125	3	25	13
126	3	28	16
127	3	29	17
128	3	32	20
129	6	37	25
130	6	40	28
131	6	41	29
132	6	44	32
133	6	49	37
134	6	52	40
135	6	53	41
136	6	56	44
137	9	61	49
138	9	64	52
139	9	65	53
140	9	68	56
141	9	73	61
142	9	76	64

143	9	77	65
144	9	80	68
145	12	85	73
146	12	88	76
147	12	89	77
148	12	92	80
149	12	97	85
150	12	100	88
151	12	101	89
152	12	104	92
153	15	109	97
154	15	112	100
155	15	113	101
156	15	116	104
157	15	121	109
158	15	122	112
159	15	123	113
160	15	124	116

NUMBER OF DIFFERENT TYPE OF MATERIALS = 15

YOUNG-MOD.	POIS.RATIO	SECT.AREA	SEC.INER.1	SEC.INER.2	TOR.RIGID.
=====	=====	=====	=====	=====	=====
2,10E+08	3,00E-01	6,31E-03	3,16E-05	3,16E-05	4,73E-02
2,10E+08	3,00E-01	6,31E-03	3,16E-05	3,16E-05	4,73E-02
2,10E+08	3,00E-01	6,31E-03	3,16E-05	3,16E-05	4,73E-02
2,10E+08	3,00E-01	8,89E-03	6,28E-05	6,28E-05	9,39E-02
2,10E+08	3,00E-01	8,89E-03	6,28E-05	6,28E-05	9,39E-02
2,10E+08	3,00E-01	8,89E-03	6,28E-05	6,28E-05	9,39E-02
2,10E+08	3,00E-01	1,18E-02	1,10E-04	1,10E-04	1,65E-02
2,10E+08	3,00E-01	1,18E-02	1,10E-04	1,10E-04	1,65E-02
2,10E+08	3,00E-01	1,18E-02	1,10E-04	1,10E-04	1,65E-02
2,10E+08	3,00E-01	1,57E-02	1,97E-04	1,97E-04	2,94E-02
2,10E+08	3,00E-01	1,57E-02	1,97E-04	1,97E-04	2,94E-02
2,10E+08	3,00E-01	1,57E-02	1,97E-04	1,97E-04	2,94E-02
2,10E+08	3,00E-01	1,89E-02	2,85E-04	2,85E-04	4,26E-02
2,10E+08	3,00E-01	1,89E-02	2,85E-04	2,85E-04	4,26E-02
2,10E+08	3,00E-01	1,89E-02	2,85E-04	2,85E-04	4,26E-02

ITER = 3

COMPUTED NODAL POINT DISPLACEMENT

NN	DX	DY	DZ	QX	QY	QZ
=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====
1	2,65E-01	-8,21E-03	-2,81E-01	-8,79E-03	-7,81E-06	-2,01E-02
2	2,65E-01	-2,57E-02	-2,81E-01	-5,37E-03	-6,88E-05	-2,01E-02
3	2,65E-01	-2,44E-02	-2,81E-01	5,96E-03	-6,88E-05	-2,01E-02
4	2,65E-01	-1,28E-02	-2,81E-01	9,48E-04	-7,81E-06	-2,01E-02
5	2,64E-01	-1,12E-02	-2,82E-01	-8,79E-03	-7,82E-06	1,25E-02
6	2,64E-01	-2,87E-02	-2,82E-01	-5,37E-03	-6,88E-05	1,25E-02
7	2,64E-01	-2,74E-02	-2,81E-01	5,96E-03	-6,88E-05	1,25E-02
8	2,64E-01	-1,58E-02	-2,81E-01	9,48E-04	-7,82E-06	1,25E-02
9	2,64E-01	-7,84E-02	-2,81E-01	-8,79E-03	6,30E-05	-2,08E-02
10	2,64E-01	-7,56E-02	-2,81E-01	-8,79E-03	6,30E-05	2,23E-02
11	2,65E-01	-8,30E-02	-2,81E-01	9,48E-04	6,31E-05	-2,08E-02
12	2,65E-01	-8,02E-02	-2,81E-01	9,48E-04	6,31E-05	2,23E-02
13	2,42E-01	-7,79E-03	-2,57E-01	-8,76E-03	-7,79E-06	-1,19E-02
14	2,42E-01	-2,24E-02	-2,57E-01	-3,23E-03	-8,22E-05	-1,19E-02
15	2,42E-01	-1,83E-02	-2,57E-01	5,93E-03	-8,22E-05	-1,19E-02
16	2,42E-01	-1,23E-02	-2,57E-01	-5,34E-03	-7,79E-06	-1,19E-02
17	2,42E-01	-1,08E-02	-2,58E-01	-8,76E-03	-7,80E-06	-1,64E-03
18	2,42E-01	-2,54E-02	-2,58E-01	-3,23E-03	-8,22E-05	-1,64E-03
19	2,42E-01	-2,13E-02	-2,58E-01	5,93E-03	-8,22E-05	-1,64E-03
20	2,42E-01	-1,53E-02	-2,58E-01	-5,34E-03	-7,80E-06	-1,64E-03
21	2,42E-01	-5,98E-02	-2,57E-01	-8,76E-03	7,04E-05	-1,55E-02
22	2,42E-01	-5,37E-02	-2,58E-01	-8,76E-03	7,04E-05	1,90E-02
23	2,42E-01	-6,43E-02	-2,57E-01	-5,34E-03	7,04E-05	-1,55E-02
24	2,42E-01	-5,82E-02	-2,58E-01	-5,34E-03	7,04E-05	1,90E-02
25	2,09E-01	-6,98E-03	-2,22E-01	-8,66E-03	-7,72E-06	-1,18E-02
26	2,10E-01	-1,73E-02	-2,22E-01	-1,09E-03	-8,73E-05	-1,18E-02
27	2,10E-01	-1,30E-02	-2,22E-01	3,93E-03	-8,73E-05	-1,18E-02
28	2,10E-01	-1,14E-02	-2,22E-01	-5,75E-03	-7,72E-06	-1,18E-02
29	2,09E-01	-9,88E-03	-2,23E-01	-8,66E-03	-7,72E-06	-2,38E-03
30	2,09E-01	-2,02E-02	-2,23E-01	-1,09E-03	-8,74E-05	-2,38E-03
31	2,10E-01	-1,59E-02	-2,23E-01	3,93E-03	-8,74E-05	-2,38E-03
32	2,10E-01	-1,43E-02	-2,23E-01	-5,75E-03	-7,72E-06	-2,38E-03
33	2,09E-01	-3,94E-02	-2,22E-01	-8,66E-03	7,26E-05	-7,65E-03
34	2,09E-01	-3,29E-02	-2,23E-01	-8,66E-03	7,26E-05	1,14E-02
35	2,10E-01	-4,38E-02	-2,22E-01	-5,75E-03	7,26E-05	-7,65E-03
36	2,10E-01	-3,73E-02	-2,23E-01	-5,75E-03	7,26E-05	1,14E-02
37	1,76E-01	-6,18E-03	-1,87E-01	-9,66E-03	-7,61E-06	-1,18E-02
38	1,76E-01	-1,66E-02	-1,87E-01	-4,59E-04	-8,70E-05	-1,18E-02
39	1,76E-01	-1,10E-02	-1,87E-01	4,30E-03	-8,70E-05	-1,18E-02
40	1,76E-01	-1,04E-02	-1,87E-01	-7,50E-03	-7,61E-06	-1,18E-02
41	1,76E-01	-8,95E-03	-1,87E-01	-9,66E-03	-7,61E-06	-5,02E-03
42	1,76E-01	-1,93E-02	-1,87E-01	-4,59E-04	-8,70E-05	-5,02E-03
43	1,76E-01	-1,37E-02	-1,88E-01	4,30E-03	-8,70E-05	-5,02E-03
44	1,76E-01	-1,32E-02	-1,88E-01	-7,50E-03	-7,61E-06	-5,02E-03
45	1,76E-01	-3,69E-02	-1,87E-01	-9,66E-03	7,06E-05	-6,71E-03
46	1,76E-01	-2,89E-02	-1,87E-01	-9,66E-03	7,06E-05	1,13E-02
47	1,76E-01	-4,12E-02	-1,87E-01	-7,50E-03	7,06E-05	-6,71E-03
48	1,76E-01	-3,32E-02	-1,87E-01	-7,50E-03	7,06E-05	1,13E-02
49	1,40E-01	-5,17E-03	-1,49E-01	-7,97E-03	-7,43E-06	-9,58E-03
50	1,40E-01	-1,27E-02	-1,49E-01	1,29E-04	-6,71E-05	-9,58E-03
51	1,41E-01	-8,18E-03	-1,49E-01	2,94E-03	-6,71E-05	-9,59E-03
52	1,41E-01	-9,07E-03	-1,49E-01	-6,44E-03	-7,43E-06	-9,59E-03
53	1,40E-01	-7,73E-03	-1,50E-01	-7,97E-03	-7,43E-06	-4,70E-03
54	1,40E-01	-1,53E-02	-1,50E-01	1,30E-04	-6,71E-05	-4,70E-03
55	1,41E-01	-1,07E-02	-1,50E-01	2,94E-03	-6,71E-05	-4,70E-03
56	1,41E-01	-1,16E-02	-1,50E-01	-6,45E-03	-7,43E-06	-4,70E-03
57	1,40E-01	-2,51E-02	-1,49E-01	-7,97E-03	5,54E-05	-3,39E-03
58	1,40E-01	-1,84E-02	-1,50E-01	-7,97E-03	5,53E-05	7,24E-03
59	1,41E-01	-2,90E-02	-1,49E-01	-6,44E-03	5,54E-05	-3,39E-03
60	1,41E-01	-2,23E-02	-1,50E-01	-6,45E-03	5,53E-05	7,24E-03
61	1,09E-01	-4,28E-03	-1,16E-01	-8,15E-03	-5,95E-06	-9,37E-03
62	1,09E-01	-1,17E-02	-1,16E-01	3,64E-04	-5,45E-05	-9,37E-03
63	1,09E-01	-6,69E-03	-1,16E-01	3,08E-03	-5,45E-05	-9,37E-03
64	1,09E-01	-7,80E-03	-1,16E-01	-6,89E-03	-5,95E-06	-9,37E-03
65	1,09E-01	-6,59E-03	-1,17E-01	-8,15E-03	-5,95E-06	-5,39E-03
66	1,09E-01	-1,40E-02	-1,17E-01	3,64E-04	-5,46E-05	-5,39E-03

67	1,09E-01	-9,00E-03	-1,17E-01	3,09E-03	-5,46E-05	-5,39E-03
68	1,09E-01	-1,01E-02	-1,17E-01	-6,90E-03	-5,95E-06	-5,40E-03
69	1,09E-01	-2,35E-02	-1,17E-01	-8,15E-03	4,46E-05	-3,11E-03
70	1,09E-01	-1,64E-02	-1,17E-01	-8,15E-03	4,46E-05	7,21E-03
71	1,09E-01	-2,71E-02	-1,17E-01	-6,89E-03	4,46E-05	-3,11E-03
72	1,09E-01	-2,00E-02	-1,17E-01	-6,89E-03	4,46E-05	7,21E-03
73	7,94E-02	-3,28E-03	-8,50E-02	-6,09E-03	-4,09E-06	-6,97E-03
74	7,95E-02	-8,44E-03	-8,50E-02	4,34E-04	-3,19E-05	-6,97E-03
75	7,95E-02	-4,84E-03	-8,50E-02	2,01E-03	-3,19E-05	-6,97E-03
76	7,96E-02	-6,27E-03	-8,50E-02	-5,23E-03	-4,09E-06	-6,97E-03
77	7,94E-02	-5,24E-03	-8,51E-02	-6,09E-03	-4,10E-06	-4,24E-03
78	7,94E-02	-1,04E-02	-8,51E-02	4,34E-04	-3,19E-05	-4,24E-03
79	7,95E-02	-6,80E-03	-8,51E-02	2,01E-03	-3,19E-05	-4,24E-03
80	7,96E-02	-8,23E-03	-8,51E-02	-5,23E-03	-4,10E-06	-4,24E-03
81	7,94E-02	-1,55E-02	-8,50E-02	-6,09E-03	2,69E-05	-1,46E-03
82	7,94E-02	-1,02E-02	-8,51E-02	-6,09E-03	2,69E-05	4,50E-03
83	7,96E-02	-1,85E-02	-8,50E-02	-5,23E-03	2,69E-05	-1,46E-03
84	7,96E-02	-1,32E-02	-8,51E-02	-5,23E-03	2,69E-05	4,50E-03
85	5,55E-02	-2,48E-03	-5,99E-02	-6,00E-03	-2,92E-06	-6,65E-03
86	5,56E-02	-7,37E-03	-5,99E-02	5,80E-04	-2,42E-05	-6,65E-03
87	5,56E-02	-3,53E-03	-5,99E-02	2,10E-03	-2,42E-05	-6,65E-03
88	5,56E-02	-4,92E-03	-5,99E-02	-5,30E-03	-2,92E-06	-6,65E-03
89	5,56E-02	-4,08E-03	-6,00E-02	-6,00E-03	-2,92E-06	-4,45E-03
90	5,56E-02	-8,97E-03	-6,00E-02	5,80E-04	-2,42E-05	-4,45E-03
91	5,56E-02	-5,13E-03	-6,00E-02	2,10E-03	-2,42E-05	-4,45E-03
92	5,57E-02	-6,52E-03	-6,00E-02	-5,31E-03	-2,92E-06	-4,45E-03
93	5,55E-02	-1,41E-02	-5,99E-02	-6,00E-03	2,01E-05	-1,32E-03
94	5,56E-02	-8,71E-03	-6,00E-02	-6,00E-03	2,01E-05	4,45E-03
95	5,57E-02	-1,66E-02	-5,99E-02	-5,30E-03	2,01E-05	-1,32E-03
96	5,57E-02	-1,12E-02	-6,00E-02	-5,30E-03	2,01E-05	4,45E-03
97	3,29E-02	-1,62E-03	-3,59E-02	-4,90E-03	-1,61E-06	-5,40E-03
98	3,29E-02	-5,37E-03	-3,59E-02	6,24E-04	-8,82E-06	-5,40E-03
99	3,30E-02	-2,09E-03	-3,59E-02	1,69E-03	-8,82E-06	-5,40E-03
100	3,30E-02	-3,36E-03	-3,59E-02	-4,37E-03	-1,61E-06	-5,40E-03
101	3,29E-02	-2,76E-03	-3,59E-02	-4,90E-03	-1,61E-06	-3,74E-03
102	3,29E-02	-6,51E-03	-3,59E-02	6,25E-04	-8,82E-06	-3,74E-03
103	3,29E-02	-3,23E-03	-3,59E-02	1,69E-03	-8,82E-06	-3,74E-03
104	3,29E-02	-4,50E-03	-3,59E-02	-4,37E-03	-1,61E-06	-3,74E-03
105	3,29E-02	-1,02E-02	-3,59E-02	-4,90E-03	8,71E-06	-6,99E-04
106	3,29E-02	-5,66E-03	-3,59E-02	-4,90E-03	8,71E-06	3,34E-03
107	3,30E-02	-1,19E-02	-3,59E-02	-4,37E-03	8,71E-06	-6,99E-04
108	3,30E-02	-7,40E-03	-3,59E-02	-4,37E-03	8,71E-06	3,34E-03
109	1,41E-02	-8,81E-04	-1,58E-02	-4,53E-03	-7,60E-07	-5,04E-03
110	1,41E-02	-4,32E-03	-1,58E-02	6,40E-04	1,68E-06	-5,04E-03
111	1,40E-02	-1,04E-03	-1,58E-02	1,73E-03	1,68E-06	-5,04E-03
112	1,40E-02	-1,89E-03	-1,58E-02	-3,93E-03	-7,60E-07	-5,04E-03
113	1,41E-02	-1,54E-03	-1,58E-02	-4,53E-03	-7,60E-07	-3,10E-03
114	1,41E-02	-4,97E-03	-1,58E-02	6,40E-04	1,69E-06	-3,10E-03
115	1,41E-02	-1,70E-03	-1,58E-02	1,73E-03	1,69E-06	-3,10E-03
116	1,41E-02	-2,54E-03	-1,58E-02	-3,93E-03	-7,60E-07	-3,10E-03
117	1,41E-02	-9,28E-03	-1,58E-02	-4,53E-03	1,35E-06	-8,25E-04
118	1,41E-02	-5,08E-03	-1,58E-02	-4,53E-03	1,35E-06	3,30E-03
119	1,41E-02	-1,03E-02	-1,58E-02	-3,93E-03	1,34E-06	-8,25E-04
120	1,41E-02	-6,08E-03	-1,58E-02	-3,93E-03	1,34E-06	3,31E-03
121	4,12E-49	-8,76E-48	-7,17E-49	-2,17E-48	-6,54E-51	-1,63E-48
122	3,74E-49	-1,87E-47	-8,11E-49	-2,33E-48	-6,54E-51	-1,60E-48
123	8,27E-49	-1,53E-47	-6,90E-49	-2,15E-48	-6,54E-51	-2,21E-48
124	7,87E-49	-2,52E-47	-7,83E-49	-2,32E-48	-6,54E-51	-2,19E-48

