

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

**KESME KUVVETİNİ HESABA KATARAK UÇLARINDA RİJİT
BÖLGELER BULUNAN VE DÜĞÜM NOKTALARINA DÖNEL
YAYLARLA BAĞLI ÇUBUKLARDAN OLUŞAN DÜZLEMSEL
ÇERÇEVELERİN NONLİNEER ANALİZİ**

Sevgi Seval KARACAN

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

DİYARBAKIR

Haziran 2011

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

**KESME KUVVETİNİ HESABA KATARAK UÇLARINDA RİJİT
BÖLGELER BULUNAN VE DÜĞÜM NOKTALARINA DÖNEL
YAYLARLA BAĞLI ÇUBUKLARDAN OLUŞAN DÜZLEMSEL
ÇERÇEVELERİN NONLİNEER ANALİZİ**

Sevgi Seval KARACAN

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

DİYARBAKIR

Haziran 2011

T.C.
DİCLE ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ MÜDÜRLÜĞÜNE
DIYARBAKIR

Sevgi Seval KARACAN tarafından yapılan “Kesme Kuvvetini Hesaba Katarak Uçlarında Rijit Bölgeler Bulunan ve Düğüm Noktalarına Dönel Yaylarla Bağlı Çubuklardan Oluşan Düzlemsel Çerçevelerin Nonlineer Analizi” konulu bu çalışma, jürimiz tarafından İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı’nda Yüksek Lisans tezi olarak kabul edilmiştir.

Jüri Üyeleri

Başkan : Prof. Dr. M. Sedat HAYALİOĞLU

Üye : Doç. Dr. Orhan ÇAKIR

Üye : Yrd. Doç. Dr. Halil GÖRGÜN (Danışman).....

Tez Savunma Sınavı Tarihi: 17 / 06 / 2011

Yukarıdaki bilgilerin doğruluğunu onaylarım.

.... / / 2011

Prof. Dr. Hamdi TEMEL
Enstitü Müdürü

TEŞEKKÜR

Yüksek lisans öğrenimim boyunca, engin bilgi ve deneyimleri ile bana yol gösteren, özellikle tez çalışmam esnasında karşılaştığım güçlüklerde kıymetli zamanını benimle paylaşan değerli danışman hocam Yrd. Doç. Dr. Halil GÖRGÜN'e ve üzerimde emeği olan tüm öğretim üyelerine teşekkürü bir borç bilir, saygılarımı sunarım.

Ayrıca bu günlere ulaşmamı sağlayan, benden desteklerini hiç esirgemeyen sevgili aileme ve her zaman yanımda olan arkadaşlarıma da sonsuz teşekkür ederim.

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa</u>
TEŞEKKÜR	I
İÇİNDEKİLER	II
ÖZET	IV
ABSTRACT	VI
ÇİZELGE LİSTESİ	VIII
ŞEKİL LİSTESİ	X
KISALTMA VE SİMGELER	XI
EK LİSTESİ	XII
1. GİRİŞ	1
1.1. Geometrik Nonlineerlik.....	2
2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR	5
2.1. Yapılan kabuller.....	8
2.2. Kullanılan Notasyon.....	8
3. MATERYAL VE METOD	11
3.1. Düzlem Taşıyıcı Sistemlerde Rijitlik Matrisi Yöntemi.....	11
3.2. Eleman Rijitlik Etki Katsayıları.....	11
3.3. Eleman Rijitlik Matrisin Oluşturulması.....	14
3.4. Düğüm Noktalarında Uygunluk ve Denge Koşulları.....	14
3.5. Sistem Rijitlik Matrisi.....	15
3.6. Ara Yük Hali.....	15
3.7. Elastik Mesnetler.....	16
3.8. Çubuk Elemanlarının Dönel Yaylarla Bağlı Olması Durumu.....	16
4. SONSUZ RİJİT KISIMLARI BULUNAN ÇUBUKLARIN II MERTEBE TEORİSİNE AİT BİRİM DEPLASMAN SABİTLERİ	17
5. KAYMA ŞEKİL DEĞİŞTİRMELERİ GÖZ ÖNÜNDE TUTULAN VE UÇLARINDA DÖNEL YAYLAR BULUNAN BİR ÇUBUĞUN ELEMAN RİJİTLİK MATRİSİ	21
5.1. Genel Denklemler.....	21
5.1.1. Basınç Hali.....	22
5.1.2. Çekme Hali.....	24
5.2. Birim Deplasman Sabitlerinin Elde Edilmesi.....	24
5.2.1. Basınç Hali.....	25
5.2.2. Çekme Hali.....	30

6.	EKSENEL VE KESME KUVVETLERLE DÖNEL YAYLARIN ANKASTRE KİRİŞLERİN UÇ MOMENTLERİ ÜZERİNE ETKİSİ	39
6.1.	Uniform Yayılı Yük	39
6.1.1.	Basınç Hali	39
6.1.2.	Çekme Hali	42
6.2.	Tekil Yük	45
6.2.1.	Basınç Hali	45
6.2.2.	Çekme Hali	47
6.3.	Doğrusal Yayılı Yük	48
6.3.1.	Basınç Hali	48
6.3.2.	Çekme Hali	50
6.4.	Simetrik Trapez Yayılı Yük	51
6.4.1.	Basınç Hali	51
6.4.2.	Çekme Hali	53
6.5.	Üçgen Yayılı Yük	54
6.5.1.	Basınç Hali	54
6.5.2.	Çekme Hali	55
7.	BİLGİSAYAR PROGRAMININ ÇALIŞTIRILMASI VE UYGULAMALAR	57
7.1.	Bilgisayar Programı İle İlgili Veriler	57
7.2.	Dosyalı Program için Veri Dosyasının Hazırlanması	58
7.3.	Program İşlem Sırası	58
7.4.	Programda Bazı İşlemler	59
7.4.	Sayısal Uygulamalar	60
8.	SONUÇLAR	125
9.	KAYNAKLAR	127
	EKLER	131
	ÖZGEÇMİŞ	154

ÖZET

KESME KUVVETİNİ HESABA KATARAK UÇLARINDA RİJİT BÖLGELER BULUNAN VE DÜĞÜM NOKTALARINA DÖNEL YAYLARLA BAĞLI ÇUBUKLARDAN OLUŞAN DÜZLEMSEL ÇERÇEVELERİN NONLİNEER ANALİZİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Sevgi Seval KARACAN

DİCLE ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

2011

Bu çalışmada, kayma deformasyonlarının etkisi de göz önüne alınarak uçlarında sonsuz rijit kısımları bulunan ve düğüm noktalarına dönel yaylarla bağlı çubuklardan oluşan düzlemsel çerçevelerin geometrik nonlineer analizi yapılmış ve bu konuda bir bilgisayar programı hazırlanmıştır.

Birinci bölümde araştırmanın nedeni ve önemi belirtilmektedir.

İkinci bölümde ise bu konuda ve benzeri konularda daha önce yapılan çalışmalara değinilmiştir. Ayrıca, bu çalışmada yapılan kabuller ve kullanılan notasyonlar belirtilmiştir.

Üçüncü bölümde rijitlik matrisi yöntemi genel şekliyle anlatılmıştır.

Dördüncü bölümde sonsuz rijit kısımları bulunan çubukların II. Mertebe teorisine ait birim deplasman sabitleri elde edilmiştir.

Beşinci bölümde uçlarında dönel yaylar bulunan çubuklara ait eleman rijitlik matrisi kayma şekil deformasyonları dikkate alınarak ikinci mertebe teorisi ile elde edilmiştir.

Altıncı bölümde diferansiyel denklemler yardımıyla uçlarında dönel yaylar bulunan üniform yayılı yük, tekil yük, doğrusal yayılı yük, simetrik yamuk şeklinde yayılı yük ve simetrik olmayan üçgen şeklinde yayılı yük için ankastrelik uç kuvvetleri kayma şekil deformasyonları dikkate alınarak bulunmuştur.

Yedinci bölümde bilgisayar programı ile ilgili açıklamalar verilmiştir.

Sekizinci bölümde bilgisayar programının çalıştırılması ile ilgili bilgiler ve sayısal uygulamalar verilmiştir.

Dokuzuncu bölümde çalışmadan elde edilen sonuçlar verilmiştir. Hazırlanan bilgisayar programının doğruluğu, bazı örnek problemler değişik şekillerde çözümlenerek ve aralarındaki uyum gösterilerek kanıtlanmıştır. Literatürde özel durumlar için verilen örneklerdeki sonuçlar bu çalışmadaki yöntemle bulunan sonuçlarla karşılaştırılmış ve uyum içinde oldukları görülmüştür. Hazırlanan bilgisayar programı yardımıyla incelenen örneklerde yay katsayılarının değişimine bağlı olarak bazı elastostatik büyüklüklerin değişimi incelenerek sunulmuştur.

Yapılan çalışmada, uçlarında sonsuz rijit kısımları ve dönel yaylar bulunan çubuklardan oluşan düzlemsel çerçevelerin değişik yay katsayıları ile çözülüp karşılaştırılmasıyla aşağıdaki sonuçlar ortaya çıkmıştır.

- Sistem yay katsayıları küçüldükçe, sistem deplasman değerleri büyümektedir. Yay katsayılarının sıfır limit değerine varması durumunda sistem yay bulunan noktalarda mafsallı bağıymış gibi davranmaktadır.

- Yay katsayıları büyüdüğü, sistem deplasmanları küçülmektedir. Yay katsayıları limit olarak sonsuz büyük değerler aldığı zaman sistem her yayla bağlı noktada rijit bağıymış gibi davranmaktadır.

- Yay katsayıları büyüdüğü açıklık momenti küçülmekte, buna karşılık uç momentleri büyümektedir.

- Sistem yay katsayıları küçüldükçe, sistem deplasman değerleri büyümektedir. Yay katsayılarının sıfır limit değerine varması durumunda sistem yay bulunan noktalarda mafsallı bağıymış gibi davranmaktadır.

- Yay katsayıları büyüdüğü, sistem deplasmanları küçülmektedir. Yay katsayıları limit olarak sonsuz büyük değerler aldığı zaman sistem her yayla bağlı noktada rijit bağıymış gibi davranmaktadır.

- Yay katsayıları büyüdüğü açıklık momenti küçülmekte, buna karşılık uç momentleri büyümektedir.

Anahtar Kelimeler : Kayma Deformasyonları, Sonsuz Rijit Kısımlar, Dönel Yaylar, Geometrik Nonlineerlik.

ABSTRACT

THE NONLINEER ANAYSIS OF PLANAR FRAMES COMPOSED OF FLEXIBLY CONNECTED MEMBERS WITH RIGID END SECTIONS CONSIDERING SHEAR DEFORMATIONS

MSc THESIS

Sevgi Seval KARACAN

**DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF NATURAL AND APPLIED SCIENCES
UNIVERSITY OF DICLE**

2011

In the present study, the geometrically nonlinear analysis of frames composed of members flexibly connected to the nodes has been carried out taking into consideration the effect of shear deformations and a pertinent computer program has been prepared.

In the first chapter, the importance and the reasons why the research been carried out has been explained.

In the second chapter, previous studies related and similar to these subjects are mentioned.

In the third chapter, assumptions and notations used in this study are mentioned.

In the fourth chapter, stiffness matrix method is explained in general form.

In the fifth chapter, using second order theory, the member stiffness matrix for a bar with rotational springs at its ends has been obtained taking into consideration the effect of shear deformations.

In the sixth chapter, using pertinent differential equations, the fixed end forces with rotational springs at its ends have been found taking into consideration the effect of shear deformations for uniformly distributed load, concentrated load, linearly distributed load, symmetrical trapezoidal distributed load and non-symmetrical triangular distributed load.

In the seventh chapter, explanations concerning the computer program are given.

In the eighth chapter, information concerning how to run the computer program and numerical examples are given.

In the ninth chapter, the results obtained from this study are presented. The validity of the implemented computer program has been proved by solving some example problems in different ways and showing the match between the results. Problems, in the literature, which are special cases of the problems treated in this study, were solved by the present computer program and the match of the results has been observed. Using the implemented computer program and solving some

examples the variations of some elastostatic quantities with the spring constants have been examined and presented.

In this study, plane frames with members having rotational springs at the ends have been solved with different spring constants and comparisons among results have shown the following facts.

- As the spring constants in the system decrease the displacements increase. In the limit when the spring constants reach the zero value the system behaves as if there are hinges at points where there are springs.

- As the spring constants increase the displacement decrease. In the limit when the system constants take infinitely large values the system behaves as if there are rigid connections at points where there are springs.

- As the spring constants increase the span moments for the beams decrease, but the end moments to the contrary, increase.

Key Words: Shear Deformations, Rigid End Sections, Flexural Springs, Geometrical Nonlinearity.

ÇİZELGE LİSTESİ

<u>Çizelge No:</u>	<u>Sayfa</u>
Çizelge 7.1. Örnek 1.'e ait veriler	66
Çizelge 7.2. Örnek 1.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $v = 0$	66
Çizelge 7.3. Örnek 2.'ye ait veriler $v = 0$	70
Çizelge 7.4. Örnek 2.'ye ait 1. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $v = 0.15$	71
Çizelge 7.5. Örnek 2.'ye ait 1. iterasyon sonunda bulunan sonuçların karşılaştırılması, $v = 0$71	71
Çizelge 7.6. Örnek 2.'ye ait 1. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $v = 0$	73
Çizelge 7.7. Örnek 2.'ye ait 3. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $v = 0$	74
Çizelge 7.8. Örnek 2.'ye ait 3. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $v = 0$	75
Çizelge 7.9. Örnek 2.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $v = 0.15$	76
Çizelge 7.10. Örnek 2'ye ait 3. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $v = 0.15$	77
Çizelge 7.11. Örnek 2'ye ait 3. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $v = 0.15$	78
Çizelge 7.12. Örnek 2'ye ait bağ kirişlerinin uç momentlerinin sonuçların karşılaştırılması	79
Çizelge 7.13. Örnek 3.'e ait veriler	82
Çizelge 7.14. Örnek 3.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $v = 0$	84
Çizelge 7.15. Örnek 3.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $v = 0$	85
Çizelge 7.16. Örnek 3.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan kirişlerin ara momentleri, $v = 0$	86
Çizelge 7.17. Örnek 3.'e ait 5. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $v = 0$	92
Çizelge 7.18. Örnek 3.'e ait 5. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $v = 0$	93
Çizelge 7.19. Örnek 3.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $v = 0.3$	94
Çizelge 7.20. Örnek 3.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $v = 0.3$	95
Çizelge 7.21. Örnek 3.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan kirişlerin ara momentleri, $v = 0.3$96	96
Çizelge 7.22. Örnek 3'e ait 5. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $v = 0.3$	102
Çizelge 7.23. Örnek 3'e ait 5. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $v = 0.3$	103
Çizelge 7.24. Örnek 3'e ait sonuçların karşılaştırılması	104
Çizelge 7.25. Örnek 4.'e ait veriler , $v = 0$	108
Çizelge 7.26. Örnek 4.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $v = 0$	109
Çizelge 7.27. Örnek 4.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $v = 0$	110
Çizelge 7.28. Örnek 4.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan kirişlerin ara momentleri, $v = 0$	111
Çizelge 7.29. Örnek 4'e ait 5. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $v = 0$	115
Çizelge 7.30. Örnek 4'e ait 5. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $v = 0$	116

Çizelge 7.31. Örnek 4'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri $\nu = 0.3$	117
Çizelge 7.32. Örnek 4.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $\nu = 0.3$	118
Çizelge 7.33. Örnek 4.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan kirişlerin ara momentleri, $\nu = 0.3$	119
Çizelge 7.34. Örnek 4'e ait 5. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $\nu = 0.3$	123
Çizelge 7.35. Örnek 4'e ait 5. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $\nu = 0.3$	124
Çizelge 7.36. Örnek 4'e ait sonuçların karşılaştırılması	125