COMPUTED FRAME MEMBER FORCES

NE =====	NN =====	AXIAL-X =====	SHEAR-Y =====	SHEAR-Z =====	TORSION-X =====	MOMENT-Y =====	MOMENT-ZZ =====
1	1	2,11E+01	3,30E+01	-9,98E-02	5,65E-02	3,03E-01	2,19E+01
1	2	-2,11E+01	-3,30E+01	9,98E-02	-5,65E-02	-1,01E-01	4,45E+01
2	2	2,11E+01	-6,99E+00	-9,98E-02	5,65E-02	1,01E-01	-4,45E+01
2	3	-2,11E+01	6,99E+00	9,98E-02	-5,65E-02	1,01E-01	3,05E+01
3	3	2,11E+01	-4,70E+01	-9,98E-02	5,65E-02	-1,01E-01	-3,05E+01
3	4	-2,11E+01	4,70E+01	9,98E-02	-5,65E-02	3,03E-01	-6,37E+01
4	5	2,11E+01	3,30E+01	-9,98E-02	1,53E-01	3,03E-01	2,19E+01
4	6	-2,11E+01	-3,30E+01	9,98E-02	-1,53E-01	-1,01E-01	4,45E+01
5	6	2,11E+01	-6,99E+00	-9,98E-02	1,53E-01	1,01E-01	-4,45E+01
5	7	-2,11E+01	6,99E+00	9,98E-02	-1,53E-01	1,01E-01	3,05E+01
6	7	2,11E+01	-4,70E+01	-9,98E-02	1,53E-01	-1,01E-01	-3,05E+01
6	8	-2,11E+01	4,70E+01	9,98E-02	-1,53E-01	3,03E-01	-6,37E+01
7	1	6,88E+01	9,52E+01	7,13E-02	-6,28E-02	-2,79E-01	1,23E+02
7	9	-6,88E+01	-9,52E+01	-7,13E-02	6,28E-02	9,51E-02	1,20E+02
8	9	6,88E+01	-4,79E+00	7,13E-02	-6,28E-02	-9,51E-02	-1,20E+02
8	10	-6,88E+01	4,79E+00	-7,13E-02	6,28E-02	-9,51E-02	1,08E+02
9	10	6,88E+01	-1,05E+02	7,13E-02	-6,28E-02	9,51E-02	-1,08E+02
9	5	-6,88E+01	1,05E+02	-7,13E-02	6,28E-02	-2,79E-01	-1,59E+02
10	4	6,88E+01	9,52E+01	7,13E-02	-8,24E-02	-2,79E-01	1,23E+02
10	11	-6,88E+01	-9,52E+01	-7,13E-02	8,24E-02	9,51E-02	1,20E+02
11	11	6,88E+01	-4,79E+00	7,13E-02	-8,24E-02	-9,51E-02	-1,20E+02
11	12	-6,88E+01	4,79E+00	-7,13E-02	8,24E-02	-9,51E-02	1,08E+02
12	12	6,88E+01	-1,05E+02	7,13E-02	-8,24E-02	9,51E-02	-1,08E+02
12	8	-6,88E+01	1,05E+02	-7,13E-02	8,24E-02	-2,79E-01	-1,59E+02
13	13	-1,11E+01	2,61E+01	-1,24E-01	1,06E-01	3,71E-01	7,63E+00
13	14	1,11E+01	-2,61E+01	1,24E-01	-1,06E-01	-1,23E-01	4,43E+01
14	14	-1,11E+01	-1,39E+01	-1,24E-01	1,06E-01	1,23E-01	-4,43E+01
14	15	1,11E+01	1,39E+01	1,24E-01	-1,06E-01	1,23E-01	1,65E+01
15	15	-1,11E+01	-5,39E+01	-1,24E-01	1,06E-01	-1,23E-01	-1,65E+01
15	16	1,11E+01	5,39E+01	1,24E-01	-1,06E-01	3,71E-01	-9,13E+01
16	17	-1,11E+01	2,61E+01	-1,24E-01	1,89E-01	3,71E-01	7,64E+00
16	18	1,11E+01	-2,61E+01	1,24E-01	-1,89E-01	-1,23E-01	4,43E+01
17	18	-1,11E+01	-1,39E+01	-1,24E-01	1,89E-01	1,23E-01	-4,43E+01
17	19	1,11E+01	1,39E+01	1,24E-01	-1,89E-01	1,23E-01	1,65E+01
18	19	-1,11E+01	-5,39E+01	-1,24E-01	1,89E-01	-1,23E-01	-1,65E+01
18	20	1,11E+01	5,39E+01	1,24E-01	-1,89E-01	3,71E-01	-9,13E+01
19	13	-3,70E+01	9,09E+01	8,54E-02	-8,74E-02	-3,13E-01	1,22E+02
19	21	3,70E+01	-9,09E+01	-8,54E-02	8,74E-02	1,03E-01	1,03E+02
20	21	-3,70E+01	-9,06E+00	8,54E-02	-8,74E-02	-1,03E-01	-1,03E+02
20	22	3,70E+01	9,06E+00	-8,54E-02	8,74E-02	-1,03E-01	8,06E+01
21	22	-3,70E+01	-1,09E+02	8,54E-02	-8,74E-02	1,03E-01	-8,06E+01
21	17	3,70E+01	1,09E+02	-8,54E-02	8,74E-02	-3,13E-01	-1,90E+02
22	16	-3,70E+01	9,09E+01	8,54E-02	-1,07E-01	-3,13E-01	1,22E+02
22	23	3,70E+01	-9,09E+01	-8,54E-02	1,07E-01	1,03E-01	1,03E+02
23	23	-3,70E+01	-9,06E+00	8,54E-02	-1,07E-01	-1,03E-01	-1,03E+02
23	24	3,70E+01	9,06E+00	-8,54E-02	1,07E-01	-1,03E-01	8,06E+01

24	24	-3,70E+01	-1,09E+02	8,54E-02	-1,07E-01	1,03E-01	-8,06E+01
24	20	3,70E+01	1,09E+02	-8,54E-02	1,07E-01	-3,13E-01	-1,90E+02
25	25	5,63E+00	1,16E+01	-2,62E-01	-2,64E-02	7,87E-01	-3,83E+01
25	26	-5,63E+00	-1,16E+01	2,62E-01	2,64E-02	-2,62E-01	6,15E+01
26	26	5,63E+00	-2,84E+01	-2,62E-01	-2,64E-02	2,62E-01	-6,15E+01
26	27	-5,63E+00	2,84E+01	2,62E-01	2,64E-02	2,62E-01	4,63E+00
27	27	5,63E+00	-6,84E+01	-2,62E-01	-2,64E-02	-2,62E-01	-4,63E+00
27	28	-5,63E+00	6,84E+01	2,62E-01	2,64E-02	7,87E-01	-1,32E+02
28	29	5,62E+00	1,16E+01	-2,62E-01	2,17E-01	7,87E-01	-3,83E+01
28	30	-5,62E+00	-1,16E+01	2,62E-01	-2,17E-01	-2,63E-01	6,15E+01
29	30	5,62E+00	-2,84E+01	-2,62E-01	2,17E-01	2,63E-01	-6,15E+01
29	31	-5,62E+00	2,84E+01	2,62E-01	-2,17E-01	2,63E-01	4,63E+00
30	31	5,62E+00	-6,84E+01	-2,62E-01	2,17E-01	-2,63E-01	-4,63E+00
30	32	-5,62E+00	6,84E+01	2,62E-01	-2,17E-01	7,87E-01	-1,32E+02
31	25	1,96E+01	8,11E+01	1,68E-01	-1,09E-02	-6,34E-01	7,97E+01
31	33	-1,96E+01	-8,11E+01	-1,68E-01	1,09E-02	2,12E-01	1,24E+02
32	33	1,96E+01	-1,89E+01	1,68E-01	-1,09E-02	-2,12E-01	-1,24E+02
32	34	-1,96E+01	1,89E+01	-1,68E-01	1,09E-02	-2,12E-01	7,65E+01
33	34	1,96E+01	-1,19E+02	1,68E-01	-1,09E-02	2,12E-01	-7,65E+01
33	29	-1,96E+01	1,19E+02	-1,68E-01	1,09E-02	-6,34E-01	-2,21E+02
34	28	1,96E+01	8,11E+01	1,68E-01	-5,98E-02	-6,34E-01	7,98E+01
34	35	-1,96E+01	-8,11E+01	-1,68E-01	5,98E-02	2,12E-01	1,24E+02
35	35	1,96E+01	-1,89E+01	1,68E-01	-5,98E-02	-2,12E-01	-1,24E+02
35	36	-1,96E+01	1,89E+01	-1,68E-01	5,98E-02	-2,12E-01	7,65E+01
36	36	1,96E+01	-1,19E+02	1,68E-01	-5,98E-02	2,12E-01	-7,65E+01
36	32	-1,96E+01	1,19E+02	-1,68E-01	5,98E-02	-6,34E-01	-2,21E+02
37	37	-4,79E+00	5,39E+00	-2,62E-01	-3,88E-01	7,85E-01	-5,53E+01
37	38	4,79E+00	-5,39E+00	2,62E-01	3,88E-01	-2,62E-01	6,60E+01
38	38	-4,79E+00	-3,46E+01	-2,62E-01	-3,88E-01	2,62E-01	-6,60E+01
38	39	4,79E+00	3,46E+01	2,62E-01	3,88E-01	2,62E-01	-3,21E+00
39	39	-4,79E+00	-7,46E+01	-2,62E-01	-3,88E-01	-2,62E-01	3,21E+00
39	40	4,79E+00	7,46E+01	2,62E-01	3,88E-01	7,85E-01	-1,52E+02
40	41	-4,80E+00	5,39E+00	-2,62E-01	-7,62E-02	7,85E-01	-5,53E+01
40	42	4,80E+00	-5,39E+00	2,62E-01	7,62E-02	-2,62E-01	6,60E+01
41	42	-4,80E+00	-3,46E+01	-2,62E-01	-7,62E-02	2,62E-01	-6,60E+01
41	43	4,80E+00	3,46E+01	2,62E-01	7,62E-02	2,62E-01	-3,21E+00
42	43	-4,80E+00	-7,46E+01	-2,62E-01	-7,62E-02	-2,62E-01	3,21E+00
42	44	4,80E+00	7,46E+01	2,62E-01	7,62E-02	7,85E-01	-1,52E+02
43	37	-1,46E+01	7,74E+01	1,66E-01	2,84E-01	-6,20E-01	6,96E+01
43	45	1,46E+01	-7,74E+01	-1,66E-01	-2,84E-01	2,06E-01	1,23E+02
44	45	-1,46E+01	-2,26E+01	1,66E-01	2,84E-01	-2,06E-01	-1,23E+02
44	46	1,46E+01	2,26E+01	-1,66E-01	-2,84E-01	-2,06E-01	6,69E+01
45	46	-1,46E+01	-1,23E+02	1,66E-01	2,84E-01	2,06E-01	-6,69E+01
45	41	1,46E+01	1,23E+02	-1,66E-01	-2,84E-01	-6,20E-01	-2,39E+02
46	40	-1,46E+01	7,74E+01	1,66E-01	2,18E-01	-6,20E-01	6,96E+01
46	47	1,46E+01	-7,74E+01	-1,66E-01	-2,18E-01	2,06E-01	1,23E+02
47	47	-1,46E+01	-2,26E+01	1,66E-01	2,18E-01	-2,06E-01	-1,23E+02
47	48	1,46E+01	2,26E+01	-1,66E-01	-2,18E-01	-2,06E-01	6,69E+01
48	48	-1,46E+01	-1,23E+02	1,66E-01	2,18E-01	2,06E-01	-6,69E+01