ŞEKİL LİSTESİ

<u>Şekil No:</u>	<u>Sayfa</u>
Şekil 1.1. Yapı Sistemlerindeki Kiriş-Kolon Bağlantı Şekilleri	4
Şekil 3.1. İşaret Kabulü	12
Şekil 3.2. Eleman koordinatlarında eleman uç deplasmanları, uç kuvvetleri ve ankastrelik uç kuvvetleri	12
Şekil 3.3. Rijitlik etki katsayıları	13
Şekil 4.1. Perde Duvarları Arasında Bir Bağ Kirişi	17
Şekil 4.2. Boşluklu Perdelerin Uç Deplasmanları	18
Şekil 5.1. İşaret kabulü	21
Şekil 5.2. Basınç hali $d_3=1$ yüklemesi	25
Şekil 5.3. Basınç hali $d_6=1$ yüklemesi	27
Şekil 5.4. Basınç hali $d_2=1$ yüklemesi	28
Şekil 5.5. Basınç hali $d_5=1$ yüklemesi	30
Şekil 5.6. Çekme hali $d_3=1$ yüklemesi	30
Şekil 5.7. Çekme hali $d_6=1$ yüklemesi	32
Şekil 5.8. Çekme hali $d_2=1$ yüklemesi	33
Şekil 5.9. Çekme hali $d_5=1$ yüklemesi	34
Şekil 6.1. Uniform yüklü ankastre kiriş	39
Şekil 6.2. Tekil yüklü ankastre kiriş	45
Şekil 6.3. Doğrusal yayılı yüklü ankastre kiriş	48
Şekil 6.4. Simetrik Trapez yüklü ankastre kiriş	51
Şekil 6.5. Üçgen yayılı yüklü ankastre kiriş	54
Şekil 7.1. Örnek 1.'deki boşluklu perde	64
Şekil 7.2. Örnek 1.'in kodlama durumu	65
Şekil 7.3. Örnek 2.'deki boşluklu perde	68
Şekil 7.4. Örnek 2.'nin kodlama durumu	69
Şekil 7.5. Örnek 3.'ün yükleme durumu	80
Şekil 7.6. Örnek 3.'ün kodlama durumu	81
Şekil 7.7. Örnek 4.'ün yükleme durumu	106
Şekil 7.8. Örnek 4.'ün kodlama durumu	107
Şekil 7.9. Örnek 4.'ün kat seviyelerindeki yatay deplasmanların yay katsayısı ile değişimi	126
Şekil 7.10. Örnek 4. İçin 1, 2 ve 3nolu mesnetlerdeki momentlerin yay katsayıları ile değişimi	126

KISALTMA VE SİMGELER

- E : Elastisite modülü,
G : Kayma modülü,
I : Atalet momenti,
A : Eleman kesit alanı,
k : Kesit şekline bağlı katsayı,
L : Eleman boyu,
[f] : Ankastrelik uç kuvvetleri kolon vektörü,
[p] : Eleman uç kuvvetleri kolon vektörü,
[d] : Eleman uç deplasmanları kolon vektörü,
[P] : Sistem yük vektörü
[K] : Sistem rijitlik matrisi,
[k] : Eleman rijitlik matrisi,
[T] : Transformasyon matrisi,
[D] : Sistem deplasman kolon vektörü,
 k_A, k_B : Dönel yayın bir radyan için moment değeri,

EK LİSTESİ

Ek1. Akış Diyagramı	132
Ek2. Örnek 4'ün Veri Dosyası	133
Ek3. : Program Listesi	137

1. GİRİŞ

Kat döşemelerini ince tutulması isteği ve ayrıca yüksek katlı binalarda alt kat kolon boyutlarının büyümesi sonucunda hacim kaybı olması gibi nedenlerden dolayı çerçevelerle birlikte perde duvarları gibi yatay yük taşıyıcı elemanlara ihtiyaç duyulmaktadır. Düzlem içi rijitlikleri yüksek olan bu perde duvarları, yapı planında uygun yerleştirildikleri takdirde, yatay yüklere karşı dayanımı da ekonomik olarak sağlamaktadırlar. Asansör çevresine ve/veya merdiven boşluklarına yerleştirilen bu tip duvarlara kesme duvarları (shear walls) denmektedir (Dinçer 1989).

Mimari nedenlerle (pencere, kapı v.b.) perdelerde bir dizi boşluklar bırakılmaktadır. Bu tip perdeler de boşluklu perdeler denilmektedir. Boşluklu perdeler, bağlantı kirişi eksenleriyle perde eksenlerinin oluşturduğu çerçeveler olarak idealize edilerek hesap yapılır. İdealize etmede kirişlerin geniş perdeler, perdelerin de yüksek bağlantı kirişlerinin içinde kalan bölgeleri sonsuz rijit olarak alınmaktadır. Bu tür çerçevelerin hesaplarının yapılabilmesi için bir veya iki tarafından rijit kısımları bulunan doğru eksenli çubukların eleman rijitlik matrisinin tayininde birim deplasman sabitlerinin bilinmesine gerek duyulmaktadır.

Bina çerçeveleri daha çok kayma deformasyonları, perde elemanları daha çok eğilme deformasyonları yaptıkları halde boşluklu perdelerde her iki tip deformasyonda önemlidir. Ayrıca bazı hallerde bağlantı kirişlerinin ve perdelerin kesit yükseklikleri, açıklıklarının yanında oldukça büyük değerler aldığı kayma şekil değiştirmelerinin etkisi de önemli olmaktadır.

Ayrıca yapı sistemlerinde Şekil 1.1. de görüldüğü gibi çerçeveleri oluşturan çubuk elemanlarının birbirlerine ya tam rijit ya da mafsalla bağlı oldukları kabulü yapılarak çözüme gidilir. Fakat yapı sistemlerinde çerçeveler her zaman tam rijit ya da mafsallı olarak birbirlerine bağlı varsayımına uygun davranmazlar. Örneğin prefabrik yapılarda ve çelik kontrüksiyonda kirişlerin kolonlara birleşim yerlerinin tam rijit davranmadığı bilinmektedir. Böyle durumlarda çubuklar bağlantı noktalarında birbirlerine elastik dönel yaylarla bağlıymış gibi davranırlar. Bu gibi durumlarda eşdeğer dönel yay sabitleri deneysel ve benzeri yöntemlerle yaklaşık olarak bulunduğu yapı sisteminin analizini yapmak mümkün olmaktadır. Bu amaçla yapılan bu çalışmada QBASIC dilinde bir bilgisayar programı hazırlanmıştır. Hazırlana

bilgisayar programında rijitlik matrisi yöntemi kullanılmıştır. Yöntemi uygulayabilmek için kayma şekil değiştirmeleri de hesaba katılarak nonlineer analize ait eleman rijitlik matrisinin teşkili ve ankastrelük uç kuvvetlerinin elde edilmesi incelenmiştir. Elastik mesnetli bir çubuğun rijitlik matrisi ikinci mertebe teorisi kullanılarak diferansiyel denklemler yardımıyla elde edilmiştir. Hazırlanan bilgisayar programı kullanılarak, elemanları birbirlerine elastik dönük yaylar ile bağlanmış olan çerçevelerin statik analizi yapılabilmektedir.

Diğer birçok bilim ve mühendislik konularında olduğu gibi yapı analizlerinde de analizcinin en etkili aracı lineerleştirilmedir. Yüzyıllar boyunca yapı analizlerinde lineerleştirme yoluyla pek çok problemin yeter doğrulukta çözülmesi mümkün olmuştur. Ancak, günümüzde teknolojinin ilerlemesi ile çok yüksek dayanımlı malzemelerle çok narin yapıların yapılması mühendisleri nonlineer analiz uygulamasına yöneltmiştir. Özellikle nonlineer analize gerek duyulan problemler, çok özel bir nonlineer davranış gösteren malzemeler, yüksek dayanımlı malzemeler ile yapılan narin yapılar ve temas bölgesinin genişliği yüke bağlı olan yapı elemanları ile ilgili problemlerdir. Burada ikinci tür nonlineerlik yani, ikinci mertebe teorisinden doğan geometrik nonlineerlik incelenmiştir.

1.1. Geometrik Nonlineerlik

Bir boyutlu narin yapı elemanlarındaki aksinel kuvvetler ve iki boyutlu ince yapı elemanlarındaki düzlem içi kuvvetler belirli bir düzeyin altında kaldıkları sürece sistemin lineer davranışını bozmazlar. Ancak malzemenin elastisite modülü ile yapı elemanlarının mesnetleniş şekli ve atalet momentlerine bağlı olarak yük belirli bir düzeye çıkınca iç kuvvetler eğilme momentlerine katkılarıyla yapı elemanlarının rijitliğine etki ederek analizin nonlineer olmasına neden olurlar. Bu nonlineerlik yapı elemanlarının ve sonuç olarak yapının rijitlik matrisinin yük düzenine bağlı olarak değişmesinden kaynaklanır. Yapının bilinen rijitlik matrisine gelen katkıya geometrik rijitlik matrisi ve elastik rijitlik matrisi ile toplamına da bileşke rijitlik matrisi denir.

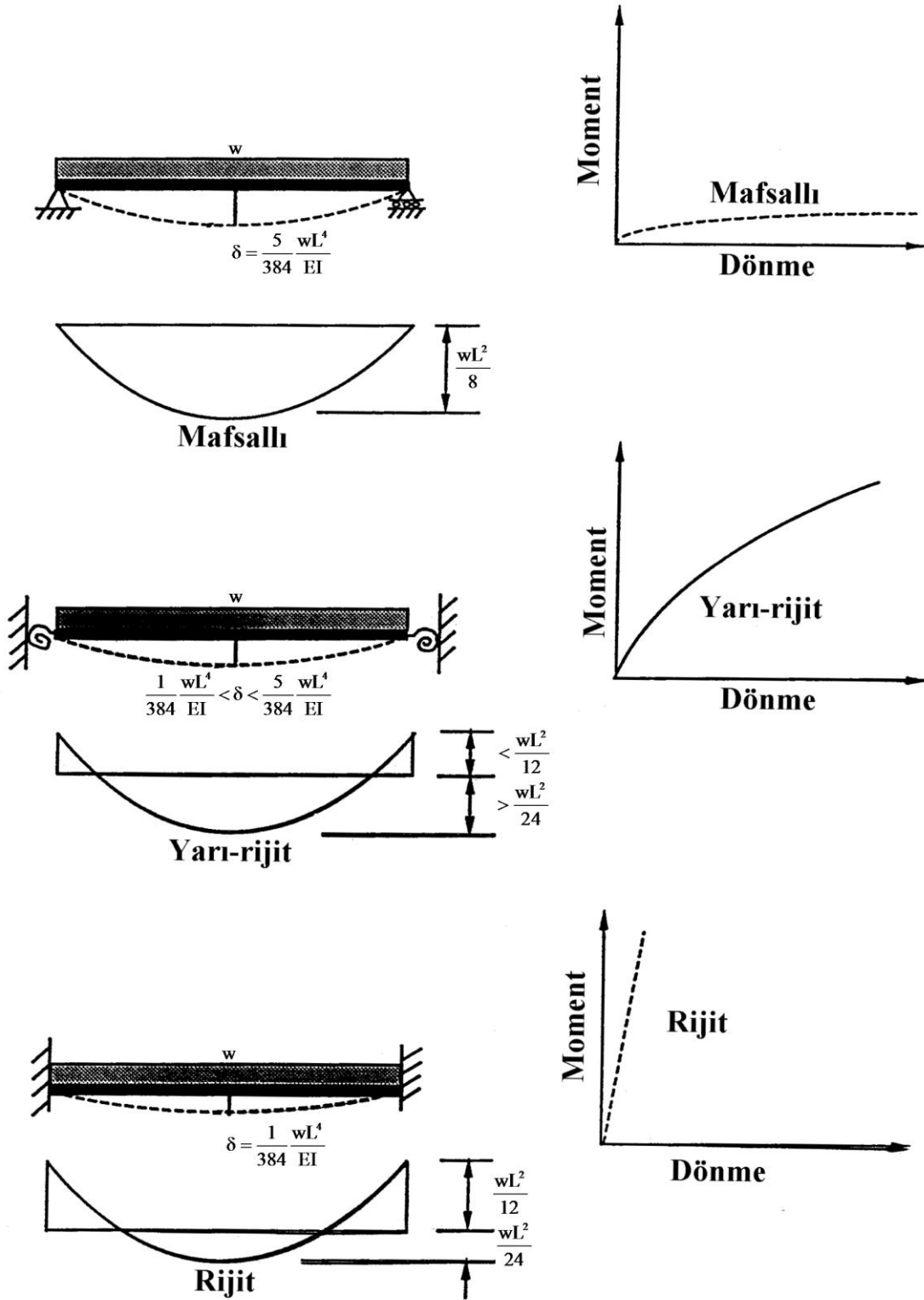
Bu tür nonlineerliğin hesaplara katılması ile yapılan analize ikinci mertebe hesabı veya nonlineer analiz denir. Uygulanan yöntem, rijitlik matrisinin her yük adımında yeniden oluşturulması şeklinde olmaktadır.

Boşluklu veya boşluksuz perde duvarları içinde oluşan gerilme ve şekil değiştirmelerin elastisite teorisi ile kesin çözümü önemli güçlükler arz etmektedir. Problemin çözümünde, sayısal yöntemler arasında sonlu elemanlar yöntemi uygun olmakla beraber yeter hassaslıkta çözüm elde edebilmek için perdelerin çok küçük boyutta elemanlara bölünmesi gerektiğinden bilinmeyen sayısı çok artmaktadır.

Burada, perde elemanları elemanter kiriş varsayımına dayanan rijitlik matrisi yöntemi ele alınmıştır. Yöntemi uygulayabilmek için kayma şekil değiştirmeleri ve bağlantı noktalarındaki elastik dönel yaylar da hesaba katılarak nonlineer analize ait eleman rijitlik matrisinin bulunması ve ankastrelik uç kuvvetlerinin elde edilmesi incelenmiştir. Yöntemde izlenen yol her taşıyıcı sistem için aynıdır.

Bilgisayar için programlama mümkün olduğundan, denklemlerin yazılışı ve çözümü bilgisayar tarafından çok hızlı ve yanlışsız olarak yapılabilmektedir. Ayrıca rijitlik matrisinde en büyük elemanlar köşegen üzerinde bulunduğundan çözümde doğruluk derecesi yüksektir (Dinçer 1989).

Bu çalışmanın yapılış nedeni yukarıda bahsedilen özelliklerin ayrı ayrı ele alınmasının birleştirilmesidir. Bu çalışma (Yılmaz 2008)'de yapılan Yüksek Lisans Tez çalışmasının devamı olup, o tezde dikkate alınan bütün özelliklere ek olarak bu çalışmada yukarıda bahsedilen bir veya iki tarafında rijit kısımları bulunan doğru eksenli çubuklar da dikkate alınmıştır.



Şekil 1.1. Yapı sistemlerindeki kiriş-kolon bağlantı şekilleri

2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Bu bölümde tezle ilgili konularda daha önceden yapılan bazı çalışmalara değinilmiştir. Yapılan çalışmalar kronolojik olarak aşağıda sıralanmıştır : -

Yapı sistemlerinin bilgisayarlarla analizine elverişli, kuvvet ve deplasman (rijitlik matrisi) analiz metodları geliştirilmiştir.

Taşıyıcı sistemlerin, rijitlik matrisi yöntemi kullanılarak, bilgisayarlarla çözümü son yıllarda önem kazanmıştır.

Monforton ve Wu (1963), dönel yaylarla bağlı çubuklardan oluşan çerçevelerin lineer analizini matris yöntemle yapmışlar, kuvvetler ile yer değiştirmeler arasındaki bağıntıyı çıkarıp, rijitlik matrisini elde etmişlerdir. Bazı yükleme durumları için ankastrelik uç kuvvetlerini de bulmuşlardır.

Livesly (1964), uçlarında dönel yaylar bulunan elemanların rijitlik matrisinin çıkarılmasını incelemiştir. Ancak ankastrelik uç kuvvetlerinin ne olacağı hakkında bir çalışma yapılmamıştır.