48	44	1,46E+01	1,23E+02	-1,66E-01	-2,18E-01	-6,20E-01	-2,39E+02
49	49	3,45E+00	-1,06E+01	-3,45E-01	-5,20E-01	1,04E+00	-1,04E+02
49	50	-3,45E+00	1,06E+01	3,45E-01	5,20E-01	-3,45E-01	8,32E+01
50	50	3,45E+00	-5,06E+01	-3,45E-01	-5,20E-01	3,45E-01	-8,32E+01
50	51	-3,45E+00	5,06E+01	3,45E-01	5,20E-01	3,45E-01	-1,81E+01
51	51	3,45E+00	-9,06E+01	-3,45E-01	-5,20E-01	-3,45E-01	1,81E+01
51	52	-3,45E+00	9,06E+01	3,45E-01	5,20E-01	1,04E+00	-1,99E+02
52	53	3,45E+00	-1,06E+01	-3,45E-01	-1,94E-01	1,04E+00	-1,04E+02
52	54	-3,45E+00	1,06E+01	3,45E-01	1,94E-01	-3,45E-01	8,32E+01
53	54	3,45E+00	-5,06E+01	-3,45E-01	-1,94E-01	3,45E-01	-8,32E+01
53	55	-3,45E+00	5,06E+01	3,45E-01	1,94E-01	3,45E-01	-1,81E+01
54	55	3,45E+00	-9,06E+01	-3,45E-01	-1,94E-01	-3,45E-01	1,81E+01
54	56	-3,45E+00	9,06E+01	3,45E-01	1,94E-01	1,04E+00	-1,99E+02
55	49	1,20E+01	6,64E+01	2,32E-01	3,95E-01	-8,72E-01	2,58E+01
55	57	-1,20E+01	-6,64E+01	-2,32E-01	-3,95E-01	2,91E-01	1,41E+02
56	57	1,20E+01	-3,36E+01	2,32E-01	3,95E-01	-2,91E-01	-1,41E+02
56	58	-1,20E+01	3,36E+01	-2,32E-01	-3,95E-01	-2,91E-01	5,64E+01
57	58	1,20E+01	-1,34E+02	2,32E-01	3,95E-01	2,91E-01	-5,64E+01
57	53	-1,20E+01	1,34E+02	-2,32E-01	-3,95E-01	-8,72E-01	-2,78E+02
58	52	1,20E+01	6,64E+01	2,32E-01	3,29E-01	-8,72E-01	2,57E+01
58	59	-1,20E+01	-6,64E+01	-2,32E-01	-3,29E-01	2,91E-01	1,41E+02
59	59	1,20E+01	-3,36E+01	2,32E-01	3,29E-01	-2,91E-01	-1,41E+02
59	60	-1,20E+01	3,36E+01	-2,32E-01	-3,29E-01	-2,91E-01	5,64E+01
60	60	1,20E+01	-1,34E+02	2,32E-01	3,29E-01	2,91E-01	-5,64E+01
60	56	-1,20E+01	1,34E+02	-2,32E-01	-3,29E-01	-8,72E-01	-2,78E+02
61	61	-4,12E+00	-1,35E+01	-2,82E-01	-8,88E-01	8,44E-01	-1,12E+02
61	62	4,12E+00	1,35E+01	2,82E-01	8,88E-01	-2,81E-01	8,50E+01
62	62	-4,12E+00	-5,35E+01	-2,82E-01	-8,88E-01	2,81E-01	-8,50E+01
62	63	4,12E+00	5,35E+01	2,82E-01	8,88E-01	2,81E-01	-2,20E+01
63	63	-4,12E+00	-9,35E+01	-2,82E-01	-8,88E-01	-2,81E-01	2,20E+01
63	64	4,12E+00	9,35E+01	2,82E-01	8,88E-01	8,44E-01	-2,09E+02
64	65	-4,13E+00	-1,36E+01	-2,82E-01	-4,89E-01	8,44E-01	-1,12E+02
64	66	4,13E+00	1,36E+01	2,82E-01	4,89E-01	-2,81E-01	8,51E+01
65	66	-4,13E+00	-5,36E+01	-2,82E-01	-4,89E-01	2,81E-01	-8,51E+01
65	67	4,13E+00	5,36E+01	2,82E-01	4,89E-01	2,81E-01	-2,20E+01
66	67	-4,13E+00	-9,36E+01	-2,82E-01	-4,89E-01	-2,81E-01	2,20E+01
66	68	4,13E+00	9,36E+01	2,82E-01	4,89E-01	8,44E-01	-2,09E+02
67	61	-1,20E+01	6,50E+01	1,88E-01	6,61E-01	-7,02E-01	2,31E+01
67	69	1,20E+01	-6,50E+01	-1,88E-01	-6,61E-01	2,34E-01	1,39E+02
68	69	-1,20E+01	-3,50E+01	1,88E-01	6,61E-01	-2,34E-01	-1,39E+02
68	70	1,20E+01	3,50E+01	-1,88E-01	-6,61E-01	-2,34E-01	5,19E+01
69	70	-1,20E+01	-1,35E+02	1,88E-01	6,61E-01	2,34E-01	-5,19E+01
69	65	1,20E+01	1,35E+02	-1,88E-01	-6,61E-01	-7,02E-01	-2,85E+02
70	64	-1,20E+01	6,50E+01	1,88E-01	5,79E-01	-7,02E-01	2,31E+01
70	71	1,20E+01	-6,50E+01	-1,88E-01	-5,79E-01	2,34E-01	1,39E+02
71	71	-1,20E+01	-3,50E+01	1,88E-01	5,79E-01	-2,34E-01	-1,39E+02
71	72	1,20E+01	3,50E+01	-1,88E-01	-5,79E-01	-2,34E-01	5,19E+01
72	72	-1,20E+01	-1,35E+02	1,88E-01	5,79E-01	2,34E-01	-5,19E+01
72	68	1,20E+01	1,35E+02	-1,88E-01	-5,79E-01	-7,02E-01	-2,85E+02

73	73	3,45E+00	-3,11E+01	-2,87E-01	-6,87E-01	8,62E-01	-1,66E+02
73	74	-3,45E+00	3,11E+01	2,87E-01	6,87E-01	-2,87E-01	1,04E+02
74	74	3,45E+00	-7,11E+01	-2,87E-01	-6,87E-01	2,87E-01	-1,04E+02
74	75	-3,45E+00	7,11E+01	2,87E-01	6,87E-01	2,87E-01	-3,85E+01
75	75	3,45E+00	-1,11E+02	-2,87E-01	-6,87E-01	-2,87E-01	3,85E+01
75	76	-3,45E+00	1,11E+02	2,87E-01	6,87E-01	8,62E-01	-2,61E+02
76	77	3,45E+00	-3,11E+01	-2,87E-01	-3,27E-01	8,62E-01	-1,66E+02
76	78	-3,45E+00	3,11E+01	2,87E-01	3,27E-01	-2,87E-01	1,04E+02
77	78	3,45E+00	-7,11E+01	-2,87E-01	-3,27E-01	2,87E-01	-1,04E+02
77	79	-3,45E+00	7,11E+01	2,87E-01	3,27E-01	2,87E-01	-3,85E+01
78	79	3,45E+00	-1,11E+02	-2,87E-01	-3,27E-01	-2,87E-01	3,85E+01
78	80	-3,45E+00	1,11E+02	2,87E-01	3,27E-01	8,62E-01	-2,61E+02
79	73	1,13E+01	5,29E+01	2,05E-01	5,39E-01	-7,68E-01	-2,48E+01
79	81	-1,13E+01	-5,29E+01	-2,05E-01	-5,39E-01	2,56E-01	1,57E+02
80	81	1,13E+01	-4,71E+01	2,05E-01	5,39E-01	-2,56E-01	-1,57E+02
80	82	-1,13E+01	4,71E+01	-2,05E-01	-5,39E-01	-2,56E-01	3,96E+01
81	82	1,13E+01	-1,47E+02	2,05E-01	5,39E-01	2,56E-01	-3,96E+01
81	77	-1,13E+01	1,47E+02	-2,05E-01	-5,39E-01	-7,68E-01	-3,28E+02
82	76	1,13E+01	5,29E+01	2,05E-01	4,65E-01	-7,68E-01	-2,49E+01
82	83	-1,13E+01	-5,29E+01	-2,05E-01	-4,65E-01	2,56E-01	1,57E+02
83	83	1,13E+01	-4,71E+01	2,05E-01	4,65E-01	-2,56E-01	-1,57E+02
83	84	-1,13E+01	4,71E+01	-2,05E-01	-4,65E-01	-2,56E-01	3,96E+01
84	84	1,13E+01	-1,47E+02	2,05E-01	4,65E-01	2,56E-01	-3,96E+01
84	80	-1,13E+01	1,47E+02	-2,05E-01	-4,65E-01	-7,68E-01	-3,28E+02
85	85	-3,67E+00	-3,22E+01	-2,20E-01	-9,42E-01	6,58E-01	-1,68E+02
85	86	3,67E+00	3,22E+01	2,20E-01	9,42E-01	-2,19E-01	1,04E+02
86	86	-3,67E+00	-7,22E+01	-2,20E-01	-9,42E-01	2,19E-01	-1,04E+02
86	87	3,67E+00	7,22E+01	2,20E-01	9,42E-01	2,19E-01	-4,08E+01
87	87	-3,67E+00	-1,12E+02	-2,20E-01	-9,42E-01	-2,19E-01	4,08E+01
87	88	3,67E+00	1,12E+02	2,20E-01	9,42E-01	6,58E-01	-2,65E+02
88	89	-3,68E+00	-3,22E+01	-2,20E-01	-5,48E-01	6,58E-01	-1,68E+02
88	90	3,68E+00	3,22E+01	2,20E-01	5,48E-01	-2,19E-01	1,04E+02
89	90	-3,68E+00	-7,22E+01	-2,20E-01	-5,48E-01	2,19E-01	-1,04E+02
89	91	3,68E+00	7,22E+01	2,20E-01	5,48E-01	2,20E-01	-4,08E+01
90	91	-3,68E+00	-1,12E+02	-2,20E-01	-5,48E-01	-2,20E-01	4,08E+01
90	92	3,68E+00	1,12E+02	2,20E-01	5,48E-01	6,58E-01	-2,65E+02
91	85	-1,06E+01	5,29E+01	1,53E-01	6,91E-01	-5,71E-01	-2,20E+01
91	93	1,06E+01	-5,29E+01	-1,53E-01	-6,91E-01	1,90E-01	1,54E+02
92	93	-1,06E+01	-4,71E+01	1,53E-01	6,91E-01	-1,90E-01	-1,54E+02
92	94	1,06E+01	4,71E+01	-1,53E-01	-6,91E-01	-1,90E-01	3,66E+01
93	94	-1,06E+01	-1,47E+02	1,53E-01	6,91E-01	1,90E-01	-3,66E+01
93	89	1,06E+01	1,47E+02	-1,53E-01	-6,91E-01	-5,71E-01	-3,31E+02
94	88	-1,06E+01	5,29E+01	1,53E-01	6,10E-01	-5,71E-01	-2,20E+01
94	95	1,06E+01	-5,29E+01	-1,53E-01	-6,10E-01	1,90E-01	1,54E+02
95	95	-1,06E+01	-4,71E+01	1,53E-01	6,10E-01	-1,90E-01	-1,54E+02
95	96	1,06E+01	4,71E+01	-1,53E-01	-6,10E-01	-1,90E-01	3,66E+01
96	96	-1,06E+01	-1,47E+02	1,53E-01	6,10E-01	1,90E-01	-3,66E+01
96	92	1,06E+01	1,47E+02	-1,53E-01	-6,10E-01	-5,71E-01	-3,31E+02

97	97	3,88E+00	-4,66E+01	-1,08E-01	-1,06E+00	3,23E-01	-2,12E+02
97	98	-3,88E+00	4,66E+01	1,08E-01	1,06E+00	-1,08E-01	1,19E+02
98	98	3,88E+00	-8,66E+01	-1,08E-01	-1,06E+00	1,08E-01	-1,19E+02
98	99	-3,88E+00	8,66E+01	1,08E-01	1,06E+00	1,08E-01	-5,47E+01
99	99	3,88E+00	-1,27E+02	-1,08E-01	-1,06E+00	-1,08E-01	5,47E+01
99	100	-3,88E+00	1,27E+02	1,08E-01	1,06E+00	3,23E-01	-3,08E+02
100	101	3,88E+00	-4,66E+01	-1,08E-01	-7,31E-01	3,23E-01	-2,12E+02
100	102	-3,88E+00	4,66E+01	1,08E-01	7,31E-01	-1,08E-01	1,19E+02
101	102	3,88E+00	-8,66E+01	-1,08E-01	-7,31E-01	1,08E-01	-1,19E+02
101	103	-3,88E+00	8,66E+01	1,08E-01	7,31E-01	1,08E-01	-5,47E+01
102	103	3,88E+00	-1,27E+02	-1,08E-01	-7,31E-01	-1,08E-01	5,47E+01
102	104	-3,88E+00	1,27E+02	1,08E-01	7,31E-01	3,23E-01	-3,08E+02
103	97	1,28E+01	4,37E+01	9,87E-02	7,63E-01	-3,70E-01	-5,78E+01
103	105	-1,28E+01	-4,37E+01	-9,87E-02	-7,63E-01	1,24E-01	1,67E+02
104	105	1,28E+01	-5,63E+01	9,87E-02	7,63E-01	-1,24E-01	-1,67E+02
104	106	-1,28E+01	5,63E+01	-9,87E-02	-7,63E-01	-1,24E-01	2,62E+01
105	106	1,28E+01	-1,56E+02	9,87E-02	7,63E-01	1,24E-01	-2,62E+01
105	101	-1,28E+01	1,56E+02	-9,87E-02	-7,63E-01	-3,70E-01	-3,65E+02
106	100	1,28E+01	4,37E+01	9,87E-02	6,94E-01	-3,70E-01	-5,78E+01
106	107	-1,28E+01	-4,37E+01	-9,87E-02	-6,94E-01	1,24E-01	1,67E+02
107	107	1,28E+01	-5,64E+01	9,87E-02	6,94E-01	-1,24E-01	-1,67E+02
107	108	-1,28E+01	5,64E+01	-9,87E-02	-6,94E-01	-1,24E-01	2,61E+01
108	108	1,28E+01	-1,56E+02	9,87E-02	6,94E-01	1,24E-01	-2,61E+01
108	104	-1,28E+01	1,56E+02	-9,87E-02	-6,94E-01	-3,70E-01	-3,65E+02
109	109	-9,17E+00	-4,09E+01	3,65E-02	-1,04E+00	-1,10E-01	-1,96E+02
109	110	9,17E+00	4,09E+01	-3,65E-02	1,04E+00	3,65E-02	1,14E+02
110	110	-9,17E+00	-8,09E+01	3,65E-02	-1,04E+00	-3,65E-02	-1,14E+02
110	111	9,17E+00	8,09E+01	-3,65E-02	1,04E+00	-3,65E-02	-4,82E+01
111	111	-9,17E+00	-1,21E+02	3,65E-02	-1,04E+00	3,65E-02	4,82E+01
111	112	9,17E+00	1,21E+02	-3,65E-02	1,04E+00	-1,10E-01	-2,90E+02
112	113	-9,16E+00	-4,10E+01	3,67E-02	-3,16E-01	-1,10E-01	-1,96E+02
112	114	9,16E+00	4,10E+01	-3,67E-02	3,16E-01	3,67E-02	1,14E+02
113	114	-9,16E+00	-8,10E+01	3,67E-02	-3,16E-01	-3,67E-02	-1,14E+02
113	115	9,16E+00	8,10E+01	-3,67E-02	3,16E-01	-3,67E-02	-4,82E+01
114	115	-9,16E+00	-1,21E+02	3,67E-02	-3,16E-01	3,67E-02	4,82E+01
114	116	9,16E+00	1,21E+02	-3,67E-02	3,16E-01	-1,10E-01	-2,90E+02
115	109	-2,97E+01	4,92E+01	2,02E-02	6,43E-01	-7,56E-02	-3,95E+01
115	117	2,97E+01	-4,92E+01	-2,02E-02	-6,43E-01	2,52E-02	1,62E+02
116	117	-2,97E+01	-5,08E+01	2,02E-02	6,43E-01	-2,52E-02	-1,62E+02
116	118	2,97E+01	5,08E+01	-2,02E-02	-6,43E-01	-2,52E-02	3,53E+01
117	118	-2,97E+01	-1,51E+02	2,02E-02	6,43E-01	2,52E-02	-3,53E+01
117	113	2,97E+01	1,51E+02	-2,02E-02	-6,43E-01	-7,56E-02	-3,42E+02
118	112	-2,96E+01	4,92E+01	2,02E-02	5,02E-01	-7,55E-02	-3,96E+01
118	119	2,96E+01	-4,92E+01	-2,02E-02	-5,02E-01	2,51E-02	1,62E+02
119	119	-2,96E+01	-5,08E+01	2,02E-02	5,02E-01	-2,51E-02	-1,62E+02
119	120	2,96E+01	5,08E+01	-2,02E-02	-5,02E-01	-2,51E-02	3,53E+01
120	120	-2,96E+01	-1,51E+02	2,02E-02	5,02E-01	2,51E-02	-3,53E+01
120	116	2,96E+01	1,51E+02	-2,02E-02	-5,02E-01	-7,55E-02	-3,42E+02
121	13	1,58E+02	-6,27E+01	-1,35E+01	2,37E-02	2,17E+01	-9,27E+01