Tezcan (1970), bu konuda FORTRAN dilinde yazılmış bir program geliştirmiştir. Program statik ve dinamik analiz yapmaktadır.

Ghali ve Neville (1971), ikinci mertbe teorisine ait çubuk uç deplasmanları ile uç kuvvetleri arasındaki bağıntıyı anlatırken, birim deplasman sabitlerinin bulunmasında nasıl bir yol takip edileceği konusunda genel bilgiler vermektedir. Birim deplasman sabitlerinin bulunabilmesi için formüller verilmekle birlikte kayma deformasyonlarının etkisi ihmal edilmiştir.

Romstad ve Subramanian (1971), dönel yaylarla bağlı çerçevelerin analizini yapmışlardır. Düğüm noktalarının mafsallı, tam rijit veya yarı rijit olması durumları için moment ve bağıl dönme ilişkisini bir grafikte vermişlerdir. Konuyla ilgili deneysel çalışmalar da yapan aynı yazarlar moment-dönme ilişkisini bir grafikte vermişlerdir.

Çakıroğlu (1978)(a), birim deplasman ve birim kuvvet sabitlerinin, daha sonra da bir ucu elastik ankastre diğer ucu boşta olan çubukların özel sabitlerinin ikinci mertbe teorisine ait değerlerini, kayma şekil değiştirmelerini de göz önünde tutarak

tayin etmiş ve bunlardan faydalanarak elde ettiği tablolar vermiştir. Ayrıca ikinci merteye teorisine ait üniform yük için ankastrelik uç kuvvetlerini hesap etmiştir.

Çakıroğlu (1978)(b), bağ kirişlerinin perdeler, perdelerin de bağ kirişlerinin içerisinde kalan bölgelerini sonsuz rijit kabul ederek, doğru eksenli çubukların birim deplasman sabitlerini veren formüller çıkarmıştır. Birim deplasman sabitlerinde kayma şekil değiştirmelerinin etkisi de göz önünde tutulmuştur ve ayrıca pratik uygulamalar için birim deplasman sabitlerini tayin etmeye yarayan katsayılar tablolarla verilmiştir.

Ackroyd ve Gerstle (1983), dönel yaylarla bağlı çerçevelerin elastik stabilitesini incelemişlerdir. Bir çerçevenin elastik burkulma kapasitesinin daha rijit bir bağlantı seçilerek önemli ölçüde artırıldığı sonucuna varmışlardır.

Yu ve Shanmugan (1986), yarı-rijit bağlı çerçevelerin stabilitesi üzerinde çalışmışlar ve bu tür yapıların elastik göçme yükünün bulunması için bir rijitlik matrisi yöntemi sunmuşlardır. Bu yöntem, bağlantıların yarı-rijit davranışlarının göz önüne alınması yanında ayrıca eksenel rijitliği, geometrik değişiklikleri ve $P-\Delta$ (ikinci merteye momenti) etkisini de göz önüne almaktadır. Araştırmacılar, yaptıkları deneyler ile teorik analizlerinin geçerliliğini ölçmüşler ve yöntemlerinin kabul edilebilir doğrulukta olduğu sonucuna varmışlardır. Bu çalışmanın sonucunda düğüm noktalarının rijitlik derecesinin artırılması ve takviyelendirme ile göçme yükünün artırılacağı kanısına varmışlardır.

Dündar ve Kırıl (1986), boşluklu perdelerde, bağ kirişinin perde eksenindeki birim deplasman sabitlerini, birinci merteye teorisi ile kayma deformasyonlarının etkisini de göz önüne alarak hesap etmişler ve eleman rijitlik matrisini teşkil etmişlerdir.

Stelmack ve ark. (1986), lineer dönel yaylarla bağlı çelik çerçeveler için olan analitik yöntemlerin geçerliliğini kanıtlamak amacıyla deneysel çalışmalar yapmışlardır. Deneyler sonucunda bu çerçeve analiz yöntemlerinin iyi sonuçlar verdiği sonucunu elde etmişlerdir.

Cunningham (1990), çelik yapılarda dönel yaylı bağlantılar hakkında yaptığı deneysel çalışmada kiriş-kolon bileşiminin karakteristik özellikleri elde edilmiştir. Bu çalışmada kiriş ve bağlantı için verilen bir momente karşılık gelen dönmeyi veren grafik elde edilmiş ve değişik bağlantıları olan çelik elemanlar için sonuçlar bir grafikte özetlemiştir.

Aksoğan ve Dinçer (1991), kayma deformasyonlarının etkisi göz önüne alınarak rijit bağlı çubuklar için rijit uçların varlığının ikinci mertebe analizine etkilerini değişik ara yük durumlarını da inceleyerek ele almışlardır.

Aksoğan ve Akkaya (1991), elastik bağlı çubuklardan oluşan düzlemsel çerçevelerin lineer analizini ele almışlar ve bu konuda bir bilgisayar programı hazırlamışlardır. Önce, uçlarında dönel yaylar bulunan bir eleman için rijitlik matrisini bulmuşlar ve daha sonra tekil yük, uniform yayılı yük, doğrusal yayılı yük, simetrik olmayan üçgen şeklinde yük ve simetrik yamuk şeklinde yük için ankastrelik uç kuvvetlerini elde etmişlerdir.

Aksoğan ve Görgün (1993), yarı-rijit bağlı çerçevelerin nonlineer analizi üzerinde çalışmışlar. Çeşitli ara yükler için ankastrelik uç kuvvetlerini elde edip bu konuda bir bilgisayar programını hazırlamışlardır.

Aksoğan ve ark. (1993), uçlarında rijit bölgeler bulunan elastik bağlı çubuklardan oluşan çerçevelerin nonlineer analizini, yayların nonlineer davranışının üçüncü dereceden bir polinom olduğu varsayımı ile yapmışlar ve bu konuda bir bilgisayar programı hazırlamışlardır.

Anderson ve ark. (1993), yapı analiz ve tasarımları sırasında yarı rijit davranışın hesaba katılması ile büyük ölçüde ekonomi sağlanabileceğini göstermişlerdir. Yaptıkları çalışma sonucunda çelik yapılarda %13'e varan ekonomi ve kiriş derinliğinde %25 lik bir tasarruf sağlandığını belirtmişlerdir.

Erdem ve Aksoğan (1994), uçlarında rijit bölgelere nonlineer dönel yaylarla bağlanmış çubuklardan oluşan çerçevelerin analizi üzerinde çalışmışlar ve bir bilgisayar programı hazırlamışlardır.

Aksoğan ve Akavcı (1994), uçlarında rijit bölgeler bulunan dönel yaylı çubuklardan oluşan düzlemsel çerçevelerin stabilite analizi üzerinde çalışmışlar. Bu çalışmada, eleman elastisite modülüne, atalet momentine, uzunluğuna ve eksenel kuvvetine bağlı eleman rijitlik matrisi verilmiş ve her iki konuda da birer bilgisayar programı hazırlanmıştır.

Aksoğan ve ark. (2005) , uçlarında rijit bölgeler bulunan ve nonlinear yaylarla bağlı çubuklardan oluşan düzlemsel çerçevelerin geometrik nonlinearlığı hesaba katarak analizi üzerinde çalışmışlar. Bu konuda bir bilgisayar programı hazırlamışlardır.

Görgün ve Yılmaz (2008) , kesmenin etkisini de hesaba katarak yarı-rijit bağlı çerçevelerin nonlinear analizi üzerinde çalışmışlar. Çeşitli ara yükler için ankastrelik uç kuvvetlerini elde edip bu konuda bir bilgisayar programını hazırlamışlardır.

Bu çalışma literatürde eksik kalan ve yukarıdaki çalışmaya ek olarak bir veya iki tarafında rijit kısımları bulunan doğru eksenli çubukları dikkate alarak bu eksikliği gidermektedir.

2.1. Bu çalışmada yapılan kabuller

1. Yapı malzemesi lineer elastik, homojen ve izotropdur.
2. Çubuk elemanı sabit kesitli ve doğru eksenlidir.
3. Dış yükler statiktir.
4. Süperpozisyon geçerli değildir.
5. Bağ kirişlerinin uçları perde kesitinin ağırlık merkezi üzerindedir.
6. Kirişlerin geniş perdeler, perdelerin de yüksek bağlantı kirişlerinin içinde kalan bölgelere sonsuz rijittir.
7. Geometrik nonlinearlık hesaba katılacaktır.
8. Çubuk kesitinde kayma merkezi ile ağırlık merkezi çakışmaktadır.

2.2. Kullanılan notasyon

- E : Elastisite modülü,
G : Kayma modülü,
I : Atalet momenti,
A : Eleman kesit alanı,
k : Kesit şekline bağlı katsayı,
L : Eleman boyu,
[f] : Ankastrelik uç kuvvetleri kolon vektörü,
[p] : Eleman uç kuvvetleri kolon vektörü,
[d] : Eleman uç deplasmanları kolon vektörü,

- [P] : Sistem yük vektörü
[K] : Sistem rijitlik matrisi,
[k] : Eleman rijitlik matrisi,
[T] : Transformasyon matrisi,
[D] : Sistem deplasman kolon vektörü,
 k_A, k_B : Dönel yayın bir radyan için moment değeri,

3. MATERYAL VE METOD

3.1. Düzlem Taşıyıcı Sistemlerde Rijitlik Matrisi Yöntemi

Bu yöntem, açılış metodu diye bilinen ve deplasmanları bilinmeyen olarak matris formülasyonu kullanan klasik metodun geliştirilmiş şeklidir.

Bir taşıyıcı elemanın $N \times N$ adet rijitlik etki katsayısını içeren kare matrisle "rijitlik matrisi" denir. Rijitlik matrisi serbestlik derecesi N olan bir taşıyıcı sistemde, N adet düğüm deplasmanını sisteme etkileyen yük vektörüne bağlayan bir katsayılar matrisidir.

Rijitlik matrisi yöntemi yapı analizi kitaplarında ayrıntılı olarak incelenmiştir. Tezcan (1970), Çakıroğlu, Özden ve Özmen (1970), Dündar, Kırıl ve Mengi (1985) yöntemi ayrıntılı şekilde vermişlerdir.

3.2. Eleman Rijitlik Etki Katsayıları

Elemanın her iki ucunda oluşturulan tek tek birim deplasmanlar altında çubuk uçlarında oluşan tepkilere çubuk elemanın rijitlik etki katsayıları denir.

Belirli bir doğrultuda birim deplasman oluşması için taşıyıcı sisteme bir kuvvet uygulamak gerekir. Ancak uygulamada, oluşacak deplasmanın ve uygulanacak kuvvetin doğrultu, yön ve uygulama noktalarının açık olarak belirtilmesi gerekir. Bunun için taşıyıcı elemanın bütün serbestlik dereceleri bir okla ve okun başı, kabul edilen işaret kuralına göre pozitif yönü göstermek üzere bir şekil üzerinde gösterilir.

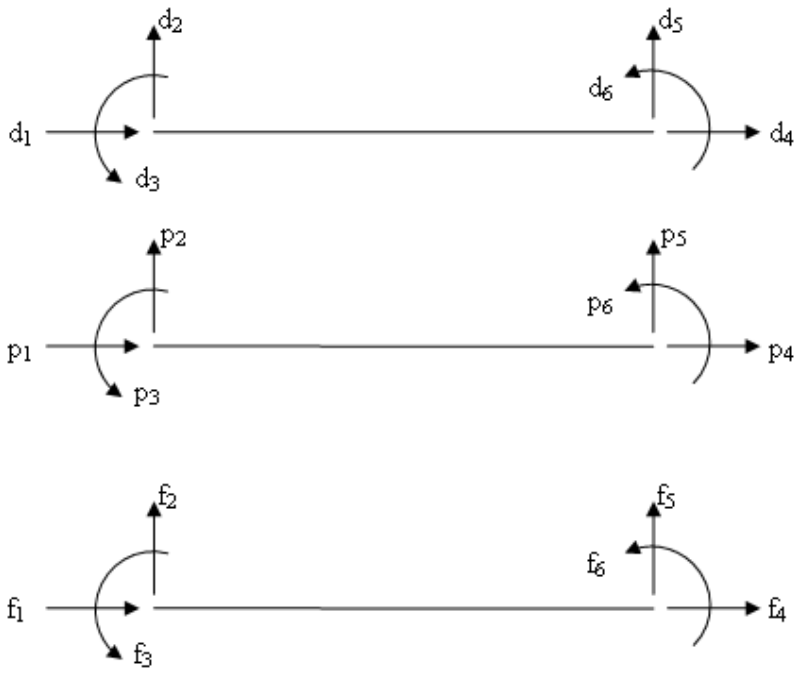
Kuvvetler ve ötelenmeler için doğru, dönmeler için eğri oklar kullanılır ve bütün oklar sıra ile numaralanır (Şekil 3.1, Şekil 3.2).

Bir deplasmana karşılık gelen rijitlik matrisi elemanlarını hesaplamak için o deplasmana birim ve diğerlerine sıfır değer verip hesaplamak gerekir (Şekil 3.3).

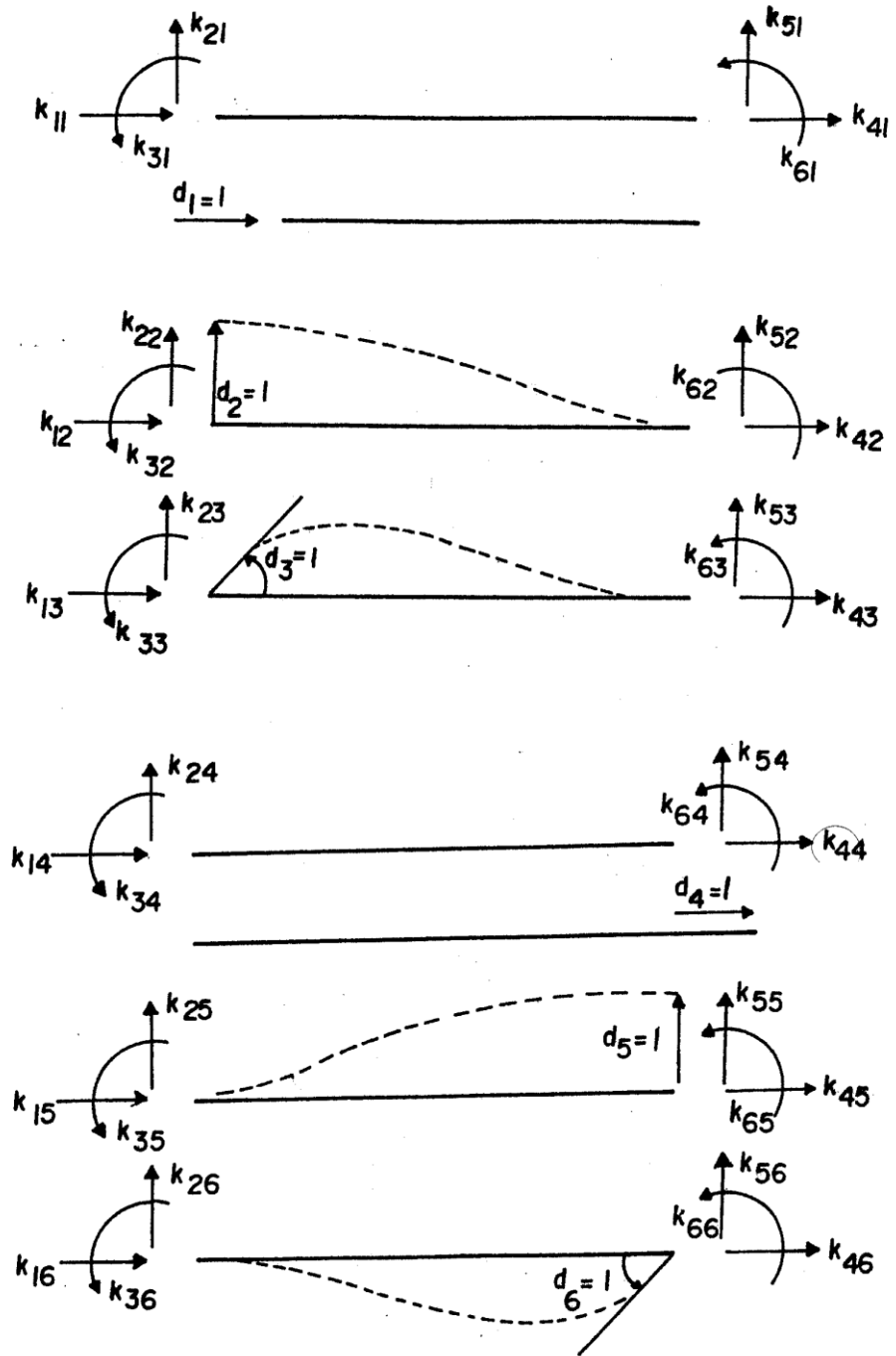
Adı geçen katsayılar literatürde kayma deformasyonları ihmal edilerek lineer analiz ile verilmektedir (Tezcan, (1970), Çakıroğlu, Özden ve Özmen, (1970), Dündar, Kırıl ve Mengi (1985) Yine kayma deformasyonlarının etkileri de dikkate alınarak lineer analiz ile Dündar ve Kırıl (1986), nonlineer analiz ile Dinçer (1989) ve kayma deformasyonları ihmal edilerek nonlineer analiz ile, Ghalı ve Neville (1977) tarafından verilmektedir.