121	1	-1,58E+02	6,27E+01	1,35E+01	-2,37E-02	2,18E+01	-1,23E+02
122	16	1,72E+02	-6,29E+01	2,87E+01	2,37E-02	-4,06E+01	-9,29E+01
122	4	-1,72E+02	6,29E+01	-2,87E+01	-2,37E-02	-6,38E+01	-1,23E+02
123	17	1,68E+02	7,49E+01	-1,37E+01	2,39E-02	2,18E+01	1,07E+02
123	5	-1,68E+02	-7,49E+01	1,37E+01	-2,39E-02	2,19E+01	1,59E+02
124	20	1,82E+02	7,47E+01	2,85E+01	2,39E-02	-4,05E+01	1,07E+02
124	8	-1,82E+02	-7,47E+01	-2,85E+01	-2,39E-02	-6,36E+01	1,59E+02
125	25	3,05E+02	-1,96E+01	5,15E+00	8,13E-02	-1,45E+01	-2,92E+01
125	13	-3,05E+02	1,96E+01	-5,15E+00	-8,13E-02	-1,42E+01	-2,95E+01
126	28	3,47E+02	-2,00E+01	2,52E+01	8,13E-02	-4,94E+01	-2,92E+01
126	16	-3,47E+02	2,00E+01	-2,52E+01	-8,13E-02	-5,08E+01	-2,96E+01
127	29	3,33E+02	4,41E+01	4,84E+00	8,15E-02	-1,45E+01	8,12E+01
127	17	-3,33E+02	-4,41E+01	-4,84E+00	-8,15E-02	-1,41E+01	8,39E+01
128	32	3,75E+02	4,36E+01	2,48E+01	8,15E-02	-4,93E+01	8,10E+01
128	20	-3,75E+02	-4,36E+01	-2,48E+01	-8,15E-02	-5,08E+01	8,37E+01
129	37	4,28E+02	-3,29E+01	7,19E+00	2,34E-01	-1,65E+01	-5,04E+01
129	25	-4,28E+02	3,29E+01	-7,19E+00	-2,34E-01	-2,38E+01	-5,06E+01
130	40	5,27E+02	-3,38E+01	3,85E+01	2,34E-01	-7,02E+01	-5,03E+01
130	28	-5,27E+02	3,38E+01	-3,85E+01	-2,34E-01	-8,29E+01	-5,05E+01
131	41	4,93E+02	6,99E+01	6,56E+00	2,34E-01	-1,65E+01	1,21E+02
131	29	-4,93E+02	-6,99E+01	-6,56E+00	-2,34E-01	-2,38E+01	1,40E+02
132	44	5,92E+02	6,89E+01	3,78E+01	2,34E-01	-7,03E+01	1,21E+02
132	32	-5,92E+02	-6,89E+01	-3,78E+01	-2,34E-01	-8,29E+01	1,40E+02
133	49	5,41E+02	-1,21E+01	1,96E+01	3,99E-01	-5,07E+01	-3,57E+00
133	37	-5,41E+02	1,21E+01	-1,96E+01	-3,99E-01	-3,85E+01	-1,96E+01
134	52	7,09E+02	-1,35E+01	4,13E+01	3,99E-01	-8,95E+01	-3,12E+00
134	40	-7,09E+02	1,35E+01	-4,13E+01	-3,99E-01	-8,20E+01	-1,89E+01
135	53	6,51E+02	6,16E+01	1,87E+01	4,00E-01	-5,11E+01	1,21E+02
135	41	-6,51E+02	-6,16E+01	-1,87E+01	-4,00E-01	-3,90E+01	1,18E+02
136	56	8,19E+02	6,00E+01	4,03E+01	4,00E-01	-8,98E+01	1,21E+02
136	44	-8,19E+02	-6,00E+01	-4,03E+01	-4,00E-01	-8,24E+01	1,19E+02
137	61	6,27E+02	-1,78E+01	2,39E+01	5,63E-01	-5,10E+01	-2,00E+01
137	49	-6,27E+02	1,78E+01	-2,39E+01	-5,63E-01	-5,33E+01	-2,27E+01
138	64	8,96E+02	-1,99E+01	5,25E+01	5,63E-01	-1,04E+02	-1,94E+01
138	52	-8,96E+02	1,99E+01	-5,25E+01	-5,63E-01	-1,10E+02	-2,21E+01
139	65	8,04E+02	8,00E+01	2,25E+01	5,64E-01	-5,15E+01	1,48E+02
139	53	-8,04E+02	-8,00E+01	-2,25E+01	-5,64E-01	-5,38E+01	1,57E+02
140	68	1,07E+03	7,77E+01	5,11E+01	5,64E-01	-1,04E+02	1,48E+02
140	56	-1,07E+03	-7,77E+01	-5,11E+01	-5,64E-01	-1,10E+02	1,57E+02
141	73	7,08E+02	4,82E-01	3,57E+01	7,05E-01	-8,69E+01	2,67E+01
141	61	-7,08E+02	-4,82E-01	-3,57E+01	-7,05E-01	-6,05E+01	-4,06E+00
142	76	1,08E+03	-2,15E+00	5,61E+01	7,05E-01	-1,26E+02	2,75E+01
142	64	-1,08E+03	2,15E+00	-5,61E+01	-7,05E-01	-1,05E+02	-2,78E+00
143	77	9,56E+02	7,43E+01	3,39E+01	7,06E-01	-8,75E+01	1,52E+02
143	65	-9,56E+02	-7,43E+01	-3,39E+01	-7,06E-01	-6,14E+01	1,37E+02
144	80	1,33E+03	7,14E+01	5,42E+01	7,06E-01	-1,26E+02	1,52E+02
144	68	-1,33E+03	-7,14E+01	-5,42E+01	-7,06E-01	-1,06E+02	1,38E+02
145	85	7,60E+02	-4,52E+00	4,00E+01	7,99E-01	-8,06E+01	4,89E+00
145	73	-7,60E+02	4,52E+00	-4,00E+01	-7,99E-01	-7,84E+01	-2,55E+00

146	88	1,28E+03	-7,74E+00	6,72E+01	7,99E-01	-1,33E+02	5,42E+00
146	76	-1,28E+03	7,74E+00	-6,72E+01	-7,99E-01	-1,35E+02	-1,91E+00
147	89	1,10E+03	9,18E+01	3,78E+01	7,99E-01	-8,10E+01	1,71E+02
147	77	-1,10E+03	-9,18E+01	-3,78E+01	-7,99E-01	-7,89E+01	1,76E+02
148	92	1,62E+03	8,84E+01	6,50E+01	7,99E-01	-1,33E+02	1,72E+02
148	80	-1,62E+03	-8,84E+01	-6,50E+01	-7,99E-01	-1,35E+02	1,77E+02
149	97	8,11E+02	1,23E+01	5,13E+01	8,86E-01	-1,12E+02	4,50E+01
149	85	-8,11E+02	-1,23E+01	-5,13E+01	-8,86E-01	-8,68E+01	1,61E+01
150	100	1,47E+03	8,61E+00	7,12E+01	8,86E-01	-1,53E+02	4,60E+01
150	88	-1,47E+03	-8,61E+00	-7,12E+01	-8,86E-01	-1,32E+02	1,76E+01
151	101	1,25E+03	8,75E+01	4,88E+01	8,86E-01	-1,13E+02	1,75E+02
151	89	-1,25E+03	-8,75E+01	-4,88E+01	-8,86E-01	-8,78E+01	1,59E+02
152	104	1,91E+03	8,36E+01	6,87E+01	8,86E-01	-1,54E+02	1,76E+02
152	92	-1,91E+03	-8,36E+01	-6,87E+01	-8,86E-01	-1,33E+02	1,60E+02
153	109	8,38E+02	5,59E+00	5,50E+01	8,39E-01	-1,11E+02	2,37E+01
153	97	-8,38E+02	-5,59E+00	-5,50E+01	-8,39E-01	-9,86E+01	1,17E+01
154	112	1,67E+03	1,74E+00	8,27E+01	8,39E-01	-1,69E+02	2,48E+01
154	100	-1,67E+03	-1,74E+00	-8,27E+01	-8,39E-01	-1,54E+02	1,29E+01
155	113	1,39E+03	1,06E+02	5,23E+01	8,39E-01	-1,12E+02	2,10E+02
155	101	-1,39E+03	-1,06E+02	-5,23E+01	-8,39E-01	-9,94E+01	1,89E+02
156	116	2,22E+03	1,02E+02	7,99E+01	8,39E-01	-1,70E+02	2,11E+02
156	104	-2,22E+03	-1,02E+02	-7,99E+01	-8,39E-01	-1,55E+02	1,89E+02
157	121	8,76E+02	4,12E+01	7,17E+01	6,54E-01	-2,17E+02	1,63E+02
157	109	-8,76E+02	-4,12E+01	-7,17E+01	-6,54E-01	-8,40E+01	1,47E+01
158	122	1,87E+03	3,74E+01	8,11E+01	6,54E-01	-2,33E+02	1,60E+02
158	112	-1,87E+03	-3,74E+01	-8,11E+01	-6,54E-01	-1,21E+02	1,58E+01
159	123	1,53E+03	8,27E+01	6,90E+01	6,54E-01	-2,15E+02	2,21E+02
159	113	-1,53E+03	-8,27E+01	-6,90E+01	-6,54E-01	-8,46E+01	1,31E+02
160	124	2,52E+03	7,87E+01	7,83E+01	6,54E-01	-2,32E+02	2,19E+02
160	116	-2,52E+03	-7,87E+01	-7,83E+01	-6,54E-01	-1,21E+02	1,32E+02

EKE ÖRNEK2 ÇIKTI BİLGİLERİ (MAFSAL.OUT)

LOAD FACTOR (LAMBDA) = 0.880

NN	MN	NP	MPx	MPy	MPz	i	j	N	Mxi	Myi	Mzi	Mxj	Myj	Mzj	Hi	Hj	NHi	NHj
1	1	3.500E+03	9.186E+03	1.078E+02	2.156E+02	1	9	1.399E+01	4.364E-02	2.709E-01	6.531E+01	4.364E-02	6.970E-04	1.010E+02	0	0	0	0
2	1	3.500E+03	9.186E+03	1.078E+02	2.156E+02	9	2	1.398E+01	4.364E-02	7.145E-04	1.010E+02	4.364E-02	2.695E-01	2.156E+02	0	1	0	1
3	1	3.500E+03	9.186E+03	1.078E+02	2.156E+02	3	10	1.390E+01	2.732E-02	2.605E-01	6.623E+01	2.732E-02	8.762E-03	1.014E+02	0	0	0	0
4	1	3.500E+03	9.186E+03	1.078E+02	2.156E+02	10	4	1.390E+01	2.732E-02	8.791E-03	1.014E+02	2.732E-02	2.432E-01	2.156E+02	0	1	0	2
5	3	3.500E+03	5.101E+03	5.995E+02	5.995E+02	5	1	9.981E+02	2.920E-02	2.374E+02	1.223E+02	2.920E-02	6.519E+01	8.985E+01	0	0	0	0
6	3	3.500E+03	5.101E+03	5.995E+02	5.995E+02	6	2	1.068E+03	2.778E-02	3.151E+02	1.236E+02	2.778E-02	2.155E+02	8.832E+01	0	0	0	0
7	3	3.500E+03	5.101E+03	5.995E+02	5.995E+02	7	3	1.042E+03	3.666E-02	2.397E+02	3.777E+02	3.666E-02	6.635E+01	4.003E+02	0	0	0	0
8	3	3.500E+03	5.101E+03	5.995E+02	5.995E+02	8	4	1.113E+03	4.667E-02	3.171E+02	3.797E+02	4.667E-02	2.157E+02	4.016E+02	0	0	0	0
9	2	3.500E+03	1.967E+03	2.308E+02	4.616E+02	1	11	4.647E+01	1.204E-01	3.001E-01	8.981E+01	1.204E-01	1.540E-03	3.735E+02	0	0	0	0
10	2	3.500E+03	1.967E+03	2.308E+02	4.616E+02	11	3	4.648E+01	1.204E-01	1.542E-03	3.735E+02	1.204E-01	2.971E-01	4.004E+02	0	0	0	0
11	2	3.500E+03	1.967E+03	2.308E+02	4.616E+02	2	12	4.649E+01	1.425E-01	2.973E-01	8.837E+01	1.425E-01	3.935E-03	3.736E+02	0	0	0	0
12	2	3.500E+03	1.967E+03	2.308E+02	4.616E+02	12	4	4.649E+01	1.425E-01	3.950E-03	3.736E+02	1.425E-01	2.899E-01	4.016E+02	0	0	0	0

LOAD FACTOR (LAMBDA) = 0.911

NN	MN	NP	MPx	MPy	MPz	i	j	N	Mxi	Myi	Mzi	Mxj	Myj	Mzj	Hi	Hj	NHi	NHj
1	1	3.500E+03	9.186E+03	1.078E+02	2.156E+02	1	9	1.373E+01	4.316E-02	2.533E-01	6.902E+01	4.316E-02	2.440E-02	1.086E+02	0	0	0	0
2	1	3.500E+03	9.186E+03	1.078E+02	2.156E+02	9	2	1.372E+01	4.316E-02	2.444E-02	1.086E+02	4.316E-02	3.013E-01	2.168E+02	0	1	0	1
3	1	3.500E+03	9.186E+03	1.078E+02	2.156E+02	3	10	1.386E+01	2.908E-02	2.163E-01	7.035E+01	2.908E-02	4.449E-03	1.078E+02	0	0	0	0
4	1	3.500E+03	9.186E+03	1.078E+02	2.156E+02	10	4	1.387E+01	2.908E-02	4.436E-03	1.078E+02	2.908E-02	2.076E-01	2.197E+02	0	1	0	2
5	3	3.500E+03	5.101E+03	5.995E+02	5.995E+02	5	1	1.035E+03	9.545E-02	2.558E+02	1.278E+02	9.545E-02	6.903E+01	9.210E+01	0	0	0	0
6	3	3.500E+03	5.101E+03	5.995E+02	5.995E+02	6	2	1.106E+03	1.249E-01	3.323E+02	1.294E+02	1.249E-01	2.169E+02	9.041E+01	0	0	0	0
7	3	3.500E+03	5.101E+03	5.995E+02	5.995E+02	7	3	1.080E+03	6.881E-02	2.562E+02	3.929E+02	6.881E-02	7.034E+01	4.158E+02	0	0	0	0
8	3	3.500E+03	5.101E+03	5.995E+02	5.995E+02	8	4	1.153E+03	5.740E-02	3.337E+02	3.952E+02	5.740E-02	2.196E+02	4.172E+02	1	0	3	0
9	2	3.500E+03	1.967E+03	2.308E+02	4.616E+02	1	11	4.818E+01	1.123E-02	1.579E-01	9.205E+01	1.123E-02	5.570E-03	3.871E+02	0	0	0	0
10	2	3.500E+03	1.967E+03	2.308E+02	4.616E+02	11	3	4.818E+01	1.124E-02	5.570E-03	3.871E+02	1.124E-02	1.475E-01	4.158E+02	0	0	0	0
11	2	3.500E+03	1.967E+03	2.308E+02	4.616E+02	2	12	4.819E+01	6.406E-02	1.764E-01	9.045E+01	6.406E-02	1.409E-02	3.872E+02	0	0	0	0
12	2	3.500E+03	1.967E+03	2.308E+02	4.616E+02	12	4	4.819E+01	6.406E-02	1.405E-02	3.872E+02	6.406E-02	1.502E-01	4.172E+02	0	0	0	0

LOAD FACTOR (LAMBDA) = 0.954

NN	MN	NP	MPx	MPy	MPz	I	J	N	Mxi	Myi	Mzi	Mxj	Myj	Mzj	Hi	Hj	NHi	NHj
1	1	3.500E+03	9.186E+03	1.078E+02	2.156E+02	1	9	1.324E+01	4.412E-02	1.568E+00	7.582E+01	4.412E-02	6.444E-01	1.205E+02	0	0	0	0
2	1	3.500E+03	9.186E+03	1.078E+02	2.156E+02	9	2	1.323E+01	4.412E-02	6.444E-01	1.205E+02	4.412E-02	3.020E-01	2.168E+02	0	1	0	1
3	1	3.500E+03	9.186E+03	1.078E+02	2.156E+02	3	10	9.072E+00	2.902E-02	1.537E+00	8.576E+01	2.902E-02	6.728E-01	1.240E+02	0	0	0	0
4	1	3.500E+03	9.186E+03	1.078E+02	2.156E+02	10	4	9.078E+00	2.901E-02	6.728E-01	1.240E+02	2.901E-02	2.074E-01	2.197E+02	0	1	0	2
5	3	3.500E+03	5.101E+03	5.995E+02	5.995E+02	5	1	1.083E+03	7.976E-01	2.859E+02	1.363E+02	7.976E-01	7.471E+01	9.438E+01	0	0	0	0
6	3	3.500E+03	5.101E+03	5.995E+02	5.995E+02	6	2	1.156E+03	8.827E-01	3.593E+02	1.531E+02	8.827E-01	2.166E+02	8.496E+01	0	0	0	0
7	3	3.500E+03	5.101E+03	5.995E+02	5.995E+02	7	3	1.131E+03	8.203E-01	3.133E+02	4.143E+02	8.203E-01	8.687E+01	4.371E+02	1	0	3	0
8	3	3.500E+03	5.101E+03	5.995E+02	5.995E+02	8	4	1.208E+03	5.785E-02	3.337E+02	3.962E+02	5.785E-02	2.199E+02	4.410E+02	1	0	4	0
9	2	3.500E+03	1.967E+03	2.308E+02	4.616E+02	1	11	5.045E+01	1.109E+00	2.366E+00	9.434E+01	1.109E+00	4.729E-03	4.053E+02	0	0	0	0
10	2	3.500E+03	1.967E+03	2.308E+02	4.616E+02	11	3	5.045E+01	1.109E+00	4.774E-03	4.053E+02	1.109E+00	2.357E+00	4.371E+02	0	0	0	0
11	2	3.500E+03	1.967E+03	2.308E+02	4.616E+02	2	12	4.781E+01	2.342E-01	1.185E+00	8.501E+01	2.342E-01	5.569E-01	4.079E+02	0	0	0	0
12	2	3.500E+03	1.967E+03	2.308E+02	4.616E+02	12	4	4.781E+01	2.342E-01	5.569E-01	4.079E+02	2.342E-01	1.496E-01	4.409E+02	0	0	0	0

LOAD FACTOR (LAMBDA) = 0.986

NN	MN	NP	MPx	MPy	MPz	I	J	N	Mxi	Myi	Mzi	Mxj	Myj	Mzj	Hi	Hj	NHi	NHj
1	1	3.500E+03	9.186E+03	1.078E+02	2.156E+02	1	9	1.319E+01	4.493E-02	1.232E-01	7.517E+01	4.493E-02	2.161E-01	1.266E+02	0	0	0	0
2	1	3.500E+03	9.186E+03	1.078E+02	2.156E+02	9	2	1.318E+01	4.492E-02	2.162E-01	1.266E+02	4.492E-02	3.014E-01	2.168E+02	0	1	0	1
3	1	3.500E+03	9.186E+03	1.078E+02	2.156E+02	3	10	1.123E+01	2.892E-02	3.050E+00	5.634E+01	2.892E-02	1.653E+00	1.157E+02	0	0	0	0
4	1	3.500E+03	9.186E+03	1.078E+02	2.156E+02	10	4	1.122E+01	2.893E-02	1.653E+00	1.157E+02	2.893E-02	2.055E-01	2.197E+02	0	1	0	2
5	3	3.500E+03	5.101E+03	5.995E+02	5.995E+02	5	1	1.121E+03	5.008E+00	2.963E+02	1.514E+02	5.008E+00	7.783E+01	9.197E+01	0	0	0	0
6	3	3.500E+03	5.101E+03	5.995E+02	5.995E+02	6	2	1.192E+03	4.510E+00	3.709E+02	1.772E+02	4.510E+00	2.216E+02	7.737E+01	0	0	0	0
7	3	3.500E+03	5.101E+03	5.995E+02	5.995E+02	7	3	1.175E+03	8.201E-01	3.133E+02	4.143E+02	8.201E-01	5.368E+01	4.539E+02	1	0	3	0
8	3	3.500E+03	5.101E+03	5.995E+02	5.995E+02	8	4	1.245E+03	5.840E-02	3.337E+02	3.951E+02	5.840E-02	2.149E+02	4.616E+02	1	0	4	0
9	2	3.500E+03	1.967E+03	2.308E+02	4.616E+02	1	11	5.055E+01	2.664E+00	5.131E+00	9.192E+01	2.664E+00	1.567E+00	4.208E+02	0	0	0	0
10	2	3.500E+03	1.967E+03	2.308E+02	4.616E+02	11	3	5.054E+01	2.664E+00	1.567E+00	4.208E+02	2.664E+00	2.230E+00	4.539E+02	0	0	0	0
11	2	3.500E+03	1.967E+03	2.308E+02	4.616E+02	2	12	4.691E+01	4.768E+00	4.208E+00	7.741E+01	4.768E+00	2.340E+00	4.241E+02	0	0	0	0
12	2	3.500E+03	1.967E+03	2.308E+02	4.616E+02	12	4	4.691E+01	4.768E+00	2.340E+00	4.241E+02	4.768E+00	1.473E-01	4.616E+02	0	1	0	5

LOAD FACTOR (LAMBDA) = 0.99

NN	MN	NP	MPx	MPy	MPz	I	J	N	Mxi	Myi	Mzi	Mxj	Myj	Mzj	Hi	Hj	Hi	NHj
1	1	3.500E+03	9.186E+03	1.078E+02	2.156E+02	1	9	1.426E+01	4.492E-02	7.922E+01	9.709E+01	4.492E-02	4.023E+01	1.377E+02	0	0	0	0
2	1	3.500E+03	9.186E+03	1.078E+02	2.156E+02	9	2	1.426E+01	4.492E-02	4.023E+01	1.377E+02	4.492E-02	3.016E-01	2.168E+02	0	1	0	1
3	1	3.500E+03	9.186E+03	1.078E+02	2.156E+02	3	10	4.524E+00	2.893E-02	6.607E+01	1.029E+02	2.893E-02	3.313E+01	1.389E+02	0	0	0	0
4	1	3.500E+03	9.186E+03	1.078E+02	2.156E+02	10	4	4.442E+00	2.896E-02	3.315E+01	1.389E+02	2.896E-02	2.534E-01	2.197E+02	0	1	0	2
5	3	3.500E+03	5.101E+03	5.995E+02	5.995E+02	5	1	1.111E+03	2.630E+01	3.572E+02	2.458E+02	2.630E+01	9.657E+01	3.806E+01	0	0	0	0
6	3	3.500E+03	5.101E+03	5.995E+02	5.995E+02	6	2	1.236E+03	1.932E+00	4.158E+02	1.441E+03	1.932E+00	2.121E+02	2.671E+02	1	0	3	0
7	3	3.500E+03	5.101E+03	5.995E+02	5.995E+02	7	3	1.176E+03	8.201E-01	3.133E+02	4.143E+02	8.201E-01	1.034E+02	4.944E+02	1	0	4	0
8	3	3.500E+03	5.101E+03	5.995E+02	5.995E+02	8	4	1.210E+03	8.188E-02	3.337E+02	3.951E+02	8.188E-02	2.244E+02	4.616E+02	1	0	5	0
9	2	3.500E+03	1.967E+03	2.308E+02	4.616E+02	1	11	4.412E+01	5.204E-01	5.292E+01	3.802E+01	5.204E-01	7.476E+00	4.273E+02	0	0	0	0
10	2	3.500E+03	1.967E+03	2.308E+02	4.616E+02	11	3	4.413E+01	5.204E-01	7.476E+00	4.273E+02	5.204E-01	6.689E+01	4.944E+02	0	1	0	6
11	2	3.500E+03	1.967E+03	2.308E+02	4.616E+02	2	12	1.109E+02	4.768E+00	2.233E+00	2.671E+02	4.768E+00	8.920E-01	1.022E+03	0	1	0	7
12	2	3.500E+03	1.967E+03	2.308E+02	4.616E+02	12	4	1.109E+02	4.768E+00	9.384E-01	1.022E+03	4.768E+00	2.416E-01	4.616E+02	1	1	8	9

ÖRNEK2 ÇIKTI BİLGİLERİ (ITER.OUT)
LOAD FACTOR (LAMBDA) = 0.877

ITERASYON = 2

LOADS

1	43.825	-920.325	-43.825	0.000	0.000	0.000
2	43.825	-920.325	-43.825	0.000	0.000	0.000
3	43.825	-920.325	-43.825	0.000	0.000	0.000
4	43.825	-920.325	-43.825	0.000	0.000	0.000
9	0.000	-87.650	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	-87.650	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	-175.300	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	-175.300	0.000	0.000	0.000	0.000

1. ELEMANDA N= 14.06532 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

0.00383	0.99685	0.99937	0.99874	1.00063	0.99622
0.00096	0.99921	0.99984	0.99968	1.00016	0.99905

2. ELEMANDA N= 14.05745 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

0.00383	0.99685	0.99937	0.99874	1.00063	0.99622
0.00096	0.99921	0.99984	0.99968	1.00016	0.99905

3. ELEMANDA N= 13.97562 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

0.00381	0.99687	0.99937	0.99875	1.00063	0.99624
0.00095	0.99922	0.99984	0.99969	1.00016	0.99906

4. ELEMANDA N= 13.97418 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

0.00381	0.99687	0.99937	0.99875	1.00063	0.99624
0.00095	0.99922	0.99984	0.99969	1.00016	0.99906

5. ELEMANDA N= 994.62659 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

0.08734	0.92711	0.98554	0.97094	1.01476	0.91371
0.08734	0.92711	0.98554	0.97094	1.01476	0.91371

6. ELEMANDA N= 1064.59405 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

0.09348	0.92191	0.98452	0.96887	1.01583	0.90763
0.09348	0.92191	0.98452	0.96887	1.01583	0.90763

7. ELEMANDA N= 1038.73736 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

0.09121	0.92383	0.98490	0.96963	1.01543	0.90988
0.09121	0.92383	0.98490	0.96963	1.01543	0.90988

8. ELEMANDA N= 1109.24208 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

0.09740	0.91858	0.98387	0.96754	1.01651	0.90376
0.09740	0.91858	0.98387	0.96754	1.01651	0.90376

9. ELEMANDA N= 46.34434 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

0.01401	0.98845	0.99769	0.99538	1.00232	0.98617
0.00350	0.99712	0.99942	0.99885	1.00058	0.99654

10. ELEMANDA N= 46.34419 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

0.01401	0.98845	0.99769	0.99538	1.00232	0.98617
0.00350	0.99712	0.99942	0.99885	1.00058	0.99654

11. ELEMANDA N= 46.34247 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

0.01401	0.98845	0.99769	0.99538	1.00232	0.98617
0.00350	0.99712	0.99942	0.99885	1.00058	0.99654

12. ELEMANDA N= 46.34450 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

0.01401	0.98845	0.99769	0.99538	1.00232	0.98617
0.00350	0.99712	0.99942	0.99885	1.00058	0.99654

1. ELEMAN İÇİN HATA = -0.00422
2. ELEMAN İÇİN HATA = -0.00389
3. ELEMAN İÇİN HATA = -0.00184
4. ELEMAN İÇİN HATA = -0.00291
5. ELEMAN İÇİN HATA = 0.00004
6. ELEMAN İÇİN HATA = -0.00003
7. ELEMAN İÇİN HATA = -0.00003
8. ELEMAN İÇİN HATA = 0.00002
9. ELEMAN İÇİN HATA = -0.00070
10. ELEMAN İÇİN HATA = -0.00072
11. ELEMAN İÇİN HATA = -0.00014
12. ELEMAN İÇİN HATA = -0.00028

ITERASYON 2 SONUCUNDA NORMAL KUVVET DEGERLERİ

- 1 14.00625
- 2 14.00292
- 3 13.94995
- 4 13.93357
- 5 994.66211
- 6 1064.56311
- 7 1038.70944
- 8 1109.26557
- 9 46.31174
- 10 46.31100
- 11 46.33599
- 12 46.33161

LOAD FACTOR (LAMBDA) = 0.911

ITERASYON = 2

LOADS

1	45.525	-956.025	-45.525	0.000	0.000	0.000
2	45.525	-956.025	-45.525	0.000	0.000	0.000
3	45.525	-956.025	-45.525	0.000	0.000	0.000
4	45.525	-956.025	-45.525	0.000	0.000	0.000
9	0.000	-91.050	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	-91.050	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	-182.100	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	-182.100	0.000	0.000	0.000	0.000

1. ELEMANDA N= 13.76047 LUK KUVVET İCİN Fİ DEGERLERİ

=====

0.00375	0.99691	0.99938	0.99877	1.00062	0.99630
0.00094	0.99923	0.99985	0.99969	1.00015	0.99907

2. ELEMANDA N= 13.77264 LUK KUVVET İCİN Fİ DEGERLERİ

=====

0.00375	0.99691	0.99938	0.99876	1.00062	0.99630
0.00094	0.99923	0.99985	0.99969	1.00015	0.99907

3. ELEMANDA N= 13.92583 LUK KUVVET İCİN Fİ DEGERLERİ

=====

0.00379	0.99688	0.99938	0.99875	1.00063	0.99625
0.00095	0.99922	0.99984	0.99969	1.00016	0.99906

4. ELEMANDA N= 13.92090 LUK KUVVET İCİN Fİ DEGERLERİ

=====

0.00379	0.99688	0.99938	0.99875	1.00062	0.99626
0.00095	0.99922	0.99984	0.99969	1.00016	0.99906

5. ELEMANDA N= 1033.75727 LUK KUVVET İCİN Fİ DEGERLERİ

=====

0.09077	0.92420	0.98497	0.96978	1.01536	0.91031
0.09077	0.92420	0.98497	0.96978	1.01536	0.91031

6. ELEMANDA N= 1105.02068 LUK KUVVET İCİN Fİ DEGERLERİ

=====

0.09703	0.91889	0.98393	0.96767	1.01645	0.90412
0.09703	0.91889	0.98393	0.96767	1.01645	0.90412

7. ELEMANDA N= 1079.49066 LUK KUVVET İCİN Fİ DEGERLERİ

=====

0.09479	0.92079	0.98430	0.96843	1.01606	0.90634
0.09479	0.92079	0.98430	0.96843	1.01606	0.90634

8. ELEMANDA N= 1152.13160 LUK KUVVET İCİN Fİ DEGERLERİ

=====

0.10117 0.91537 0.98324 0.96627 1.01717 0.90003

0.10117 0.91537 0.98324 0.96627 1.01717 0.90003

9. ELEMANDA N= 48.16017 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

=====

0.01456 0.98799 0.99760 0.99520 1.00241 0.98562

0.00364 0.99700 0.99940 0.99880 1.00060 0.99641

10. ELEMANDA N= 48.16165 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

=====

0.01456 0.98799 0.99760 0.99520 1.00241 0.98562

0.00364 0.99700 0.99940 0.99880 1.00060 0.99641

11. ELEMANDA N= 48.16503 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

=====

0.01456 0.98799 0.99760 0.99520 1.00241 0.98562

0.00364 0.99700 0.99940 0.99880 1.00060 0.99641

12. ELEMANDA N= 48.17270 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

=====

0.01457 0.98799 0.99760 0.99520 1.00241 0.98562

0.00364 0.99700 0.99940 0.99880 1.00060 0.99641

1. ELEMAN İÇİN HATA = -0.00144

2. ELEMAN İÇİN HATA = -0.00261

3. ELEMAN İÇİN HATA = -0.00354

4. ELEMAN İÇİN HATA = -0.00303

5. ELEMAN İÇİN HATA = 0.00002

6. ELEMAN İÇİN HATA = -0.00002

7. ELEMAN İÇİN HATA = -0.00002

8. ELEMAN İÇİN HATA = 0.00002

9. ELEMAN İÇİN HATA = -0.00060

10. ELEMAN İÇİN HATA = -0.00045

11. ELEMAN İÇİN HATA = -0.00036

12. ELEMAN İÇİN HATA = -0.00066

ITERASYON 2 SONUCUNDA NORMAL KUVVET DEGERLERİ

1 13.74072

2 13.73679

3 13.87664

4 13.87882

5 1033.77871

6 1105.00355

7 1079.46403

8 1152.15378

9 48.13114

10 48.14000

11 48.14755

12 48.14092

LOAD FACTOR (LAMBDA) = 0.954

ITERASYON = 3

LOADS

1	47.675	-1001.175	-47.675	0.000	0.000	0.000
2	47.675	-1001.175	-47.675	0.000	0.000	0.000
3	47.675	-1001.175	-47.675	0.000	0.000	0.000
4	47.675	-1001.175	-47.675	0.000	0.000	0.000
9	0.000	-95.350	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	-95.350	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	-190.700	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	-190.700	0.000	0.000	0.000	0.000