Şekil 3.1. İşaret kabulü



Şekil 3.2. Eleman koordinatlarında eleman uç deplasmanları uç kuvvetleri ve ankastrelik uç kuvvetleri



Şekil 3.3. Rijitlik etki katsayıları

3.3. Eleman Rijitlik Matrisin Oluşturulması

Bir çubuk elemanın i ve j uçlarındaki kuvvet ve deplasman kolon vektörleri alta getirilirse eleman rijitlik denklemi,

$$\begin{bmatrix} P_i \\ \text{---} \\ P_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{ii} & k_{ij} \\ \text{---} & \text{---} \\ k_{ji} & k_{jj} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_i \\ \text{---} \\ d_j \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} f_i \\ \text{---} \\ f_j \end{bmatrix} \quad (3.1)$$

veya $P = kd + f$ sembolik formda elde edilir. Burada k'ya eleman rijitlik matrisi ismi verilir. Rijitlik etki katsayılarının, çubuğun uç deplasmanlarını uç kuvvetlerine bağladığı görülmektedir. Eleman rijitlik matrisi, sistemi oluşturan her eleman için yazılır. Burada $[P]$, $[k]$, $[d]$ ve $[f]$ sırası ile uç kuvvetleri kolon vektörü, eleman rijitlik matrisi, uç deplasmanları kolon vektörü ve ankastrelük uç kuvvetleri kolon vektörüdür.

Elemana ait uç kuvvet deplasman ilişkileri eleman üzerinde yerel koordinat takımında yazılır. Sistem deplasmanları ve kuvvetleri için yerel koordinat takımının kullanılması uygunluk ve denge koşullarının yazılmasında karışıklıklar doğurur. Bu karışıklığı önlemek için izlenmesi gereken sistematik yol, taşıyıcı sistem için ortak bir koordinat takımı seçilmesi, her bir çubuk elemanı için elde edilmiş olan uç kuvvet deplasman ilişkisinin bu ortak koordinat takımında yazılmasıdır. Problemin bilinmeyenleri olarak seçilen düğüm noktaları deplasmanları da bu ortak sistem koordinatları doğrultusunda alınmalıdır. Her düğüm noktasında uygunluk ve denge koşulları kullanılarak, bilinmeyen düğüm deplasmanları, sistem düğüm noktalarına etkileyen ve bilinen kuvvetlere bağlanmalıdır.

3.4. Düğüm Noktalarında Uygunluk ve Denge Koşulları

Uygunluk koşulları düğüm noktalarındaki sürekliliği ifade eder. Buna göre bir düğüm noktasında rijit bağlanmış olan bütün elemanların o düğümdeki uç deplasmanları, sistemin düğüm deplasmanlarına eşit olması gerekir, yani çubuk uçları ve bağlandıkları düğüm noktaları aynı deplasmanı yapmalıdır.

Eleman rijitlik matrisinin elde edilmesinde bir düğüm noktasına birleşen çubuk uçlarının aynı deplasmanı yapacakları kabulü kullanılmıştır. Böylece düğüm

noktalarında sağlanması gereken uygunluk koşulları analizde göz önüne alınmış olmaktadır.

Düğümler için serbest cisim diyagramları çizilerek, düğüme dıştan etkiyen kuvvetlerle, çubuk uçlarından gelen uç kuvvetleri etkisi altında denge denklemleri yazılır.

3.5. Sistem Rijitlik Matrisi

Sistemi oluşturan elemanlar için rijitlik matrisleri oluşturulduktan sonra sistem rijitlik matrisi kodlama tekniği kullanılarak elde edilir.

Sistem koordinatlarında verilen D yer değiştirmeleri eleman rijitlik denklemlerinde yerine yazılır ve her eleman için yazılan uygunluk denklemleri, denge denklemlerinde yerine konularak ve düğümlere etkiyen dış yükler ve deplasmanlar alt alta getirilerek

$$[P] = [K][D] \quad (3.2)$$

sistem denge denklemleri elde edilir. Burada P ve D sırasıyla düğüm noktalarındaki dış yük ve deplasman kolon vektörler, K ise sistemin rijitlik matrisidir. P bilindiğine göre D bu ifadeden bulunur.

3.6. Ara Yük Hali

Çubuk üzerine etki eden ara yükler önce çubuk uçlarına indirgenmeli, sonra düğüm noktalarına gelen eşdeğer yükler hesaplanmalıdır. (Denklem 3.2) ifadesinde görülen sistem denge denklemindeki $[P]$ kolon vektörü, sistemin düğüm noktalarına etki eden eşdeğer ara yükler ve direk dış yüklerin toplamıdır.

Taşıyıcı sistemin bütün çubukları uçlarında ankastre farz edilerek, yüklerin uçlarda oluşturduğu ankastrelik reaksiyonları $[f]$ hesap edilir. Bu $[f]$ kolon vektörü sistem koordinatlarına dönüştürülür. $[f]$ ankastrelik uç kuvvetleri, ters işaretleri ile düğüm noktasına doğrudan etkiyen dış düğüm yükleri olarak alınırlar.

Toplam dış kuvvetler altında sistemin düğüm deplasmanları bulunur ve bu deplasmanlardan da dönüşüm formülü yardımıyla eleman uç deplasmanlarına geçilerek eleman uç kuvvetleri eleman koordinatlarında bulunur. Daha sonra eleman kesit

tesirleri, uç kuvvetleri ve eleman üzerine etki eden ara kuvvetler göz önüne alınarak hesap edilir.

Sistem rijitlik matrisin oluşturulmasında programlamaya elverişli olduğundan kod numaraları yöntemi kullanılacaktır. Bir çubuğun i ve j uçlarındaki yer değiştirme numaralarının yan yana yazılması ile elde edilen sayıya, o çubuğun kod numarası denir. Kod numarasında yer değiştirme numaralarının adedi, çubuğun serbestlik derecesine eşittir.

3.7. Elastik Mesnetler

Bir taşıyıcı sistemde, sistemin rijitliğini etkileyecek doğrusal ya da dönel yaylar olabilir. Bu durumda yay katsayısı sistem rijitlik matrisinin köşegenine karşılık gelen terime eklenir.

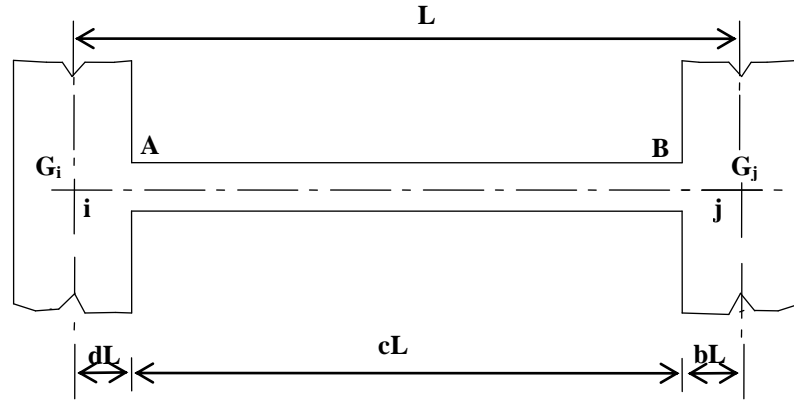
3.8. Çubuk Elemanlarının Dönel Yaylarla Bağlı Olması Durumu

Bir taşıyıcı sistemde sistemi oluşturan elemanlar birbirlerine tam rijit ya da mafsallı bağlanmış olmayabilirler. Bu durumda çubuklar bağlantı noktalarında birbirlerine elastik bir dönel yay ile bağlanmış gibi davranırlar. İkinci mertebe teorisi kullanılarak ve kayma deformasyonları hesaba katılarak diferansiyel denklemler yardımıyla yay katsayılarının sistem rijitlik matrisine ve ankastrelik uç kuvvetlerine katkıları sırasıyla 5. ve 6. bölümlerde anlatılacaktır.

4. SONSUZ RİJİT KISIMLARI BULUNAN ÇUBUKLARIN II. MERTEBE TEORİSİNE AİT BİRİM DEPLASMAN SABİTLERİ

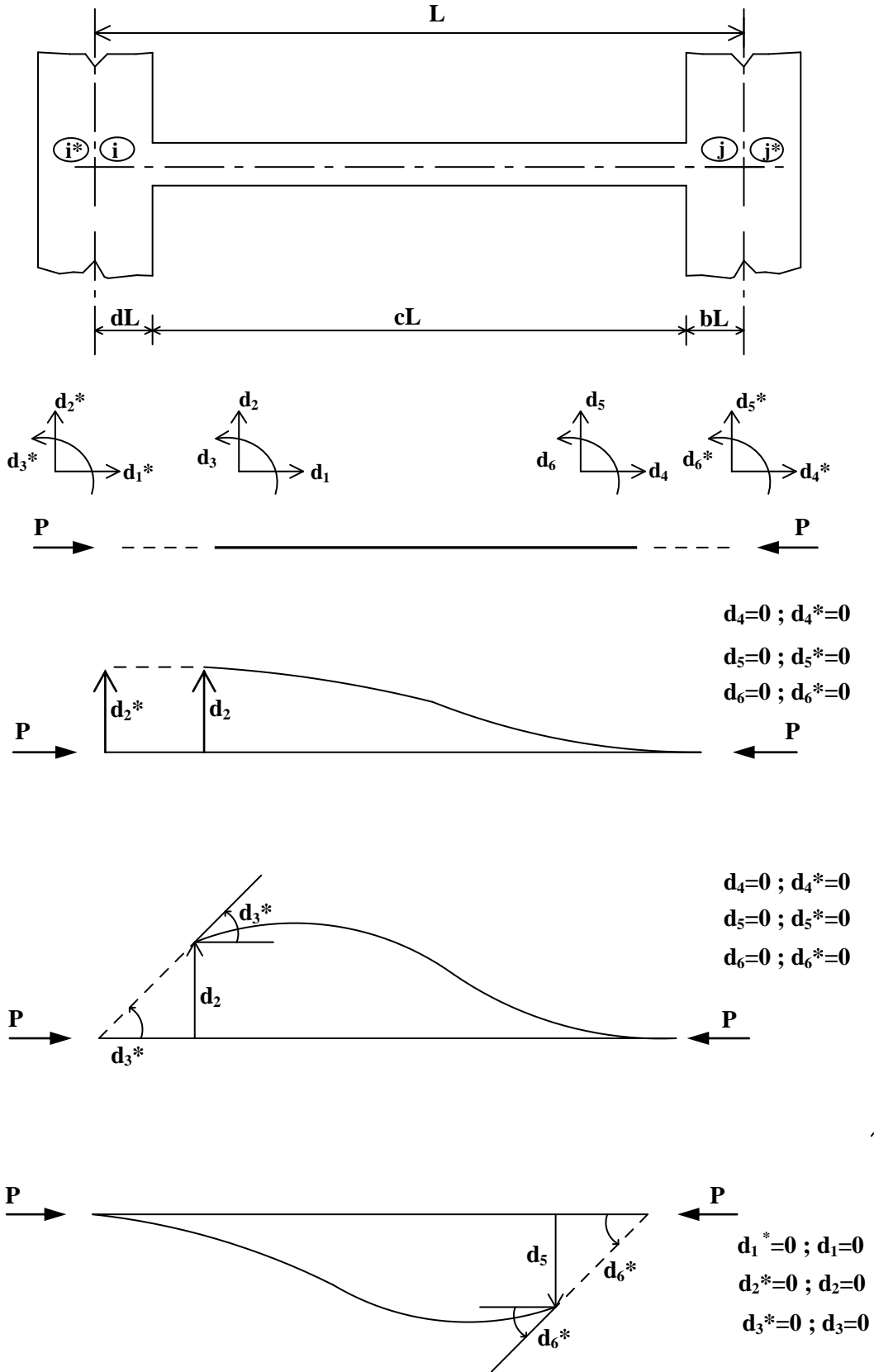
Boşluklu perdeler, bağlantı kirişi eksenleriyle perde eksenlerinin oluşturduğu çerçeveler olarak idealize edilerek hesap yapılır. İdealize etmede, kirişlerin geniş perdeler, perdelerin de yüksek bağlantı kirişlerinin içinde kalan bölgeleri sonsuz rijit olarak alınmaktadır. Bundan başka kirişleri çok yüksek olan çerçevelerin kolonları da benzer durumdadır. Bu tür çerçeve hesaplarının yapılabilmesi için bir veya iki tarafında sonsuz rijit kısımları bulunan doğru eksenli çubukların eleman rijitlik matrisinin tayininde birim deplasman sabitlerinin bilinmesine gerek duyulmaktadır.

Ayrıca bazı hallerde, bağlantı kirişlerinin ve perdelerin kesit yükseklikleri, açıklıklarının yanında oldukça büyük değerler aldığından kayma şekil değiştirmelerinin etkisi de önemli olmaktadır.



Şekil 4.1. Perde duvarları arasında bir bağ kirişi

Şekil 4.1.'de görülen i ve j perdeleri bağlantı kirişleriyle birbirine bağlanmışlardır. Bu kirişin i ve j uçları, perde kesitlerinin G_i ve G_j ağırlık merkezlerinin üzerindedir.



Şekil 4.2. Boşluklu perdelerin uç deplasmanları

Burada L kirişin $i^* j^*$ açıklığını, cL kirişin $i j$ açıklığını, dL ve bL ise kirişin perdeye saplandığı noktadan perde eksenine olan mesafenin L cinsinden ifadelerini göstermektedir.

Kirişin perde içerisindeki kısmı sonsuz rijit olduğundan perde eksenindeki dönme ile bağ kirişinin perdeye saplandığı noktadaki dönme birbirine eşit olacaktır. Benzer şekilde, yatay yönde rijit kısım boy değişimi yapmadığından yatay deplasmanlar da eşit olurlar.

$i^* j^*$ çubuğunun eleman rijitlik matrisi simetrik olup $i j$ çubuğu eleman rijitlik matrisinden farklı olan elemanları Şekil 4.2. yardımıyla,

$$k_{33}^* = k_{33} + k_{23}(dL) + k_{22}(dL)^2 + k_{32}(dL) - P(dL) \quad (4.1)$$

$$k_{32}^* = k_{32} + k_{22}(dL) = -k_{53}^* \quad (4.2)$$

$$k_{63}^* = k_{63} + k_{53}(dL) + k_{62}(dL) + k_{52}(dL)(bL) \quad (4.3)$$

$$k_{62}^* = k_{62} - k_{52}(dL) = -k_{65}^* \quad (4.4)$$

$$k_{66}^* = k_{66} + k_{56}(bL) + k_{55}(bL)^2 + k_{65}(bL) - P(bL) \quad (4.5)$$

olarak elde edilir.

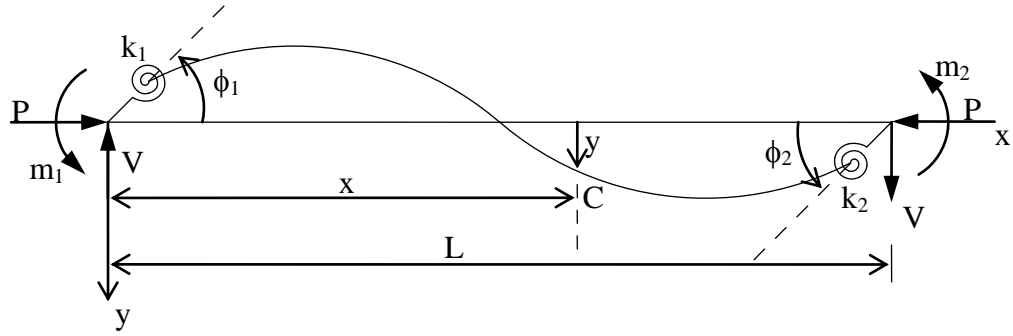
O halde bağ kirişinin birim deplasman sabitleri, yukarıdaki eşitliklerde $i j$ çubuğunun birim deplasman sabitleri yerine konularak bulunabilir (Yukarıdaki eşitlikler P yerine sıfır değer vermek suretiyle lineer analiz için de geçerlidir.). Normal kuvvetin çekme olması halinde denklemlerdeki P işaret değiştirir.

5. KAYMA ŞEKİL DEĞİŞTİRMELERİ GÖZ ÖNÜNDE TUTULAN VE UÇLARINDA DÖNEL YAYLAR BULUNAN BİR ÇUBUĞUN ELEMAN RİJİTLİK MATRİSİ

5.1. Genel Denklemler

Burada, çubuğun rijitlik etki katsayıları aksenal kuvvetin basınç ve çekme olması halinde incelenecektir.

Şekil 5.1.'de görülen uçlarında dönel yaylar bulunan, doğru aksenli sabit kesitli L uzunluğundaki çubuğun eğilme ve kayma rijitlikleri sabittir.



Şekil 5.1. İşaret kabulü

Bilindiği gibi dolu kesitlerde eğilme ve kayma rijitlikleri sırasıyla,

$$EI, \quad GkA = GA_s \quad (5.1)$$

Dönel yay katsayıları,

$$k_1 = \frac{J_1 L}{4EI} \quad k_2 = \frac{J_2 L}{4EI} \quad (5.1a)$$

Dönel yayların eğilme rijitlikleri,

$$J_1 = \frac{M_{con1}}{\phi} \quad J_2 = \frac{M_{con2}}{\phi} \quad (5.1b)$$

Kayma ve dönel yayların etkisini yansıtan boyutsuz hale getirilmiş katsayılar,

$$\beta = \frac{EI}{L^2 GA_s}, \quad \beta_1 = \frac{1}{4k_1}, \quad \beta_2 = \frac{1}{4k_2} \quad (5.1c)$$

dır. Burada;

E: elastisite modülünü,

G: kayma modülünü

I: atalet momentini

A: kesit alanını

A_s : eşdeğer kesme alanı

k: kesit şekline bağlı bir sabiti

M_{con} : dönel yayın momentini

ϕ : dönel yayın rölative dönmesini göstermektedir.

Çubuğun i ucuna etkiyen P, V, m_1 uç kuvvetleriyle, j ucuna etkiyen P, V, m_2 uç kuvvetlerinin pozitif yönleri, ayrıca eksene dik y yer değiştirmeleri, θ_1 ve θ_2 uç dönmeleri, k_1 ve k_2 dönel yay katsayıları ve M, T kesit tesirlerinin pozitif yönleri Şekil 5.1'de gösterilmiştir.

5.1.1. Basınç Hali

Eksenel kuvvetin basınç olması halinde, denge denklemlerinden eğilme momenti için,

$$M = Py + Vx - m_1 \quad (5.2)$$

formülü elde edilir.

Eksene dik y yer değiştirmesi, eğilmeden doğan y_f ve kaymadan doğan y_s yer değiştirmelerinin toplamına eşittir.

$$y = y_f + y_s \quad (5.3)$$

(5.3)'deki bağıntının her iki tarafının birinci ve ikinci türevleri alınarak

$$y' = y'_f + y'_s \quad (5.4)$$

$$y'' = y''_f + y''_s \quad (5.5)$$

bağıntıları yazılabilir.

Eğilmeye ve kaymaya ait şekil değiştirme denklemleri :

$$y''_f = -\frac{M}{EI} \quad (5.6)$$

$$y'_s = \frac{T}{GA_s} = \frac{M'}{GA_s} \quad (5.7)$$

$$y_s'' = \frac{T'}{GA_s} \quad (5.8)$$

olduğuna göre, denge denklemlerinden, kesit tesirleri için (5.2)'ye ek olarak

$$T = M' = Py' + V \quad (5.9)$$

$$T' = Py'' \quad (5.10)$$

formülleri elde edilir.

(5.5) formülünde (5.6), (5.8) ve (5.10) formülleri kullanılarak

$$y'' = -\frac{M}{EI} + \frac{P}{GA_s} y'' \quad (5.11)$$

ve buradan da

$$\bar{k}_f = EI \left(1 - \frac{P}{GA_s} \right) \quad (5.12)$$

$$y'' = -\frac{M}{\bar{k}_f} = -\frac{M/EI}{(1 - P/GA_s)} \quad (5.13)$$

bulunur.

Denge denklemlerinden bulunan eğilme momentinin (5.2)'deki ifadesi (5.13)'te yerine konulursa,

$$y'' + \alpha^2 y + \frac{V}{k_f} x - \frac{m_1}{k_f} = 0 \quad (5.14)$$

$$\alpha^2 = \frac{P}{\bar{k}_f} = \frac{P/EI}{(1 - P/GA_s)} \quad (5.15)$$

diferansiyel denklemleri elde edilir. Bu diferansiyel denklemlerin genel çözümü:

$$y = A \sin(\alpha x) + B \cos(\alpha x) - \frac{V}{P} x + \frac{m_1}{P} \quad (5.16)$$

şeklindedir.

Yer değiştirmelerin birinci ve ikinci türevleri ise;

$$y' = A\alpha \cos(\alpha x) - B\alpha \sin(\alpha x) - \frac{V}{P} \quad (5.17)$$

$$y'' = -A\alpha^2 \sin(\alpha x) - B\alpha^2 \cos(\alpha x) \quad (5.18)$$

olarak elde edilir.

Ayrıca moment denge denklemlerinden de

$$V = \left(\frac{m_1 + m_2}{L} \right) \quad (5.19)$$

bağıntısı yazılabilir.

5.1.2 Çekme Hali

Eksenel kuvvetin çekme olması durumunda benzer işlemler sonucunda,

$$M = -Py + Vx - m_1 \quad (5.20)$$

$$T = M' = -Py' + V \quad (5.21)$$

$$T' = -Py'' \quad (5.22)$$

$$\bar{k}_f = EI \left(1 + \frac{P}{GA_s} \right) \quad (5.23)$$

$$y'' = -\frac{M}{\bar{k}_f} = -\frac{M/EI}{(1+P/GA_s)} \quad (5.24)$$

$$y'' - \alpha^2 y + \frac{V}{\bar{k}_f} x - \frac{m_1}{\bar{k}_f} = 0 \quad (5.25)$$

$$\alpha^2 = \frac{P}{\bar{k}_f} = \frac{P/EI}{(1+P/GA_s)} \quad (5.26)$$

Diferansiyel denklemi elde edilir. Bu denklemin genel çözümü, birinci ve ikinci türevleri olan y' , y'' ifadeleri de

$$y = A \sinh(\alpha x) + B \cosh(\alpha x) + \frac{V}{P} x - \frac{m_1}{P} \quad (5.27)$$

$$y' = A \alpha \cosh(\alpha x) - B \alpha \sinh(\alpha x) - \frac{V}{P} \quad (5.28)$$

$$y'' = A \alpha^2 \sinh(\alpha x) + B \alpha^2 \cosh(\alpha x) \quad (5.29)$$

şeklini alırlar.

5.2. Birim Deplasman Sabitlerinin Elde Edilmesi

Kayma deformasyonlarının da etkileri göz önüne alınarak ve uçlarında dönel yaylar bulunan bir çubuğun, II. Mertebe teorisine (nonlineer analiz) ait eleman rijitlik matrisini hesaplamak için bir deplasmana birim diğerlerine sıfır değer verip hesaplamak gerekir.

Burada,

$$\bar{k}_s = GA_s \left(1 - \frac{P}{GA_s} \right) \quad (5.36)$$

şeklindedir. Benzer şekilde

$x = L$ durumunda ise,

$$y'(L) = \frac{k_{63}}{J_2(1 - P/GA_s)} + \left(\frac{k_{33} + k_{63}}{L\bar{k}_s} \right) \quad (5.37)$$

sınır koşulları yazılabilir.

$y(0)$, $y'(0)$, $y(L)$, $y'(L)$ 'lerin (5.16) ve (5.17)'deki ifadelerin sınır koşullarında yerlerine konular ve elde edilen denklem sistemi çözülürse, (5.16), (5.17) ve (5.18) denklemlerinde görülen A ve B sabitleri için

$$\psi = \alpha L = L \sqrt{\frac{P/EI}{(1 - P/GA_s)}}$$

kısaltması yapılırsa,

$$A = \left(\frac{k_{33} \cos \psi + k_{63}}{P \sin \psi} \right) \quad (5.38)$$

$$B = -\frac{k_{33}}{P} \quad (5.39)$$

ve birim deplasman sabitleri için de,

$$\delta = \left(1 - \frac{P}{GA_s} \right)$$

$$\Omega = \psi \left\{ \delta (\psi^2 \beta_1 \beta_2 - 1) + \beta_1 + \beta_2 \right\} \sin \psi - \left\{ 2 + \psi^2 \delta (\beta_1 + \beta_2) \right\} \cos \psi + 2$$

kısaltmaları yapılırsa,

$$k_{33} = \frac{EI}{L\Omega} \psi \left\{ (1 + \psi^2 \delta \beta_2) \sin \psi - \psi \delta \cos \psi \right\} \quad (5.40)$$

$$k_{63} = \frac{EI}{L\Omega} \psi (\psi \delta - \sin \psi) = k_{36} \quad (5.41)$$

$$k_{23} = \frac{EI}{L^2 \Omega} \psi^2 \delta (\psi \beta_2 \sin \psi - \cos \psi + 1) = k_{32} = -k_{35} = -k_{53} \quad (5.42)$$

$$k_{53} = -\frac{EI}{L^2 \Omega} \psi^2 \delta (\psi \beta_2 \sin \psi - \cos \psi + 1) = -k_{23} = -k_{32} = k_{35} \quad (5.43)$$

ifadeleri elde edilir. Burada,

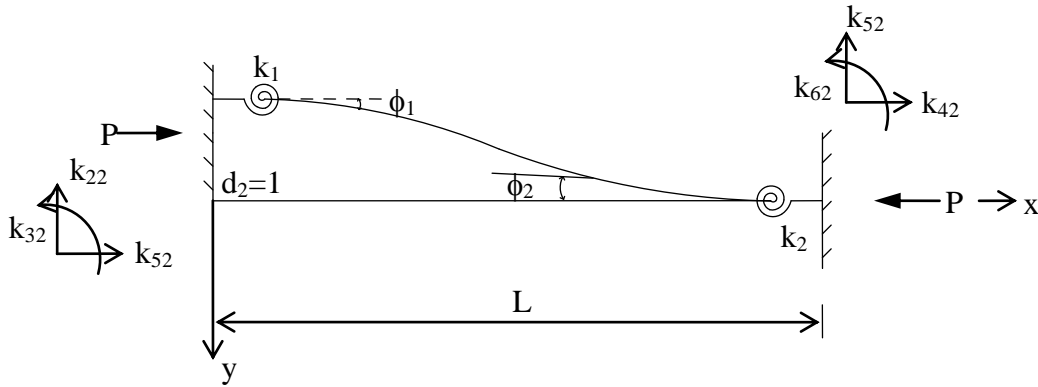
$$k_{66} = \frac{EI}{L\Omega} \psi \left\{ (1 + \psi^2 \delta \beta_1) \sin \psi - \psi \delta \cos \psi \right\} \quad (5.51)$$

$$k_{26} = \frac{EI}{L^2 \Omega} \psi^2 \delta (\psi \beta_1 \sin \psi - \cos \psi + 1) = k_{62} = -k_{56} = -k_{65} \quad (5.52)$$

$$k_{56} = -\frac{EI}{L^2 \Omega} \psi^2 \delta (\psi \beta_1 \sin \psi - \cos \psi + 1) = -k_{26} = -k_{62} = k_{65} \quad (5.53)$$

ifadeleri elde edilir.

$d_2 = 1$ için,



Şekil 5.4. $d_2 = 1$ yüklemesi

Şekil 5.4'den moment denge denklemi,

$$M = P(1 + y) + Vx - m_1 \quad (5.54)$$

olduğuna göre (5.13)'de yerine konulursa

$$y'' + \alpha^2 y + \frac{P}{k_f} + \frac{V}{k_f} x - \frac{m_1}{k_f} = 0 \quad (5.55)$$

diferansiyel denklemi ve bu denklemin genel çözümü olan,

$$y = A \sin(\alpha x) + B \cos(\alpha x) - 1 - \frac{V}{P} x + \frac{m_1}{P} \quad (5.56)$$

ifadesi elde edilir.

Sınır koşulları

a - uçlarındaki çökmeler

$$x = 0 \text{ da } y = -1 \quad (5.57)$$

$$x = L \text{ de } y = 0 \quad (5.58)$$

b - uçlarındaki dönmeler

$x = 0$ durumunda,

$$y'(0) = \frac{k_{32}}{J_1(1-P/GA_s)} + \left(\frac{k_{32} + k_{62} - P}{L\bar{k}_s} \right) \quad (5.59)$$

$x = L$ durumunda,

$$y'(0) = \frac{k_{62}}{J_2(1-P/GA_s)} + \left(\frac{k_{32} + k_{62} - P}{L\bar{k}_s} \right) \quad (5.60)$$

olarak elde edilir.