1. ELEMANDA N= 13.23752 LUK KUVVET İCİN Fİ DEGERLERİ

0.00361	0.99703	0.99941	0.99881	1.00059	0.99644
0.00090	0.99926	0.99985	0.99970	1.00015	0.99911

2. ELEMANDA N= 13.25161 LUK KUVVET İCİN Fİ DEGERLERİ

0.00361	0.99703	0.99941	0.99881	1.00059	0.99644
0.00090	0.99926	0.99985	0.99970	1.00015	0.99911

3. ELEMANDA N= 9.10674 LUK KUVVET İCİN Fİ DEGERLERİ

0.00248	0.99796	0.99959	0.99918	1.00041	0.99755
0.00062	0.99949	0.99990	0.99980	1.00010	0.99939

4. ELEMANDA N= 9.09267 LUK KUVVET İCİN Fİ DEGERLERİ

0.00248	0.99796	0.99959	0.99918	1.00041	0.99755
0.00062	0.99949	0.99990	0.99980	1.00010	0.99939

5. ELEMANDA N= 1083.14486 LUK KUVVET İCİN Fİ DEGERLERİ

0.09511	0.92052	0.98425	0.96832	1.01611	0.90602
0.09511	0.92052	0.98425	0.96832	1.01611	0.90602

6. ELEMANDA N= 1155.36354 LUK KUVVET İCİN Fİ DEGERLERİ

0.10145	0.91513	0.98319	0.96618	1.01722	0.89975
0.10145	0.91513	0.98319	0.96618	1.01722	0.89975

7. ELEMANDA N= 1130.51082 LUK KUVVET İCİN Fİ DEGERLERİ

0.09927	0.91699	0.98356	0.96691	1.01684	0.90191
0.09927	0.91699	0.98356	0.96691	1.01684	0.90191

8. ELEMANDA N= 1207.78118 LUK KUVVET İCİN Fİ DEGERLERİ

0.10606	0.91121	0.98242	0.96462	1.01803	0.89520
0.10606	0.91121	0.98242	0.96462	1.01803	0.89520

9. ELEMANDA N= 50.43682 LUK KUVVET ICIN FI DEGERLERI

0.01525	0.98742	0.99749	0.99497	1.00252	0.98494
0.00381	0.99686	0.99937	0.99875	1.00063	0.99624

10. ELEMANDA N= 50.43527 LUK KUVVET ICIN FI DEGERLERI

0.01525	0.98742	0.99749	0.99497	1.00252	0.98494
0.00381	0.99686	0.99937	0.99875	1.00063	0.99624

11. ELEMANDA N= 47.80693 LUK KUVVET ICIN FI DEGERLERI

0.01446	0.98808	0.99762	0.99524	1.00239	0.98573
0.00361	0.99703	0.99941	0.99881	1.00060	0.99643

12. ELEMANDA N= 47.81218 LUK KUVVET ICIN FI DEGERLERI

0.01446	0.98808	0.99762	0.99523	1.00239	0.98573
0.00361	0.99703	0.99941	0.99881	1.00060	0.99643

1. ELEMAN ICIN HATA = 0.00043
2. ELEMAN ICIN HATA = -0.00091
3. ELEMAN ICIN HATA = -0.00012
4. ELEMAN ICIN HATA = 0.00065
5. ELEMAN ICIN HATA = 0.00000
6. ELEMAN ICIN HATA = 0.00000
7. ELEMAN ICIN HATA = 0.00000
8. ELEMAN ICIN HATA = 0.00000
9. ELEMAN ICIN HATA = -0.00003
10. ELEMAN ICIN HATA = 0.00010
11. ELEMAN ICIN HATA = -0.00002
12. ELEMAN ICIN HATA = 0.00000

ITERASYON 3 SONUCUNDA NORMAL KUVVET DEGERLERI

- 1 13.24317
- 2 13.23958
- 3 9.10570
- 4 9.09862
- 5 1083.14437
- 6 1155.36192
- 7 1130.51231
- 8 1207.78178
- 9 50.43507
- 10 50.44028
- 11 47.80577
- 12 47.81221

LOAD FACTOR (LAMBDA) = 0.986

ITERASYON = 2

LOADS

1	49.275	-1034.775	-49.275	0.000	0.000	0.000
2	49.275	-1034.775	-49.275	0.000	0.000	0.000
3	49.275	-1034.775	-49.275	0.000	0.000	0.000
4	49.275	-1034.775	-49.275	0.000	0.000	0.000
9	0.000	-98.550	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	-98.550	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	-197.100	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	-197.100	0.000	0.000	0.000	0.000

1. ELEMANDA N= 13.21036 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

0.00360	0.99704	0.99941	0.99882	1.00059	0.99645
0.00090	0.99926	0.99985	0.99970	1.00015	0.99911

2. ELEMANDA N= 13.21419 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

0.00360	0.99704	0.99941	0.99881	1.00059	0.99645
0.00090	0.99926	0.99985	0.99970	1.00015	0.99911

3. ELEMANDA N= 11.26866 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

0.00307	0.99747	0.99949	0.99899	1.00051	0.99697
0.00077	0.99937	0.99987	0.99975	1.00013	0.99924

4. ELEMANDA N= 11.25367 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

0.00307	0.99748	0.99950	0.99899	1.00051	0.99697
0.00077	0.99937	0.99987	0.99975	1.00013	0.99924

5. ELEMANDA N= 1120.17253 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

0.09836	0.91776	0.98371	0.96722	1.01668	0.90281
0.09836	0.91776	0.98371	0.96722	1.01668	0.90281

6. ELEMANDA N= 1191.76465 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

0.10465	0.91241	0.98266	0.96510	1.01778	0.89659
0.10465	0.91241	0.98266	0.96510	1.01778	0.89659

7. ELEMANDA N= 1173.89779 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

0.10308	0.91375	0.98292	0.96563	1.01751	0.89814
0.10308	0.91375	0.98292	0.96563	1.01751	0.89814

8. ELEMANDA N= 1244.56504 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

--	--	--	--	--	--

0.10929	0.90846	0.98188	0.96353	1.01860	0.89200
0.10929	0.90846	0.98188	0.96353	1.01860	0.89200

9. ELEMANDA N= 50.54106 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

0.01528	0.98740	0.99748	0.99496	1.00253	0.98491
0.00382	0.99686	0.99937	0.99874	1.00063	0.99623

10. ELEMANDA N= 50.54930 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

0.01529	0.98740	0.99748	0.99496	1.00253	0.98491
0.00382	0.99686	0.99937	0.99874	1.00063	0.99623

11. ELEMANDA N= 47.06168 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

0.01423	0.98827	0.99766	0.99531	1.00235	0.98595
0.00356	0.99707	0.99941	0.99883	1.00059	0.99649

12. ELEMANDA N= 47.07885 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

0.01424	0.98826	0.99766	0.99531	1.00235	0.98595
0.00356	0.99707	0.99941	0.99883	1.00059	0.99649

1. ELEMAN İÇİN HATA = -0.00261
2. ELEMAN İÇİN HATA = -0.00179
3. ELEMAN İÇİN HATA = -0.00548
4. ELEMAN İÇİN HATA = -0.00121
5. ELEMAN İÇİN HATA = 0.00008
6. ELEMAN İÇİN HATA = -0.00006
7. ELEMAN İÇİN HATA = -0.00001
8. ELEMAN İÇİN HATA = 0.00000
9. ELEMAN İÇİN HATA = -0.00010
10. ELEMAN İÇİN HATA = -0.00001
11. ELEMAN İÇİN HATA = -0.00284
12. ELEMAN İÇİN HATA = -0.00319

ITERASYON 2 SONUCUNDA NORMAL KUVVET DEGERLERİ

- 1 13.17592
- 2 13.19063
- 3 11.20720
- 4 11.24004
- 5 1120.25972
- 6 1191.69162
- 7 1173.88506
- 8 1244.56380
- 9 50.53593
- 10 50.54862
- 11 46.92838
- 12 46.92916

LOAD FACTOR (LAMBDA) = 0.99

ITERASYON = 1

LOADS

1	49.310	-1035.510	-49.310	0.000	0.000	0.000
2	49.310	-1035.510	-49.310	0.000	0.000	0.000
3	49.310	-1035.510	-49.310	0.000	0.000	0.000
4	49.310	-1035.510	-49.310	0.000	0.000	0.000
9	0.000	-98.620	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	-98.620	0.000	0.000	0.000	0.000
11	0.000	-197.240	0.000	0.000	0.000	0.000
12	0.000	-197.240	0.000	0.000	0.000	0.000

1. ELEMANDA N= 22.44531 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

0.00612	0.99496	0.99899	0.99799	1.00101	0.99396
0.00153	0.99874	0.99975	0.99950	1.00025	0.99849

2. ELEMANDA N= 32.41948 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

0.00883	0.99272	0.99855	0.99709	1.00146	0.99128
0.00221	0.99818	0.99964	0.99927	1.00036	0.99782

3. ELEMANDA N= 16.46567 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

0.00449	0.99631	0.99926	0.99852	1.00074	0.99557
0.00112	0.99908	0.99982	0.99963	1.00018	0.99889

4. ELEMANDA N= 22.36496 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

0.00609	0.99498	0.99900	0.99799	1.00100	0.99398
0.00152	0.99875	0.99975	0.99950	1.00025	0.99850

5. ELEMANDA N= 1191.63240 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

0.10464	0.91242	0.98266	0.96510	1.01778	0.89660
0.10464	0.91242	0.98266	0.96510	1.01778	0.89660

6. ELEMANDA N= 1288.47609 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

0.11314	0.90517	0.98124	0.96222	1.01928	0.88818
0.11314	0.90517	0.98124	0.96222	1.01928	0.88818

7. ELEMANDA N= 1129.84827 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

0.09921	0.91704	0.98356	0.96693	1.01683	0.90197
0.09921	0.91704	0.98356	0.96693	1.01683	0.90197

8. ELEMANDA N= 1123.80241 LUK KUVVET İÇİN Fİ DEGERLERİ

0.09868	0.91749	0.98365	0.96711	1.01674	0.90249
0.09868	0.91749	0.98365	0.96711	1.01674	0.90249

9. ELEMANDA N= -66.64584 LUK KUVVET İCİN Fİ DEGERLERİ

-0.02015	1.01652	1.00331	1.00661	0.99671	1.01989
-0.00504	1.00414	1.00083	1.00166	0.99917	1.00497

10. ELEMANDA N= -66.97160 LUK KUVVET İCİN Fİ DEGERLERİ

-0.02025	1.01660	1.00333	1.00665	0.99669	1.01998
-0.00506	1.00416	1.00083	1.00166	0.99917	1.00500

11. ELEMANDA N= 155.53297 LUK KUVVET İCİN Fİ DEGERLERİ

0.04703	0.96101	0.99224	0.98443	1.00785	0.95356
0.01176	0.99031	0.99806	0.99613	1.00194	0.98839

12. ELEMANDA N= 156.23071 LUK KUVVET İCİN Fİ DEGERLERİ

0.04724	0.96084	0.99220	0.98436	1.00789	0.95335
0.01181	0.99027	0.99806	0.99611	1.00195	0.98834

9	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
10	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
11	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
12	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00

NODAL POINT LOADS:

NN	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====
1	5.000E+01	-1.050E+03	-5.000E+01	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
2	5.000E+01	-1.050E+03	-5.000E+01	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
3	5.000E+01	-1.050E+03	-5.000E+01	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
4	5.000E+01	-1.050E+03	-5.000E+01	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
9	0.000E+00	-1.000E+02	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
10	0.000E+00	-1.000E+02	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
11	0.000E+00	-2.000E+02	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
12	0.000E+00	-2.000E+02	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00

ELEMENTS CONNECTIVITY FOR FRAME MEMBERS

=====

ELEMENT MATERIAL NODE NUMBERS

=====

1	1	1	9
2	1	9	2
3	1	3	10
4	1	10	4
5	3	5	1
6	3	6	2
7	3	7	3
8	3	8	4
9	2	1	11
10	2	11	3
11	2	2	12
12	2	12	4

NUMBER OF DIFFERENT TYPE OF MATERIALS = 3

YOUNG-MOD. POIS.RATIO SECT.AREA SEC.INER.1 SEC.INER.2 TOR.RIGID. Np MXp MYp MZp

=====

2.100E+08	2.000E-01	8.448E-03	2.833E-05	1.133E-04	6.780E-05	2.028E+03	9.186E+03	1.078E+02	2.156E+02
2.100E+08	2.000E-01	1.403E-02	7.818E-05	3.127E-04	1.871E-04	3.368E+03	1.967E+03	2.308E+02	4.616E+02
2.100E+08	2.000E-01	2.105E-02	3.517E-04	3.517E-04	5.260E-04	5.051E+03	5.101E+03	5.995E+02	5.995E+02

LOAD FACTOR (LAMBDA) = 0.850

CALCULATING EQUATIONS

ITER = 0

COMPUTED NODAL POINT DISPLACEMENTS

NN	DX	DY	DZ	QX	QY	QZ
1	4.287E-02	-1.763E-03	-4.974E-02	-8.275E-03	4.841E-09	-1.099E-02
2	4.287E-02	-1.864E-03	-4.968E-02	-4.299E-03	3.863E-09	-1.099E-02
3	4.266E-02	-1.829E-03	-4.974E-02	-8.275E-03	4.054E-09	1.889E-03
4	4.266E-02	-1.930E-03	-4.968E-02	-4.299E-03	3.869E-09	1.889E-03
5	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
6	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
7	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
8	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
9	4.287E-02	-1.532E-02	-4.971E-02	3.125E-03	1.995E-08	-1.099E-02
10	4.266E-02	-1.538E-02	-4.971E-02	3.125E-03	2.026E-08	1.889E-03
11	4.277E-02	-6.134E-02	-4.974E-02	-8.275E-03	-1.276E-09	2.269E-03
12	4.277E-02	-6.144E-02	-4.968E-02	-4.299E-03	-1.197E-09	2.269E-03