(5.56) denklemi ve birinci türevi sınır koşullarında yerlerine konular ve elde edilen denklem sistemi çözümlerse, A ve B sabitleri için,

$$A = \left(\frac{k_{32} \cos(\psi) + k_{62}}{P \sin(\psi)} \right) \quad (5.61)$$

$$B = -\frac{k_{32}}{P} \quad (5.62)$$

elde edilir. Birim deplasman sabitleri için de,

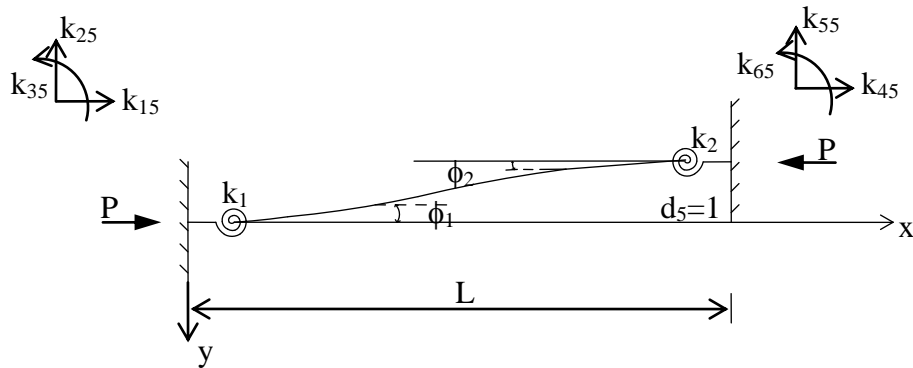
$$k_{32} = \frac{EI}{L^2\Omega} \psi^2 \delta (\psi \beta_2 \sin \psi - \cos \psi + 1) = k_{23} = -k_{35} = -k_{53} \quad (5.63)$$

$$k_{62} = \frac{EI}{L^2\Omega} \psi^2 \delta (\psi \beta_1 \sin \psi - \cos \psi + 1) = k_{26} = -k_{56} = -k_{65} \quad (5.64)$$

$$k_{22} = \frac{EI}{L^3\Omega} \psi^3 \delta^2 \left\{ (1 - \psi^2 \beta_1 \beta_2) \sin \psi + \psi (\beta_1 + \beta_2) \cos \psi \right\} = k_{55} = -k_{25} = -k_{52} \quad (5.65)$$

$$k_{52} = -\frac{EI}{L^3\Omega} \psi^3 \delta^2 \left\{ (1 - \psi^2 \beta_1 \beta_2) \sin \psi + \psi (\beta_1 + \beta_2) \cos \psi \right\} = -k_{22} = -k_{55} = k_{25} \quad (5.66)$$

$d_5 = 1$ için,



Şekil 5.5. $d_5 = 1$ yüklemesi

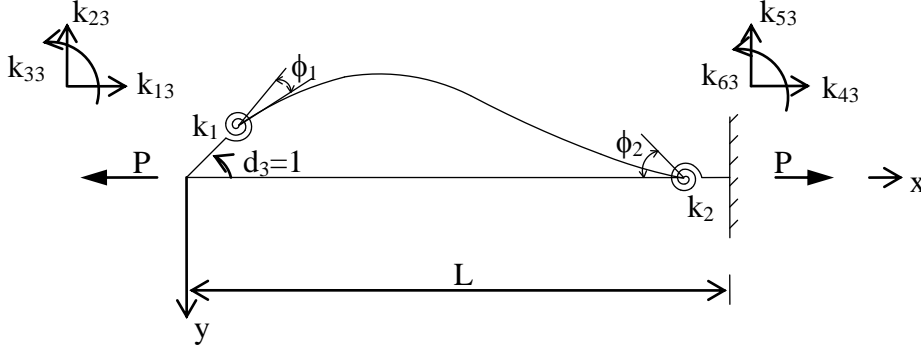
Şekil 5.5'e göre

$$k_{35} = -k_{32} = -k_{23} = k_{53}, \quad k_{65} = -k_{62} = -k_{26} = k_{56} \quad \text{ve} \quad k_{25} = -k_{55} = -k_{22} = k_{52} \quad (5.67)$$

eşitlikleri yazılabilir.

5.2.2. Çekme Hali

$d_3 = 1$ için,



Şekil 5.6. $d_3 = 1$ yüklemesi

Sınır koşulları :

a - uçlarındaki çökmeler

$x = 0$ durumunda,

$$y = 0$$

(5.68)

$x = L$ durumunda,

$$y = 0$$

(5.69)

b - uçlarındaki dönmeler

$$y'(0) = -\frac{1}{(1+P/GA_s)} + \frac{k_{33}}{J_1(1+P/GA_s)} + \left(\frac{k_{33} + k_{63}}{L\bar{k}_s} \right)$$

(5.70)

$$y'(L) = \frac{k_{63}}{J_2(1+P/GA_s)} + \left(\frac{k_{33} + k_{63}}{L\bar{k}_s} \right)$$

(5.71)

sınır koşulları yazılır.

Bu sınır koşullarında (5.27) ve (5.28) denklemlerine eşitlenirse A, B sabitleri,

$$\psi = L \sqrt{\frac{P/EI}{(1+P/GA_s)}}$$

kısaltması yapılırsa,

$$A = -\left(\frac{k_{33} \cosh(\psi) + k_{63}}{P \sinh(\psi)} \right)$$

(5.72)

$$B = \frac{k_{33}}{P} \quad (5.73)$$

ve birim deplasman sabitleri,

$$\delta = \left(1 + \frac{P}{GA_s} \right)$$

$$\Omega = \psi \left\{ \delta (\psi^2 \beta_1 \beta_2 + 1) - \beta_1 - \beta_2 \right\} \sinh \psi - \left\{ 2 - \psi^2 \delta (\beta_1 + \beta_2) \right\} \cosh \psi + 2$$

kısaltmaları yapılırsa,

$$k_{33} = -\frac{EI}{L\Omega} \psi \left\{ (1 - \psi^2 \delta \beta_2) \sinh \psi - \psi \delta \cosh \psi \right\} \quad (5.74)$$

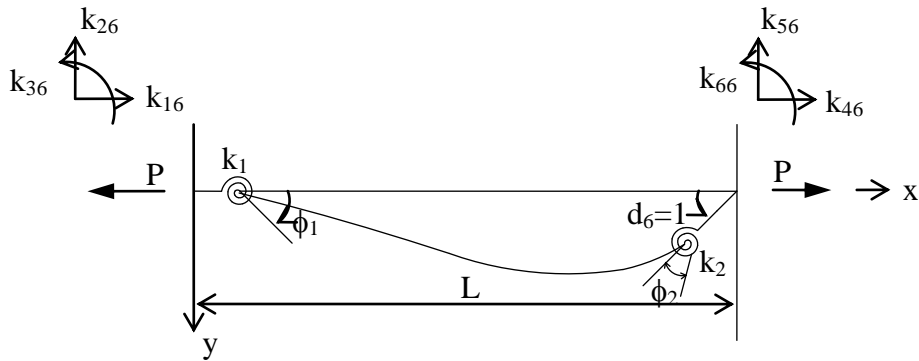
$$k_{63} = -\frac{EI}{L\Omega} \psi (\psi \delta - \sinh \psi) = k_{36} \quad (5.75)$$

$$k_{23} = \frac{EI}{L^2 \Omega} \psi^2 \delta (\psi \beta_2 \sinh \psi + \cosh \psi - 1) = k_{32} = -k_{35} = -k_{53} \quad (5.76)$$

$$k_{53} = -\frac{EI}{L^2 \Omega} \psi^2 \delta (\psi \beta_2 \sinh \psi + \cosh \psi - 1) = -k_{23} = -k_{32} = k_{35} \quad (5.77)$$

elde edilir.

$d_6 = 1$ için,



Şekil 5.7. $d_6 = 1$ yüklemesi

Sınır koşulları : -

a - uçlarındaki çökmeler

$$x = 0 \text{ da } y = 0$$

$$x = L \text{ de } y = 0$$

b - uçlarındaki dönmeler

$x = 0$ durumunda,

$$y'(0) = \frac{k_{36}}{J_1(1+P/GA_s)} + \left(\frac{k_{36} + k_{66}}{L\bar{k}_s} \right) \quad (5.78)$$

$x = L$ durumunda,

$$y'(L) = -\frac{1}{(1+P/GA_s)} + \frac{k_{66}}{J_2(1+P/GA_s)} + \left(\frac{k_{36} + k_{66}}{L\bar{k}_s} \right) \quad (5.79)$$

sınır koşullarında (5.27) ve (5.28) denklemlerine eşitlenirse A, B sabitleri,

$$A = -\left(\frac{k_{36}\cosh(\psi) + k_{66}}{P\sinh(\psi)} \right) \quad (5.80)$$

$$B = \frac{k_{36}}{P} \quad (5.81)$$

$$k_{36} = -\frac{EI}{L\Omega} \psi (\psi\delta - \sinh \psi) = k_{63} \quad (5.82)$$

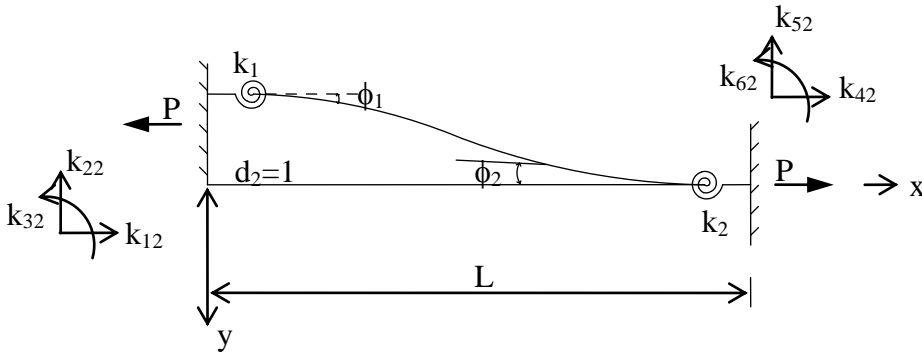
$$k_{66} = -\frac{EI}{L\Omega} \psi \left\{ (1 - \psi^2\delta\beta_1) \sinh \psi - \psi\delta \cosh \psi \right\} \quad (5.83)$$

$$k_{26} = \frac{EI}{L^2\Omega} \psi^2\delta (\psi\beta_1 \sinh \psi + \cosh \psi - 1) = k_{62} = -k_{56} = -k_{65} \quad (5.84)$$

$$k_{56} = -\frac{EI}{L^2\Omega} \psi^2\delta (\psi\beta_1 \sinh \psi + \cosh \psi - 1) = -k_{26} = -k_{62} = k_{65} \quad (5.85)$$

elde edilir.

$d_2 = 1$ için,



Şekil 5.8. $d_2 = 1$ yüklemesi

Şekil 5.8'den moment denge denklemi

$$M = -P(1+y) + Vx - m_1 \quad (5.86)$$

olduğuna göre (5.24) denkleminde yerine koyulursa,

$$y'' - \alpha^2 y - \frac{P}{k_f} + \frac{V}{k_f} x - \frac{m_1}{k_f} = 0 \quad (5.87)$$

diferansiyel denklemi ve bu denklemin genel çözümü olan,

$$y = A \sinh(\alpha x) + B \cosh(\alpha x) - 1 + \frac{V}{P} x - \frac{m_1}{P} \quad (5.88)$$

ifadesi elde edilir.

Sınır koşulları : -

a - uçlarındaki çökmeler

$$x = 0 \text{ da } y = -1 \quad (5.89)$$

$$x = L \text{ de } y = 0 \quad (5.90)$$

b - uçlarındaki dönmeler

$x = 0$ durumunda,

$$y'(0) = \frac{k_{32}}{J_1(1+P/GA_s)} + \left(\frac{k_{32} + k_{62} + P}{L\bar{k}_s} \right) \quad (5.91)$$

$x = L$ durumunda,

$$y'(L) = \frac{k_{62}}{J_2(1+P/GA_s)} + \left(\frac{k_{32} + k_{62} + P}{L\bar{k}_s} \right) \quad (5.92)$$

şeklinde elde edilir.

(5.88) ve birinci türevi sınır koşulları yerlerine konular ve elde edilen denklem sistemi çözümlerse, A ve B sabitleri için,

$$A = - \left(\frac{k_{32} \cosh(\psi) + k_{62}}{P \sinh(\psi)} \right) \quad (5.93)$$

$$B = \frac{k_{32}}{P} \quad (5.94)$$

elde edilir. Birim deplasman sabitleri için de,

$$k_{32} = \frac{EI}{L^2 \Omega} \psi^2 \delta (\psi \beta_2 \sinh \psi + \cosh \psi - 1) = k_{23} = -k_{35} = -k_{53} \quad (5.95)$$

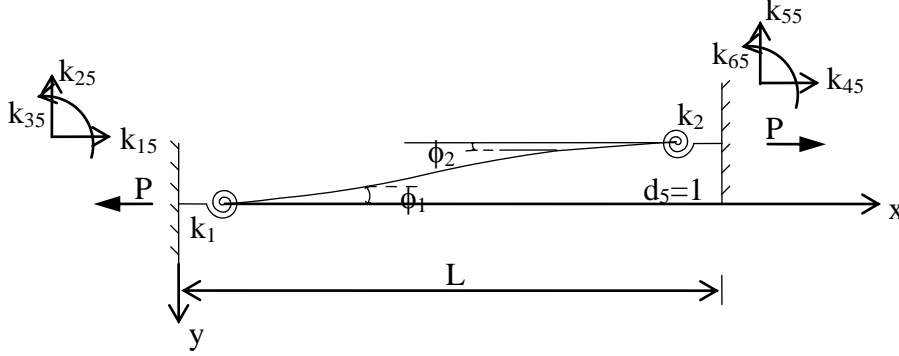
$$k_{62} = \frac{EI}{L^2 \Omega} \psi^2 \delta (\psi \beta_1 \sinh \psi + \cosh \psi - 1) = k_{26} = -k_{56} = -k_{65} \quad (5.96)$$

$$k_{22} = \frac{EI}{L^3 \Omega} \psi^3 \delta^2 \left\{ (1 + \psi^2 \beta_1 \beta_2) \sinh \psi + \psi (\beta_1 + \beta_2) \cosh \psi \right\} = k_{55} = -k_{25} = -k_{52} \quad (5.97)$$

$$k_{52} = -\frac{EI}{L^3\Omega} \psi^3 \delta^2 \left\{ (1 + \psi^2 \beta_1 \beta_2) \sinh \psi + \psi (\beta_1 + \beta_2) \cosh \psi \right\} = -k_{22} = -k_{55} = k_{25} \quad (5.98)$$

bağıntıları bulunur.

$d_5 = 1$ için,



Şekil 5.9. $d_5 = 1$ yüklemesi

Şekil 5.9'a göre,

$$k_{35} = -k_{32} = -k_{23} = k_{53}, \quad k_{65} = -k_{62} = -k_{26} = k_{56} \quad \text{ve} \quad k_{25} = -k_{55} = -k_{22} = k_{52} \quad (5.99)$$

eşitlikleri yazılabilir.

Buraya kadar yapılan tüm hesaplamalarda düğüm noktalarına dönel yaylarla bağlı çubukların kayma deformasyonlarının etkisi de göz önünde tutularak, nonlinear analize ait eleman rijitlik matrisi etki katsayıları hesaplanmıştır.

Lineer çözüm (eksenel kuvvetin sıfır olması hali) için de benzer yol izlenmiş ve sadece bulunan sonuçlar verilmiştir.