COMPUTED FRAME MEMBER FORCES

NE	NN	AXIAL-X	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION-X	MOMENT-YY	MOMENT-ZZ
1	1	1.371E+01	1.451E+01	1.764E-05	8.044E-06	-5.776E-05	-3.880E+01
1	9	-1.371E+01	-1.451E+01	-1.764E-05	-8.044E-06	-1.281E-05	9.684E+01
2	9	1.371E+01	-7.050E+01	7.775E-06	9.633E-06	8.380E-06	-9.684E+01
2	2	-1.371E+01	7.050E+01	-7.775E-06	-9.633E-06	-3.948E-05	-1.852E+02
3	3	1.371E+01	1.451E+01	1.941E-05	1.093E-05	-6.293E-05	-3.880E+01
3	10	-1.371E+01	-1.451E+01	-1.941E-05	-1.093E-05	-1.473E-05	9.684E+01
4	10	1.371E+01	-7.050E+01	6.313E-06	9.180E-06	1.175E-05	-9.684E+01
4	4	-1.371E+01	7.050E+01	-6.313E-06	-9.180E-06	-3.700E-05	-1.852E+02
5	5	9.738E+02	-1.908E+00	2.880E+01	-2.785E-05	-1.916E+02	9.385E+01
5	1	-9.738E+02	1.908E+00	-2.880E+01	2.785E-05	-3.880E+01	-1.091E+02
6	6	1.030E+03	-1.908E+00	5.621E+01	-2.223E-05	-2.645E+02	9.385E+01
6	2	-1.030E+03	1.908E+00	-5.621E+01	2.223E-05	-1.852E+02	-1.091E+02
7	7	1.010E+03	8.691E+01	2.880E+01	-2.333E-05	-1.916E+02	3.302E+02

```
7 3 -1.010E+03 -8.691E+01 -2.880E+01 2.333E-05 -3.880E+01 3.651E+02
8 8 1.066E+03 8.691E+01 5.621E+01 -2.226E-05 -2.645E+02 3.302E+02
8 4 -1.066E+03 -8.691E+01 -5.621E+01 2.226E-05 -1.852E+02 3.651E+02
9 1 4.441E+01 6.673E+01 -8.518E-06 4.948E-07 4.416E-05 1.091E+02
9 11 4.441E+01 -6.673E+01 8.518E-06 -4.948E-07 1.547E-05 3.580E+02
10 11 4.441E+01 -1.033E+02 2.527E-07 1.879E-06 -1.339E-05 -3.580E+02
10 3 -4.441E+01 1.033E+02 -2.527E-07 -1.879E-06 1.162E-05 -3.651E+02
11 2 4.441E+01 6.673E+01 -5.852E-06 8.361E-07 3.235E-05 1.091E+02
11 12 -4.441E+01 -6.673E+01 5.852E-06 -8.361E-07 8.615E-06 3.580E+02
12 12 4.441E+01 -1.033E+02 -3.481E-07 1.309E-06 -1.066E-05 -3.580E+02
12 4 -4.441E+01 1.033E+02 3.481E-07 -1.309E-06 1.310E-05 -3.651E+02
```

LOAD FACTOR (LAMBDA) = 0.877

CALCULATING EQUATIONS

ITER = 0

COMPUTED NODAL POINT DISPLACEMENTS

NN	DX	DY	DZ	QX	QY	QZ
1	4.429E-02	-1.813E-03	-4.558E-02	-7.404E-03	-8.734E-06	-1.135E-02
2	4.419E-02	-1.930E-03	-4.550E-02	-2.693E-03	-2.321E-05	-1.134E-02
3	4.407E-02	-1.881E-03	-4.554E-02	-7.398E-03	-7.450E-06	1.944E-03
4	4.397E-02	-1.998E-03	-4.547E-02	-2.686E-03	-1.993E-05	1.955E-03
5	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
6	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
7	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
8	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
9	4.436E-02	-1.204E-02	-4.554E-02	3.596E-03	-8.440E-06	-1.138E-02
10	4.413E-02	-1.210E-02	-4.550E-02	3.595E-03	-6.372E-06	1.925E-03
11	4.418E-02	-6.329E-02	-4.556E-02	-7.401E-03	-8.533E-08	2.344E-03
12	4.408E-02	-6.341E-02	-4.548E-02	-2.690E-03	6.646E-06	2.339E-03

HINGE ROTATIONS

HN	RX	RY	RZ
1	-4.375E-03	1.358E-04	-7.017E-05
2	-4.384E-03	1.229E-04	-4.753E-05

COMPUTED FRAME MEMBER FORCES

NE NN AXIAL-X SHEAR-Y SHEAR-Z TORSION-X MOMENT-YY MOMENT-ZZ

=====

1 1 1.624E+01 1.164E+01 -4.488E-02 -4.359E-02 8.932E-02 -4.216E+01
 1 9 -1.624E+01 -1.164E+01 4.488E-02 4.359E-02 9.019E-02 8.872E+01

CAPTURED FRAME MEMBER FORCES FOR MEMBER = 2

1. HINGE MOMENTS = 4.359E-02 2.697E-01 -2.156E+02

2 9 1.624E+01 -7.608E+01 -4.489E-02 -4.359E-02 -9.020E-02 -8.872E+01
 2 2 -1.624E+01 7.608E+01 4.489E-02 4.359E-02 2.698E-01 -2.156E+02

COMPUTED 1. HINGE MOMENTS = 4.359E-02 2.698E-01 -2.156E+02

3 3 1.626E+01 1.165E+01 -4.025E-02 -2.733E-02 7.890E-02 -4.211E+01
 3 10 -1.626E+01 -1.165E+01 4.025E-02 2.733E-02 8.211E-02 8.870E+01

CAPTURED FRAME MEMBER FORCES FOR MEMBER = 4

1. HINGE MOMENTS = 2.733E-02 2.432E-01 -2.156E+02

4 10 1.625E+01 -7.607E+01 -4.027E-02 -2.733E-02 -8.211E-02 -8.870E+01
 4 4 -1.625E+01 7.607E+01 4.027E-02 2.733E-02 2.432E-01 -2.156E+02

COMPUTED 1. HINGE MOMENTS = 2.733E-02 2.432E-01 -2.156E+02

5 5 1.002E+03 -1.927E+00 2.763E+01 5.025E-02 -1.789E+02 9.706E+01
 5 1 -1.002E+03 1.927E+00 -2.763E+01 -5.025E-02 -4.217E+01 -1.125E+02

6 6 1.066E+03 -2.010E+00 6.012E+01 1.335E-01 -2.653E+02 9.662E+01
 6 2 -1.066E+03 2.010E+00 -6.012E+01 -1.335E-01 -2.156E+02 -1.127E+02

7 7 1.039E+03 8.973E+01 2.760E+01 4.286E-02 -1.787E+02 3.410E+02
 7 3 -1.039E+03 -8.973E+01 -2.760E+01 -4.286E-02 -4.210E+01 3.769E+02

8 8 1.104E+03 8.964E+01 6.010E+01 1.147E-01 -2.652E+02 3.405E+02
 8 4 -1.104E+03 -8.964E+01 -6.010E+01 -1.147E-01 -2.156E+02 3.766E+02

9 1 4.583E+01 6.883E+01 5.364E-03 -6.460E-03 -3.906E-02 1.124E+02
 9 11 -4.583E+01 -6.883E+01 -5.364E-03 6.460E-03 1.512E-03 3.694E+02

10 11 4.583E+01 -1.066E+02 5.373E-03 -6.461E-03 -1.534E-03 -3.694E+02
 10 3 -4.583E+01 1.066E+02 -5.373E-03 6.461E-03 -3.608E-02 -3.769E+02

11 2 4.583E+01 6.887E+01 1.890E-02 -7.914E-03 -1.362E-01 1.127E+02
 11 12 -4.583E+01 -6.887E+01 -1.890E-02 7.914E-03 3.862E-03 3.694E+02

12 12 4.582E+01 -1.066E+02 1.891E-02 -7.905E-03 -3.860E-03 -3.694E+02
 12 4 -4.582E+01 1.066E+02 -1.891E-02 7.905E-03 -1.285E-01 -3.766E+02

LOAD FACTOR (LAMBDA) = 0.911

CALCULATING EQUATIONS

ITER = 2

COMPUTED NODAL POINT DISPLACEMENTS

NN	DX	DY	DZ	QX	QY	QZ
=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====
1	5.419E-02	-1.873E-03	-6.762E-02	-1.095E-02	-1.636E-05	-1.289E-02
2	5.470E-02	-2.002E-03	-6.755E-02	-6.809E-03	-2.139E-05	-1.296E-02
3	5.396E-02	-1.956E-03	-6.773E-02	-1.094E-02	-1.173E-05	1.347E-03
4	5.447E-02	-2.087E-03	-6.767E-02	-6.754E-03	-8.846E-06	1.306E-03
5	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
6	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
7	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
8	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
9	5.447E-02	-1.800E-02	-6.758E-02	3.993E-03	-9.506E-05	-1.292E-02
10	5.420E-02	-1.784E-02	-6.770E-02	4.051E-03	-8.772E-05	1.327E-03
11	5.407E-02	-6.672E-02	-6.767E-02	-1.094E-02	1.983E-05	2.882E-03
12	5.458E-02	-6.689E-02	-6.759E-02	-6.782E-03	2.031E-05	2.909E-03

HINGE ROTATIONS

HN	RX	RY	RZ
=====	=====	=====	=====
1	1.698E-03	3.563E-05	8.369E-06
2	1.400E-03	-1.088E-05	1.633E-06
3	-3.462E-06	1.132E-06	-3.377E-06

COMPUTED FRAME MEMBER FORCES

NE	NN	AXIAL-X	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION-X	MOMENT-YY	MOMENT-ZZ
=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====
1	1	1.373E+01	9.837E+00	-6.882E-02	-4.316E-02	2.563E-01	-6.903E+01
1	9	-1.373E+01	-9.837E+00	6.882E-02	4.316E-02	2.292E-02	1.086E+02

CAPTURED FRAME MEMBER FORCES FOR MEMBER = 2

1. HINGE MOMENTS =		4.316E-02	3.013E-01	-2.168E+02			
2	9	1.373E+01	-8.130E+01	-6.883E-02	-4.316E-02	-2.287E-02	-1.086E+02
2	2	-1.373E+01	8.130E+01	6.883E-02	4.316E-02	3.013E-01	-2.168E+02

COMPUTED 1. HINGE MOMENTS = 4.316E-02 3.013E-01 -2.168E+02

3 3 1.386E+01 9.314E+00 -5.248E-02 -2.908E-02 2.193E-01 -7.038E+01
 3 10 -1.386E+01 -9.314E+00 5.248E-02 2.908E-02 -5.980E-03 1.079E+02

CAPTURED FRAME MEMBER FORCES FOR MEMBER = 4

1. HINGE MOMENTS = 2.908E-02 2.076E-01 -2.197E+02

4 10 1.385E+01 -8.183E+01 -5.249E-02 -2.908E-02 6.011E-03 -1.079E+02
 4 4 -1.385E+01 8.183E+01 5.249E-02 2.908E-02 2.076E-01 -2.197E+02

COMPUTED 1. HINGE MOMENTS = 2.908E-02 2.076E-01 -2.197E+02

5 5 1.035E+03 -2.541E+00 3.186E+01 9.413E-02 -2.558E+02 1.278E+02
 5 1 -1.035E+03 2.541E+00 -3.186E+01 -9.413E-02 -6.904E+01 -9.210E+01

6 6 1.106E+03 -2.685E+00 5.932E+01 1.231E-01 -3.324E+02 1.294E+02
 6 2 -1.106E+03 2.685E+00 -5.932E+01 -1.231E-01 -2.169E+02 -9.039E+01

7 7 1.081E+03 9.381E+01 3.169E+01 6.750E-02 -2.563E+02 3.930E+02
 7 3 -1.081E+03 -9.381E+01 -3.169E+01 -6.750E-02 -7.037E+01 4.158E+02

CAPTURED FRAME MEMBER FORCES FOR MEMBER = 8

1. HINGE MOMENTS = 5.740E-02 -3.337E+02 3.952E+02

8 8 1.153E+03 9.370E+01 5.941E+01 5.741E-02 -3.337E+02 3.952E+02
 8 4 -1.153E+03 -9.370E+01 -5.941E+01 -5.741E-02 -2.196E+02 4.173E+02

COMPUTED 1. HINGE MOMENTS = 5.741E-02 -3.337E+02 3.952E+02

9 1 4.818E+01 6.801E+01 2.202E-02 -9.205E-03 -1.622E-01 9.206E+01
 9 11 -4.818E+01 -6.801E+01 -2.202E-02 9.205E-03 5.563E-03 3.871E+02

10 11 4.819E+01 -1.143E+02 2.201E-02 -9.205E-03 -5.538E-03 -3.871E+02
 10 3 -4.819E+01 1.143E+02 -2.201E-02 9.205E-03 -1.518E-01 -4.159E+02

11 2 4.818E+01 6.780E+01 2.303E-02 -6.357E-02 -1.781E-01 9.044E+01
 11 12 -4.818E+01 -6.780E+01 -2.303E-02 6.357E-02 1.512E-02 3.873E+02

12 12 4.819E+01 -1.145E+02 2.304E-02 -6.357E-02 -1.505E-02 -3.873E+02
 12 4 -4.819E+01 1.145E+02 -2.304E-02 6.357E-02 -1.502E-01 -4.173E+02

LOAD FACTOR (LAMBDA) = 0.954

CALCULATING EQUATIONS

ITER = 0

COMPUTED NODAL POINT DISPLACEMENTS

NN	DX	DY	DZ	QX	QY	QZ
1	3.998E-02	-1.982E-03	-4.609E-02	-7.493E-03	-3.397E-03	-1.131E-02
2	4.688E-02	-2.091E-03	-4.601E-02	-2.352E-03	-3.226E-03	-1.215E-02
3	3.972E-02	-2.066E-03	7.204E-02	1.340E-03	-7.838E-03	2.049E-03
4	4.664E-02	-2.148E-03	7.212E-02	1.038E-02	-1.108E-02	1.909E-03
5	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
6	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
7	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
8	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
9	4.734E-02	-1.374E-02	-4.605E-02	3.473E-03	-5.709E-04	-1.134E-02
10	5.371E-02	-3.243E-04	7.208E-02	2.432E-03	-1.105E-05	2.029E-03
11	3.985E-02	-6.692E-02	5.202E-03	-3.076E-03	-9.847E-03	2.307E-03
12	4.676E-02	-6.823E-02	-6.829E-04	4.017E-03	-9.081E-03	2.553E-03

HINGE ROTATIONS

HN	RX	RY	RZ
1	-4.129E-03	3.733E-03	7.721E-04
2	-2.152E-02	1.377E-02	1.006E-04
3	2.132E-02	-7.981E-03	2.748E-03
4	1.737E-02	-1.107E-02	1.003E-03

COMPUTED FRAME MEMBER FORCES

NE	NN	AXIAL-X	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION-X	MOMENT-YY	MOMENT-ZZ
1	1	1.697E+01	1.658E+01	6.502E-01	-4.413E-02	-5.504E+00	-3.208E+01
1	9	-1.697E+01	-1.658E+01	-6.502E-01	4.413E-02	2.903E+00	9.839E+01

CAPTURED FRAME MEMBER FORCES FOR MEMBER = 2

1. HINGE MOMENTS =		4.412E-02	3.020E-01	-2.168E+02			
2	9	1.695E+01	-7.880E+01	6.502E-01	-4.413E-02	-2.903E+00	-9.839E+01
2	2	-1.695E+01	7.880E+01	-6.502E-01	4.413E-02	3.020E-01	-2.168E+02

COMPUTED 1. HINGE MOMENTS = 4.413E-02 3.020E-01 -2.168E+02

3 3 1.832E+01 2.589E+01 1.906E+00 -2.901E-02 -1.545E+01 4.529E+01
3 10 -1.832E+01 -2.589E+01 -1.906E+00 2.901E-02 7.830E+00 5.828E+01

CAPTURED FRAME MEMBER FORCES FOR MEMBER = 4

1. HINGE MOMENTS = 2.901E-02 2.074E-01 -2.197E+02

4 10 1.833E+01 -6.949E+01 1.906E+00 -2.901E-02 -7.830E+00 -5.828E+01
4 4 -1.833E+01 6.949E+01 -1.906E+00 2.901E-02 2.074E-01 -2.197E+02