1 ve 2 uçlu çubuk elemanlarının eleman koordinatlarındaki rijitlik matrisi:

$$k = \begin{bmatrix} k_{11} & 0 & 0 & k_{14} & 0 & 0 \\ 0 & k_{22} & k_{23} & 0 & k_{25} & k_{26} \\ 0 & k_{32} & k_{33} & 0 & k_{35} & k_{36} \\ k_{41} & 0 & 0 & k_{44} & 0 & 0 \\ 0 & k_{52} & k_{53} & 0 & k_{55} & k_{56} \\ 0 & k_{62} & k_{63} & 0 & k_{65} & k_{66} \end{bmatrix} \quad (5.100)$$

Dönel yayların, aksenal kuvvetin ve kayma deformasyonlarının elastik eğilme rijitliği üzerindeki etkisi göz önünde tutularak (Timoshenko kiriş teorisi) hesaplanan Denklem (5.100)'deki rijitlik etki katsayıları k_{ij} ($i = 1, 2, \dots, 6; j = 1, 2, \dots, 6$) aşağıdaki şekilde tanımlanmıştır.

$$k_{11} = \frac{EA}{L} = k_{44} = -k_{14} = -k_{41} \quad (5.101a)$$

$$k_{22} = \frac{EI\chi_1}{L^3\Omega} = k_{55} = -k_{25} = -k_{52} \quad (5.101b)$$

$$k_{23} = \frac{EI\chi_2}{L^2\Omega} = k_{32} = -k_{35} = -k_{53} \quad (5.101c)$$

$$k_{26} = \frac{EI\chi_3}{L^2\Omega} = k_{62} = -k_{56} = -k_{65} \quad (5.101d)$$

$$k_{33} = \frac{EI\chi_4}{L\Omega} \quad (5.101e)$$

$$k_{36} = \frac{EI\chi_5}{L\Omega} = k_{63} \quad (5.101f)$$

$$k_{66} = \frac{EI\chi_6}{L\Omega} \quad (5.101g)$$

Denklem (5.101a-g)'de aşağıdaki kısaltmalar yapılarak aksenal kuvvetin $P=0$ (lineer çözüm), aksenal kuvvetin $P<0$ (basınç) ve aksenal kuvvetin $P>0$ (çekme) olması hallerinde eleman koordinatlarındaki eleman rijitlik matrisinin etki katsayıları matris formunda verilmektedir. Denklem (5.101a)'daki EA/L elastik aksenal rijitliktir.

$$\psi = \begin{cases} L \sqrt{\frac{P/EI}{(1-P/GA_s)}} & P < 0 \\ L \sqrt{\frac{P/EI}{(1+P/GA_s)}} & P > 0 \end{cases}$$

$$\delta = \begin{cases} 1-P/GA_s & P < 0 \\ 1+P/GA_s & P > 0 \end{cases}$$

$$\Omega = \begin{cases} 1+12\beta(1+\beta_1+\beta_2)+4(\beta_1+\beta_2+3\beta_1\beta_2) & P=0 \\ \psi \left\{ \delta(\psi^2\beta_1\beta_2-1)+\beta_1+\beta_2 \right\} \sin \psi - \left\{ 2+\psi^2\delta(\beta_1+\beta_2) \right\} \cos \psi + 2 & P < 0 \\ \psi \left\{ \delta(\psi^2\beta_1\beta_2+1)-\beta_1-\beta_2 \right\} \sinh \psi - \left\{ 2-\psi^2\delta(\beta_1+\beta_2) \right\} \cosh \psi + 2 & P > 0 \end{cases}$$

Kısaltmaları yapılırsa,

Eksenel kuvvetin sıfır olması hali (lineer çözüm), $P = 0$;

$$\chi_1 = 12\{1 + \beta_1 + \beta_2\} \quad (5.102a)$$

$$\chi_2 = 6(1 + 2\beta_2) \quad (5.102b)$$

$$\chi_3 = 6(1 + 2\beta_1) \quad (5.102c)$$

$$\chi_4 = 4\{1 + 3(\beta_1 + \beta_2)\} \quad (5.102d)$$

$$\chi_5 = 2(1 - 6\beta) \quad (5.102e)$$

$$\chi_6 = 4\{1 + 3(\beta_1 + \beta_2)\} \quad (5.102f)$$

Eksenel kuvvetin basınç olması hali (nonlineer çözüm), $P < 0$

$$\chi_1 = \psi^3 \delta^2 \left\{ (1 - \psi^2 \beta_1 \beta_2) \sin \psi + \psi (\beta_1 + \beta_2) \cos \psi \right\} \quad (5.103a)$$

$$\chi_2 = \psi^2 \delta (\psi \beta_2 \sin \psi - \cos \psi + 1) \quad (5.103b)$$

$$\chi_3 = \psi^2 \delta (\psi \beta_1 \sin \psi - \cos \psi + 1) \quad (5.103c)$$

$$\chi_4 = \psi \left\{ (1 + \psi^2 \delta \beta_2) \sin \psi - \psi \delta \cos \psi \right\} \quad (5.103d)$$

$$\chi_5 = \psi (\psi \delta - \sin \psi) \quad (5.103e)$$

$$\chi_6 = \psi \left\{ (1 + \psi^2 \delta \beta_1) \sin \psi - \psi \delta \cos \psi \right\} \quad (5.103f)$$

Eksenel kuvvetin çekme olması hali (nonlineer çözüm), $P > 0$

$$\chi_1 = \psi^3 \delta^2 \left\{ (1 + \psi^2 \beta_1 \beta_2) \sinh \psi + \psi (\beta_1 + \beta_2) \cosh \psi \right\} \quad (5.104a)$$

$$\chi_2 = \psi^2 \delta (\psi \beta_2 \sinh \psi + \cosh \psi - 1) \quad (5.104b)$$

$$\chi_3 = \psi^2 \delta (\psi \beta_1 \sinh \psi + \cosh \psi - 1) \quad (5.104c)$$

$$\chi_4 = -\psi \left\{ (1 - \psi^2 \delta \beta_2) \sinh \psi - \psi \delta \cosh \psi \right\} \quad (5.104d)$$

$$\chi_5 = -\psi (\psi \delta - \sinh \psi) \quad (5.104e)$$

$$\chi_6 = -\psi \left\{ (1 - \psi^2 \delta \beta_1) \sinh \psi - \psi \delta \cosh \psi \right\} \quad (5.104f)$$

$$k = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{EI\chi_1}{L^3\Omega} & \frac{EI\chi_2}{L^2\Omega} & 0 & -\frac{EI\chi_1}{L^3\Omega} & \frac{EI\chi_3}{L^2\Omega} \\ 0 & \frac{EI\chi_2}{L^2\Omega} & \frac{EI\chi_4}{L\Omega} & 0 & -\frac{EI\chi_2}{L^2\Omega} & \frac{EI\chi_5}{L\Omega} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{EI\chi_1}{L^3\Omega} & -\frac{EI\chi_2}{L^2\Omega} & 0 & \frac{EI\chi_1}{L^3\Omega} & -\frac{EI\chi_3}{L^2\Omega} \\ 0 & \frac{EI\chi_3}{L^2\Omega} & \frac{EI\chi_5}{L\Omega} & 0 & -\frac{EI\chi_3}{L^2\Omega} & \frac{EI\chi_6}{L\Omega} \end{bmatrix} \quad (5.105)$$

Örneğin lineer çözüm için ($P=0$) yukarıda sayılan bütün etkiler ihmal edilirse ($\beta = \beta_1 = \beta_2 = 0$), bu durumda çok iyi bilinen

$$k = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \quad (5.106)$$

eleman rijitlik matrisi elde edilmektedir.

6. EKSENEL VE KESME KUVVETLERLE DÖNEL YAYLARIN ANKASTRE KİRİŞLERİN UÇ MOMENTLERİ ÜZERİNE ETKİSİ

Rijitlik matrisi yöntemi kullanılarak yapılan düzlem çerçevelerin analizinde, yük vektörü düğüm noktaları arasında uygulanan yüklerden dolayı ankastrelik uç kuvvetlerini içerebilir. Bir elemandaki aksenal kuvvetin, kesme kuvvetinin ve dönel yayların ankastrelik uç kuvvetleri değerlerini etkilediği bilinmektedir.

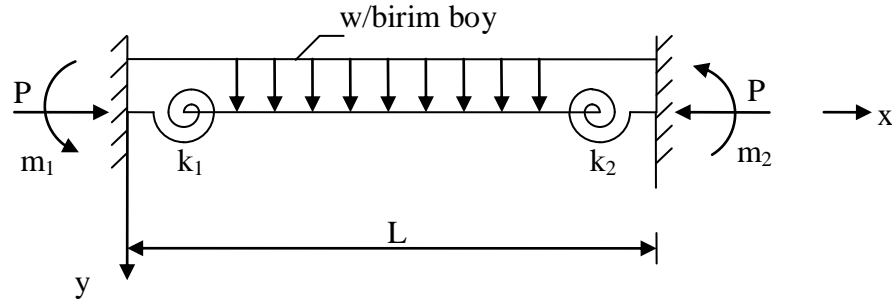
Bu bölümde, yukarıdaki etkiler dikkate alınarak aşağıda verilen yüklemeler altında ankastrelik uç momentleri bulunacaktır.

- 1 - Üniform yayılı yük
- 2 - Tekil yük
- 3 - Doğrusal yayılı yük
- 4 - Simetrik trapez yayılı yük
- 5 - Üçgen yayılı yük

6.1. Üniform Yayılı Yük

6.1.1. Basınç Hali

Şekil 6.1'de görülen iki ucu ankastre mesnetli basınç çubuğunda düzgün yayılı yükten meydana gelen uç momentlerini m_1 ve m_2 ile gösterilebilir. Bu yükleme altında ancak dönel yay katsayıları $k_1 = k_2$ olursa yapı simetrik olur ve dolayısıyla $m_1 = m_2$ olur. Ancak $k_1 \neq k_2$ olması halinde yapı simetrik olmayacak ve $m_1 \neq m_2$ olacaktır. Denge denklemleri yazılırken bu noktaya dikkat edilmelidir.



Şekil 6.1. Üniform yüklü ankastre kiriş

Denge denklemlerinden, eğilme momenti ifadesi, Şekil 6.1'e göre,

$$M = Py - m_1 + \left(\frac{m_1 + m_2}{L} \right) x + \frac{wLx}{2} - \frac{wx^2}{2} \quad (6.1)$$

olarak bulunur.

Denge denklemlerinden kesit tesirleri için,

$$T = M' = Py' + \left(\frac{m_1 + m_2}{L} \right) + \frac{wL}{2} - wx \quad (6.2)$$

$$T' = Py'' - w \quad (6.3)$$

formülleri elde edilir. (5.5) denkleminde,

$$\frac{d^2 y_f}{dx^2} = -\frac{M}{EI} = -\left(\frac{P}{EI} \right) y + \frac{m_1}{EI} - \left(\frac{m_1 + m_2}{L} \right) \frac{x}{EI} - \frac{wLx}{2EI} + \frac{wx^2}{2EI} \quad (6.4)$$

$$\frac{d^2 y_s}{dx^2} = \frac{T'}{GA_s} = \frac{P}{GA_s} y'' - \frac{w}{GA_s} \quad (6.5)$$

olduğuna göre yerlerine konulursa,

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = y'' = -\left(\frac{P}{EI} \right) y + \frac{m_1}{EI} - \left(\frac{m_1 + m_2}{L} \right) \frac{x}{EI} - \frac{wLx}{2EI} + \frac{wx^2}{2EI} + \frac{P}{GA_s} y'' - \frac{w}{GA_s} \quad (6.6)$$

ve düzenlenirse,

$$\frac{d^2 y}{dx^2} + \frac{P}{k_f} y = \frac{1}{k_f} \left(m_1 - \left(\frac{m_1 + m_2}{L} \right) x - \frac{wLx}{2} + \frac{wx^2}{2} \right) + \frac{w}{k_s} \quad (6.7)$$

denklemini elde edilir. Burada \bar{k}_f ve \bar{k}_s ,

$$\bar{k}_f = EI \left(1 - \frac{P}{GA_s} \right), \quad \bar{k}_s = GA_s \left(1 - \frac{P}{GA_s} \right) \quad (6.8)$$

ise denklem,

$$\alpha^2 = \frac{P}{\bar{k}_f} = \frac{P/EI}{(1 - P/GA_s)} \quad (6.9)$$

$$\frac{d^2 y}{dx^2} + \alpha^2 y - \frac{1}{\bar{k}_f} \left(m_1 - \left(\frac{m_1 + m_2}{L} \right) x - \frac{wLx}{2} + \frac{wx^2}{2} \right) + \frac{w}{\bar{k}_s} = 0 \quad (6.10)$$

şeklinde yazılabilir.

Bu denklemin genel çözümü :

$$y = A \sin \alpha x + B \cos \alpha x - \frac{1}{P} \left[\left(\frac{m_1 + m_2}{L} \right) x + \frac{wLx}{2} - \frac{wx^2}{2} \right] + \left[\frac{m_1}{P} - \frac{w}{\alpha^2} \left(\frac{1}{P} + \frac{1}{\bar{k}_s} \right) \right] \quad (6.11)$$

Sınır koşulları :

$$x = 0 \text{ da } y = 0 \quad (6.12)$$

$$x = L \text{ de } y = 0 \quad (6.13)$$

olduğuna göre (6.11) denkleminde A ve B sabitleri için,

$$\psi = L \sqrt{\frac{P/EI}{(1 - P/GA_s)}}$$

kısaltması yapılırsa,

$$A = \frac{w}{\alpha^2} \left(\frac{1}{P} + \frac{1}{k_s} \right) \frac{(1 - \cos \psi)}{\sin \psi} + \frac{m_1 (1 + \cos \psi)}{P \sin \psi} \quad (6.14)$$

$$B = - \left[\frac{m_1}{P} - \frac{w}{\alpha^2} \left(\frac{1}{P} + \frac{1}{k_s} \right) \right] \quad (6.15)$$

ifadeleri bulunur.

$x = 0$ da $y'_f(0) = \frac{m_1}{J_1}$ ve (6.1)'e göre yazılan

$$T(0) = M'(0) = Py'(0) + \left(\frac{m_1 + m_2}{L} \right) + \frac{wL}{2} \quad (6.16)$$

$$y'_s(0) = \frac{M'(0)}{GA_s} = \frac{P}{GA_s} y'(0) + \left(\frac{m_1 + m_2}{LGA_s} \right) + \frac{wL}{2GA_s}$$

ve buradan (5.4) denkleminde yerlerine konulursa,

$x = 0$ durumunda,

$$y'(0) = \frac{m_1}{J_1(1 - P/GA_s)} + \left(\frac{m_1 + m_2}{LGA_s(1 - P/GA_s)} \right) + \frac{wL}{2GA_s(1 - P/GA_s)} \quad (6.17)$$

$x = L$ durumunda,

$$y'(L) = \frac{m_2}{J_2(1 - P/GA_s)} + \left(\frac{m_1 + m_2}{LGA_s(1 - P/GA_s)} \right) - \frac{wL}{2GA_s(1 - P/GA_s)} \quad (6.18)$$

sınır koşullarına göre $y'(0)$, $y'(L)$ yerine (6.11)'den türev alınarak bulunan ifadeler yazılırsa m_1 ve m_2 ankastrelik uç momentler veren,

$$m_1 = \frac{wL^2(1 + \psi^2\beta)}{2\psi^2\Omega} \left\{ \psi [4 + \psi^2(2\beta + \beta_2)] \sin \psi + [4 - \psi^2(1 - 4\beta - 2\beta_2)] \cos \psi - [4 + \psi^2(1 + 4\beta + 2\beta_2)] \right\} \quad (6.19)$$

$$m_2 = -\frac{wL^2(1+\psi^2\beta)}{2\psi^2\Omega} \left\{ \psi \left[4 + \psi^2(2\beta + \beta_1) \right] \sin \psi + \left[4 - \psi^2(1 - 4\beta - 2\beta_1) \right] \cos \psi - \left[4 + \psi^2(1 + 4\beta + 2\beta_1) \right] \right\} \quad (6.20)$$

formülleri elde edilir. Burada

$$\beta = \frac{EI}{L^2GA_s}, \beta_1 = \frac{1}{4k_1}, \beta_2 = \frac{1}{4k_2}, k_1 = \frac{J_1L}{4EI}, k_2 = \frac{J_2L}{4EI}, J_1 = \frac{M_{con1}}{\phi}, J_2 = \frac{M_{con2}}{\phi}$$

$$\Omega = \psi \left\{ \delta(\psi^2\beta_1\beta_2 - 1) + \beta_1 + \beta_2 \right\} \sin \psi - \left\{ 2 + \psi^2\delta(\beta_1 + \beta_2) \right\} \cos \psi + 2$$

$$\delta = \left(1 - \frac{P}{GA_s} \right)$$

kısaltmaları kullanılmıştır.

6.1.2. Çekme Hali

Eksenel kuvvetin çekme olması durumunda moment ifadesi,

$$M = -Py - m_1 + \left(\frac{m_1 + m_2}{L} \right) x + \frac{wLx}{2} - \frac{wx^2}{2} \quad (6.21)$$

olarak bulunur.