COMPUTED 1. HINGE MOMENTS = 2.901E-02 2.074E-01 -2.197E+02

5 5 1.095E+03 -9.130E+00 2.790E+01 1.955E+01 -1.807E+02 6.792E+01
5 1 -1.095E+03 9.130E+00 -2.790E+01 -1.955E+01 -4.241E+01 -1.410E+02

6 6 1.155E+03 -2.946E+00 6.336E+01 1.856E+01 -2.751E+02 1.003E+02
6 2 -1.155E+03 2.946E+00 -6.336E+01 -1.856E+01 -2.317E+02 -1.239E+02

CAPTURED FRAME MEMBER FORCES FOR MEMBER = 7

1. HINGE MOMENTS = -8.203E-01 -3.133E+02 4.143E+02

7 7 1.141E+03 1.020E+02 3.220E+01 -8.203E-01 -3.133E+02 4.143E+02
7 3 -1.141E+03 -1.020E+02 -3.220E+01 8.203E-01 5.562E+01 4.013E+02

COMPUTED 1. HINGE MOMENTS = -8.203E-01 -3.133E+02 4.143E+02

CAPTURED FRAME MEMBER FORCES FOR MEMBER = 8

1. HINGE MOMENTS = 5.785E-02 -3.337E+02 3.952E+02

8 8 1.187E+03 1.009E+02 6.730E+01 5.785E-02 -3.337E+02 3.952E+02
8 4 -1.187E+03 -1.009E+02 -6.730E+01 -5.785E-02 -2.048E+02 4.119E+02

COMPUTED 1. HINGE MOMENTS = 5.785E-02 -3.337E+02 3.952E+02

9 1 5.616E+01 7.678E+01 -2.834E+00 -1.033E+01 2.505E+01 1.409E+02
9 11 -5.616E+01 -7.678E+01 2.834E+00 1.033E+01 -5.208E+00 3.965E+02

10 11 5.617E+01 -1.140E+02 -2.834E+00 -1.033E+01 5.208E+00 -3.965E+02
10 3 -5.617E+01 1.140E+02 2.834E+00 1.033E+01 1.463E+01 -4.014E+02

11 2 5.129E+01 7.482E+01 -1.294E+00 -1.490E+01 1.826E+01 1.239E+02
11 12 -5.129E+01 -7.482E+01 1.294E+00 1.490E+01 -9.205E+00 3.998E+02

12 12 5.128E+01 -1.159E+02 -1.294E+00 -1.490E+01 9.205E+00 -3.998E+02
12 4 -5.128E+01 1.159E+02 1.294E+00 1.490E+01 -1.496E-01 -4.119E+02

LOAD FACTOR (LAMBDA) = 0.986

CALCULATING EQUATIONS

ITER = 0

COMPUTED NODAL POINT DISPLACEMENTS

NN	DX	DY	DZ	QX	QY	QZ
=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====
1	5.184E-02	-2.043E-03	-5.584E-02	-8.991E-03	-7.291E-03	-1.294E-02
2	2.541E-01	-2.267E-03	-5.577E-02	-4.714E-03	-4.067E-03	-4.917E-02
3	5.158E-02	-2.148E-03	9.328E-02	3.115E-03	-1.666E-02	1.735E-03
4	2.543E-01	-2.110E-03	9.336E-02	1.375E-02	4.938E-01	-5.559E-02
5	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
6	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
7	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
8	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
9	1.261E-01	-1.671E-02	-5.581E-02	3.576E-03	-2.755E-02	-1.297E-02
10	1.400E-01	1.660E-03	9.332E-02	2.159E-03	-2.645E-02	1.716E-03
11	5.171E-02	-7.069E-02	2.324E-03	-2.938E-03	-9.990E-03	2.790E-03
12	2.542E-01	-2.494E-01	1.453E-03	-6.752E-03	-1.147E-02	-4.590E-03

HINGE ROTATIONS

HN	RX	RY	RZ
=====	=====	=====	=====
1	-7.687E-04	-3.010E-02	3.617E-02
2	-2.547E-02	-5.234E-01	5.729E-02
3	2.442E-02	-1.680E-02	6.800E-04
4	1.967E-02	4.938E-01	-9.189E-03
5	-2.254E-02	-5.078E-01	1.232E-01

COMPUTED FRAME MEMBER FORCES

NE	NN	AXIAL-X	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION-X	MOMENT-YY	MOMENT-ZZ
=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====
1	1	1.623E+01	1.714E+01	-5.073E+00	-4.494E-02	4.028E+01	-4.048E+01
1	9	-1.623E+01	-1.714E+01	5.073E+00	4.494E-02	-1.999E+01	1.090E+02

CAPTURED FRAME MEMBER FORCES FOR MEMBER = 2

1. HINGE MOMENTS =		4.492E-02 3.014E-01 -2.168E+02						
2	9	1.622E+01	-8.147E+01	-5.073E+00	-4.492E-02	1.999E+01	-1.090E+02	
2	2	-1.622E+01	8.147E+01	5.073E+00	4.492E-02	3.016E-01	-2.168E+02	

COMPUTED 1. HINGE MOMENTS = 4.492E-02 3.016E-01 -2.168E+02

3	3	1.881E+01	3.008E+01	-2.460E+00	-2.892E-02	1.948E+01	6.584E+01
---	---	-----------	-----------	------------	------------	-----------	-----------

3 10 -1.881E+01 -3.008E+01 2.460E+00 2.892E-02 -9.636E+00 5.447E+01

CAPTURED FRAME MEMBER FORCES FOR MEMBER = 4

1. HINGE MOMENTS = 2.893E-02 2.055E-01 -2.197E+02

4 10 1.880E+01 -6.853E+01 -2.449E+00 -2.892E-02 9.621E+00 -5.447E+01

4 4 -1.880E+01 6.853E+01 2.449E+00 2.892E-02 1.752E-01 -2.197E+02

COMPUTED 1. HINGE MOMENTS = 2.892E-02 1.752E-01 -2.197E+02

5 5 1.129E+03 1.411E-01 3.441E+01 4.195E+01 -2.206E+02 1.200E+02

5 1 -1.129E+03 -1.411E-01 -3.441E+01 -4.195E+01 -5.464E+01 -1.189E+02

6 6 1.252E+03 9.936E+01 6.389E+01 2.340E+01 -2.991E+02 8.513E+02

6 2 -1.252E+03 -9.936E+01 -6.389E+01 -2.340E+01 -2.121E+02 -5.640E+01

CAPTURED FRAME MEMBER FORCES FOR MEMBER = 7

1. HINGE MOMENTS = -8.201E-01 -3.133E+02 4.143E+02

7 7 1.187E+03 1.060E+02 2.916E+01 -8.202E-01 -3.133E+02 4.143E+02

7 3 -1.187E+03 -1.060E+02 -2.916E+01 8.202E-01 8.000E+01 4.337E+02

COMPUTED 1. HINGE MOMENTS = -8.202E-01 -3.133E+02 4.143E+02

CAPTURED FRAME MEMBER FORCES FOR MEMBER = 8

1. HINGE MOMENTS = 5.840E-02 -3.337E+02 3.951E+02

8 8 1.166E+03 -8.303E+00 6.976E+01 8.173E-02 -3.337E+02 3.951E+02

8 4 -1.166E+03 8.303E+00 -6.976E+01 -8.173E-02 -2.244E+02 -4.616E+02

COMPUTED 1. HINGE MOMENTS = 8.173E-02 -3.337E+02 3.951E+02

9 1 5.424E+01 7.612E+01 1.330E+00 -1.416E+01 1.672E+00 1.188E+02

9 11 -5.424E+01 -7.612E+01 -1.330E+00 1.416E+01 -1.099E+01 4.140E+02

10 11 5.424E+01 -1.211E+02 1.330E+00 -1.416E+01 1.099E+01 -4.140E+02

10 3 -5.424E+01 1.211E+02 -1.330E+00 1.416E+01 -2.030E+01 -4.338E+02

11 2 -5.513E+01 1.356E+02 -1.639E+00 4.768E+00 2.310E+01 5.645E+01

11 12 5.513E+01 -1.356E+02 1.639E+00 -4.768E+00 -1.162E+01 8.928E+02

CAPTURED FRAME MEMBER FORCES FOR MEMBER = 12

1. HINGE MOMENTS = 4.768E+00 -1.473E-01 -4.616E+02

12 12 -5.515E+01 -6.161E+01 -1.634E+00 4.768E+00 1.161E+01 -8.928E+02

12 4 5.515E+01 6.161E+01 1.634E+00 -4.768E+00 -1.724E-01 4.616E+02

COMPUTED 1. HINGE MOMENTS = -4.768E+00 -1.724E-01 4.616E+02

LOAD FACTOR (LAMBDA) = 0.986

CALCULATING EQUATIONS

ITER = 0

COMPUTED NODAL POINT DISPLACEMENTS

NN	DX	DY	DZ	QX	QY	QZ
=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====
1	2.694E-01	-2.157E-03	-4.054E-02	-6.977E-03	5.775E-03	-5.158E-02
2	1.796E-03	-2.332E-03	-4.041E-02	-4.559E-03	-5.569E+01	-1.070E-01
3	2.698E-01	-2.045E-03	1.247E-01	6.459E-03	6.315E-02	-5.905E-02
4	1.055E-03	-2.034E-03	1.248E-01	1.733E-02	5.566E+01	3.556E-02
5	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
6	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
7	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
8	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
9	1.772E-01	-1.380E-02	-4.049E-02	3.331E-03	3.689E-02	-5.161E-02
10	9.115E-02	6.766E-03	1.248E-01	1.738E-03	2.987E-02	-5.907E-02
11	2.696E-01	-2.587E-01	-2.901E-02	-6.755E-03	-1.044E-02	-4.731E-03
12	1.426E-03	-1.435E+00	3.898E+02	1.612E-02	5.566E+01	3.141E-01

HINGE ROTATIONS

HN	RX	RY	RZ
=====	=====	=====	=====
1	-1.918E-03	5.573E+01	5.540E-02
2	-3.073E-02	-5.565E+01	-9.466E-02
3	5.966E-03	-5.569E+01	9.220E-02
4	2.864E-02	6.301E-02	-9.833E-03
5	2.377E-02	5.566E+01	-7.278E-03
6	-1.299E-02	-9.800E-02	1.296E-01
7	-1.864E-02	-1.113E+02	-5.883E-01
8	8.461E-04	1.208E-03	-3.366E-02
9	-1.113E-06	-3.874E-04	1.089E-01

COMPUTED FRAME MEMBER FORCES

NE	NN	AXIAL-X	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION-X	MOMENT-YY	MOMENT-ZZ
=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====	=====
1	1	2.245E+01	1.940E+01	7.668E+00	-4.505E-02	-6.162E+01	-2.253E+01
1	9	-2.245E+01	-1.940E+01	-7.668E+00	4.505E-02	3.094E+01	1.001E+02

CAPTURED FRAME MEMBER FORCES FOR MEMBER = 2

1. HINGE MOMENTS = 4.492E-02 3.016E-01 -2.168E+02

2 9 3.242E+01 -7.922E+01 7.743E+00 -4.517E-02 -3.105E+01 -1.001E+02
 2 2 -3.242E+01 7.922E+01 -7.743E+00 4.517E-02 7.588E-02 -2.168E+02

COMPUTED 1. HINGE MOMENTS = 4.517E-02 7.588E-02 -2.168E+02

3 3 1.647E+01 3.383E+01 -8.291E+00 -2.853E-02 6.608E+01 9.574E+01
 3 10 -1.647E+01 -3.383E+01 8.291E+00 2.853E-02 -3.291E+01 3.957E+01

CAPTURED FRAME MEMBER FORCES FOR MEMBER = 4

1. HINGE MOMENTS = 2.896E-02 2.534E-01 -2.197E+02

4 10 2.236E+01 -6.480E+01 -8.202E+00 -2.912E-02 3.278E+01 -3.955E+01
 4 4 -2.236E+01 6.480E+01 8.202E+00 2.912E-02 2.478E-02 -2.197E+02

COMPUTED 1. HINGE MOMENTS = 2.912E-02 2.478E-02 -2.197E+02

5 5 1.192E+03 1.093E+02 2.185E+01 -3.322E+01 -1.518E+02 9.132E+02
 5 1 -1.192E+03 -1.093E+02 -2.185E+01 3.322E+01 -2.301E+01 -3.906E+01

CAPTURED FRAME MEMBER FORCES FOR MEMBER = 6

1. HINGE MOMENTS = -1.932E+00 -4.158E+02 1.441E+03

6 6 1.288E+03 -9.966E+01 7.969E+01 -1.331E+00 -4.159E+02 1.441E+03
 6 2 -1.288E+03 9.966E+01 -7.969E+01 1.331E+00 -2.216E+02 -2.238E+03

COMPUTED 1. HINGE MOMENTS = -1.331E+00 -4.159E+02 1.441E+03

CAPTURED FRAME MEMBER FORCES FOR MEMBER = 7

1. HINGE MOMENTS = -8.201E-01 -3.133E+02 4.143E+02

7 7 1.130E+03 -1.003E+01 2.713E+01 -8.178E-01 -3.133E+02 4.142E+02
 7 3 -1.130E+03 1.003E+01 -2.713E+01 8.178E-01 9.623E+01 -4.945E+02

COMPUTED 1. HINGE MOMENTS = -8.178E-01 -3.133E+02 4.142E+02

CAPTURED FRAME MEMBER FORCES FOR MEMBER = 8

1. HINGE MOMENTS = 8.188E-02 -3.337E+02 3.951E+02

8 8 1.124E+03 1.977E+02 6.857E+01 3.232E-01 -3.337E+02 3.952E+02
 8 4 -1.124E+03 -1.977E+02 -6.857E+01 -3.232E-01 -2.149E+02 1.186E+03

COMPUTED 1. HINGE MOMENTS = 3.232E-01 -3.337E+02 3.952E+02

9 1 -6.665E+01 1.367E+02 2.754E+00 -5.193E-01 2.838E+01 3.904E+01
 9 11 6.665E+01 -1.367E+02 -2.754E+00 5.193E-01 -4.766E+01 9.180E+02

CAPTURED FRAME MEMBER FORCES FOR MEMBER = 10

1. HINGE MOMENTS = -5.204E-01 -6.689E+01 -4.944E+02

10 11 -6.697E+01 -6.052E+01 2.748E+00 -5.208E-01 4.765E+01 -9.181E+02
10 3 6.697E+01 6.052E+01 -2.748E+00 5.208E-01 -6.689E+01 4.944E+02

COMPUTED 1. HINGE MOMENTS = 5.208E-01 -6.689E+01 4.944E+02

CAPTURED FRAME MEMBER FORCES FOR MEMBER = 11

1. HINGE MOMENTS = -4.768E+00 8.920E-01 1.022E+03

11 2 1.555E+02 2.263E+02 1.598E+00 -4.785E+00 -5.716E+00 2.360E+03
11 12 -1.555E+02 -2.263E+02 -1.598E+00 4.785E+00 -5.466E+00 -7.765E+02

COMPUTED 1. HINGE MOMENTS = 4.785E+00 -5.466E+00 -7.765E+02

CAPTURED FRAME MEMBER FORCES FOR MEMBER = 12

1. HINGE MOMENTS = 4.768E+00 -9.384E-01 -1.022E+03

2. HINGE MOMENTS = -4.768E+00 -2.416E-01 4.616E+02

12 12 1.562E+02 1.237E+02 -6.096E-01 -8.547E-01 2.350E+00 1.708E+03
12 4 -1.562E+02 -1.237E+02 6.096E-01 8.547E-01 1.918E+00 -8.426E+02

COMPUTED 1. HINGE MOMENTS = -8.573E-01 4.167E+00 -3.348E+02

COMPUTED 2. HINGE MOMENTS = 2.834E+00 -3.747E+00 -2.111E+02