Denge denklemlerinden kesit tesirleri için,

$$T = M' = -Py' + \left(\frac{m_1 + m_2}{L} \right) + \frac{wL}{2} - wx \quad (6.22)$$

$$T' = -Py'' - w \quad (6.23)$$

formülleri elde edilir. (5.5) denkleminde,

$$\frac{d^2y_f}{dx^2} = -\frac{M}{EI} = \left(\frac{P}{EI} \right) y + \frac{m_1}{EI} - \left(\frac{m_1 + m_2}{L} \right) \frac{x}{EI} - \frac{wLx}{2EI} + \frac{wx^2}{2EI} \quad (6.24)$$

$$\frac{d^2y_s}{dx^2} = \frac{T'}{GA_s} = -\frac{P}{GA_s} y'' - \frac{w}{GA_s} \quad (6.25)$$

olduğuna göre yerlerine konulursa,

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \left(\frac{P}{EI} \right) y + \frac{m_1}{EI} - \left(\frac{m_1 + m_2}{L} \right) \frac{x}{EI} - \frac{wLx}{2EI} + \frac{wx^2}{2EI} - \frac{P}{GA_s} y'' - \frac{w}{GA_s} \quad (6.26)$$

ve düzenlenirse,

$$\frac{d^2y}{dx^2} - \frac{P}{k_f} y - \frac{1}{k_f} \left(m_1 - \left(\frac{m_1 + m_2}{L} \right) x - \frac{wLx}{2} + \frac{wx^2}{2} \right) + \frac{w}{k_s} = 0 \quad (6.27)$$

denklemini elde edilir. Burada \bar{k}_f ve \bar{k}_s ,

$$\bar{k}_f = EI \left(1 + \frac{P}{GA_s} \right), \quad \bar{k}_s = GA_s \left(1 + \frac{P}{GA_s} \right) \quad (6.28)$$

ise buradan,

$$\alpha^2 = \frac{P}{\bar{k}_f} = \frac{P/EI}{(1+P/GA_s)} \quad (6.29)$$

$$\frac{d^2y}{dx^2} - \alpha^2 y - \frac{1}{\bar{k}_f} \left(m_1 - \left(\frac{m_1 + m_2}{L} \right) x - \frac{wLx}{2} + \frac{wx^2}{2} \right) + \frac{w}{\bar{k}_s} = 0 \quad (6.30)$$

diferansiyel denklemini elde edilir.

Bu denklemin genel çözümü,

$$y = A \sinh \alpha x + B \cosh \alpha x + \frac{1}{P} \left(\left(\frac{m_1 + m_2}{L} \right) x + \frac{wLx}{2} - \frac{wx^2}{2} \right) - \left[\frac{m_1}{P} + \frac{w}{\alpha^2} \left(\frac{1}{P} + \frac{1}{\bar{k}_s} \right) \right] \quad (6.31)$$

olarak bulunur.

Sınır koşulları :

$$x = 0 \text{ da } y = 0 \quad (6.32)$$

$$x = L \text{ de } y = 0 \quad (6.33)$$

olduğuna göre, (6.31) denklemini sınır koşullarında yerlerine konulursa A ve B sabitleri için,

$$\psi = L \sqrt{\frac{P/EI}{(1+P/GA_s)}}$$

kısaltması yapılırsa,

$$A = \frac{w}{\alpha^2} \left(\frac{1}{P} - \frac{1}{\bar{k}_s} \right) \frac{(1 - \cosh \psi)}{\sinh \psi} - \frac{m_1 (1 + \cosh \psi)}{P \sinh \psi} \quad (6.34)$$

$$B = \left[\frac{m_1}{P} + \frac{w}{\alpha^2} \left(\frac{1}{P} - \frac{1}{\bar{k}_s} \right) \right] \quad (6.35)$$

ifadeleri elde edilir.

$x = 0$ da $y'_f(0) = \frac{m_1}{J_1}$ ve (6.21)'e göre yazılan

$$T(0) = M'(0) = -Py'(0) + \left(\frac{m_1 + m_2}{L} \right) + \frac{wL}{2} \quad (6.36)$$

$$y'_s(0) = \frac{M'(0)}{GA_s} = -\frac{P}{GA_s} y'(0) + \left(\frac{m_1 + m_2}{LGA_s} \right) + \frac{wL}{2GA_s} \quad (6.37)$$

ve buradan (5.4) denkleminde yerlerine konulursa,

$x = 0$ durumunda,

$$y'(0) = \frac{m_1}{J_1(1+P/GA_s)} + \left(\frac{m_1 + m_2}{LGA_s(1+P/GA_s)} \right) + \frac{wL}{2GA_s(1+P/GA_s)} \quad (6.38)$$

$x = L$ durumunda,

$$y'(L) = \frac{m_2}{J_2(1+P/GA_s)} + \left(\frac{m_1 + m_2}{LGA_s(1+P/GA_s)} \right) - \frac{wL}{2GA_s(1+P/GA_s)} \quad (6.39)$$

sınır koşullarına göre $y'(0)$, $y'(L)$ yerine (6.31)'den türev alınarak bulunan ifadeler yazılırsa m_1 ve m_2 ankastrelik uç momentlerini veren,

$$m_1 = \frac{wL^2(\psi^2\beta - 1)}{2\psi^2\Omega} \left\{ \psi [4 - \psi^2(2\beta + \beta_2)] \sinh \psi - [4 + \psi^2(1 - 4\beta - 2\beta_2)] \cosh \psi + [4 - \psi^2(1 + 4\beta + 2\beta_2)] \right\} \quad (6.40)$$

$$m_2 = -\frac{wL^2(\psi^2\beta - 1)}{2\psi^2\Omega} \left\{ \psi [4 - \psi^2(2\beta + \beta_1)] \sinh \psi - [4 + \psi^2(1 - 4\beta - 2\beta_1)] \cosh \psi + [4 - \psi^2(1 + 4\beta + 2\beta_1)] \right\} \quad (6.41)$$

formülleri elde edilir. Burada,

$$\Omega = \psi \left\{ \delta(\psi^2\beta_1\beta_2 + 1) - \beta_1 - \beta_2 \right\} \sinh \psi - \left\{ 2 - \psi^2\delta(\beta_1 + \beta_2) \right\} \cosh \psi + 2$$

$$\delta = \left(1 + \frac{P}{GA_s} \right)$$

kısaltmaları kullanılmıştır.

Yukarıda bulunan formüller $P = 0$ hariç bütün eksenel basınç ve eksenel çekme kuvvetleri için geçerlidir. $P = 0$ halinde m_1 ve m_2 ankastrelik uç momentlerini veren,

$$m_1 = \frac{wL^2}{12\Omega} (1 + 12\beta + 6\beta_2)$$

$$m_2 = -\frac{wL^2}{12\Omega} (1 + 12\beta + 6\beta_1)$$

formülleri elde edilir. Burada,

$$\Omega = 1 + 12\beta(1 + \beta_1 + \beta_2) + 4(\beta_1 + \beta_2 + 3\beta_1\beta_2)$$

kısaltması kullanılmıştır.

Özel bir durum olarak kesmenin ve dönel yayların etkisi de terk edilirse ($\beta = \beta_1 = \beta_2 = 0$) bu durumda,

$$m_1 = \frac{wL^2}{12}$$

$$m_2 = -\frac{wL^2}{12}$$

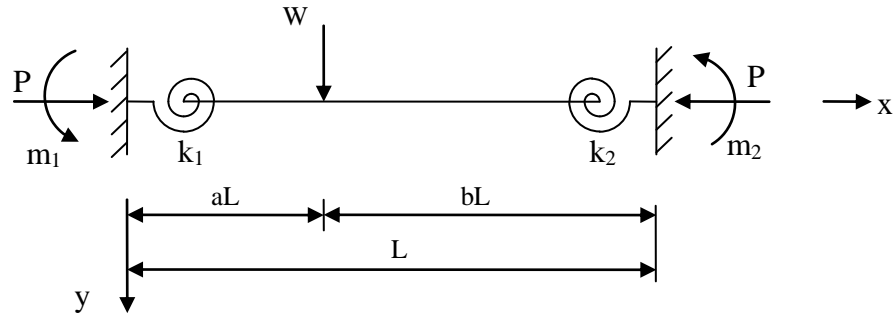
ankastrelik uç momentlerini veren formülleri elde edilir.

Bu bölümde bütün yükleme durumları için kesme kuvvetleri elemanın herhangi bir ucuna göre moment alınarak bulunabilir.

6.2. Tekil Yük

6.2.1. Basınç Hali

Şekil 6.2.'de görülen tekil yük ile yüklenmiş iki ucu ankastre kirişte, açıklık L ise, i ucundan tekil yüke olan mesafe aL ve tekil yük ile j ucu arasındaki mesafede bL 'dir. O halde $a + b = 1$ dir. Çözüm iki bölge için yerine getirilmelidir.



Şekil 6.2. Tekil yüklü ankastre kiriş

1. Bölge için moment ifadesi, $0 \leq x \leq aL$, Şekil 6.2'ye göre

$$M = Py - m_1 + \left(\frac{m_1 + m_2}{L} \right) x + Wbx \quad (6.42)$$

olup, (5.6), (5.7) ve (5.8) denklemleri göz önünde tutularak yazılan ifadeler, (5.5) denkleminde yerine konularlarsa elde edilen diferansiyel denklemin genel çözümü :

$$y_1 = A_1 \sin \alpha x + B_1 \cos \alpha x - \frac{1}{P} \left(\left(\frac{m_1 + m_2}{L} \right) x + Wbx \right) + \frac{m_1}{P} \quad (6.43)$$

olarak elde edilir.

Aynı şekilde 2.bölge için yazılan eğilme moment ifadesi, $aL \leq x \leq L$,

$$M = Py - m_1 + \left(\frac{m_1 + m_2}{L} \right) x + Wx(b-1) + WaL \quad (6.44)$$

olduğuna göre, yukarıda yazılan çözüm sırası takip edilerek,

2. bölge için,

$$y_2 = A_2 \sin \alpha x + B_2 \cos \alpha x - \frac{1}{P} \left(\left(\frac{m_1 + m_2}{L} \right) x + Wa(L-x) \right) + \frac{m_1}{P} \quad (6.45)$$

denklemleri elde edilir.

Sınır koşulları :

$$x = 0 \text{ da } y_1 = 0 \quad (6.46)$$

$x = 0$ durumunda,

$$y_1'(0) = \frac{m_1}{J_1(1-P/GA_s)} + \left(\frac{m_1 + m_2}{Lk_s} \right) + \frac{Wb}{k_s} \quad (6.47)$$

$$x = L \text{ de } y_2 = 0 \quad (6.48)$$

$x = L$ durumunda,

$$y_2'(L) = \frac{m_2}{J_2(1-P/GA_s)} + \left(\frac{m_1 + m_2}{Lk_s} \right) + \frac{Wb}{k_s} - \frac{W}{k_s} \quad (6.49)$$

olarak bulunur.

Yukarıda yazılan sınır koşullarında (6.46)'dan B_1 , (6.47)'den A_1 , (6.48) ve (6.49)'da yazılan eşitliklerin çözümünden A_2 ve B_2 bulunur ve yerlerine yazılırsa,

$$x = aL \text{ da } y_1 = y_2 \quad (6.50)$$

$$x = aL \text{ da } y_1' = y_2' \quad (6.51)$$

sınır koşullarında denklem takımları eşitlenebilir. Bu sınır koşullarında yazılan denklem çözümlerinden m_1 ve m_2 ankastrelik uç momentlerini veren,

$$m_1 = \frac{WL}{\psi\Omega} \left\{ (1 + \psi^2\beta) \left((1 + \psi^2(\beta + b\beta_2)) \sin \psi - b\psi \cos \psi - \sin a\psi - a\psi \right) - (1 + \psi^2(\beta + \beta_2)) \sin b\psi + \psi \cos b\psi \right\} \quad (6.52)$$

$$m_2 = -\frac{WL}{\psi\Omega} \left\{ (1 + \psi^2\beta) \left((1 + \psi^2(\beta + a\beta_2)) \sin \psi - a\psi \cos \psi - \sin b\psi - b\psi \right) \right. \\ \left. - (1 + \psi^2(\beta + \beta_1)) \sin a\psi + \psi \cos a\psi \right\} \quad (6.53)$$

formüllerini elde edilir. Burada,

$$\psi = L \sqrt{\frac{P/EI}{(1 - P/GA_s)}}$$

$$\Omega = \psi \left\{ \delta(\psi^2\beta_1\beta_2 - 1) + \beta_1 + \beta_2 \right\} \sin \psi - \left\{ 2 + \psi^2\delta(\beta_1 + \beta_2) \right\} \cos \psi + 2$$

$$\delta = \left(1 - \frac{P}{GA_s} \right)$$

kısaltmaları kullanılmıştır.

6.2.2. Çekme Hali

Basınç halindeki benzer şekilde yapılan hesaplar sonucunda,

$$m_1 = -\frac{WL}{\psi\Omega} \left\{ (1 - \psi^2\beta) \left((1 - \psi^2(\beta + b\beta_2)) \sinh \psi - b\psi \cosh \psi - \sinh a\psi - a\psi \right) \right. \\ \left. - (1 - \psi^2(\beta + \beta_2)) \sinh b\psi + \psi \cosh b\psi \right\} \quad (6.54)$$

$$m_2 = \frac{WL}{\psi\Omega} \left\{ (1 - \psi^2\beta) \left((1 - \psi^2(\beta + a\beta_1)) \sinh \psi - a\psi \cosh \psi - \sinh b\psi - b\psi \right) \right. \\ \left. - (1 - \psi^2(\beta + \beta_1)) \sinh a\psi + \psi \cosh a\psi \right\} \quad (6.55)$$

formüllerini elde edilir. Burada,

$$\psi = L \sqrt{\frac{P/EI}{(1 + P/GA_s)}}$$

$$\Omega = \psi \left\{ \delta(\psi^2\beta_1\beta_2 + 1) - \beta_1 - \beta_2 \right\} \sinh \psi - \left\{ 2 - \psi^2\delta(\beta_1 + \beta_2) \right\} \cosh \psi + 2$$

$$\delta = \left(1 + \frac{P}{GA_s} \right)$$

kısaltmaları kullanılmıştır.

$P = 0$ halinde m_1 ve m_2 ankastrelik uç momentlerini veren,

$$m_1 = WL a \frac{b\{b + 2\beta_2(b + 1)\}}{1 + 4(\beta_1 + \beta_2 + 3\beta_1\beta_2)}$$

$$m_2 = -W L b \frac{a \{a + 2\beta_1 (a + 1)\}}{1 + 4(\beta_1 + \beta_2 + 3\beta_1 \beta_2)}$$

formülleri elde edilir. Burada kesmenin etkili olmadığı görülmektedir, yani $\beta = EI/L^2 GA_s$ formülde yer almamaktadır.

Özel bir durum olarak dönel yayların etkisi de terk edilir ($\beta_1 = \beta_2 = 0$), $a = aL$, $b = bL$ ile değiştirilirse bu durumda,

$$m_1 = \frac{W a b^2}{L^2}$$

$$m_2 = \frac{W b a^2}{L^2}$$

$$\text{Özel hal : } a = b = \frac{L}{2}$$

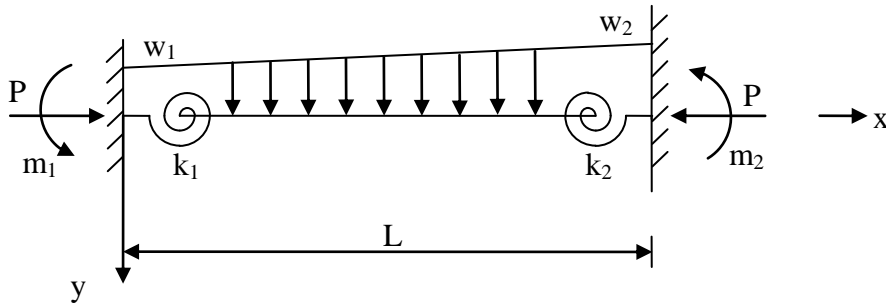
$$m_1 = \frac{W L}{8}$$

$$m_2 = -\frac{W L}{8}$$

ankastrelik uç momentlerini veren formülleri elde edilir.

6.3. Doğrusal Yayılı Yük

6.3.1. Basınç Hali



Şekil 6.3. Doğrusal yayılı yüklü ankastre kiriş

Şekil 6.3.'de görülen iki ucu ankastre kiriş doğrusal yayılı yük ile yüklenmiştir. 1 ve 2 uçlarında kuvvet değerleri w_1 ve w_2 'dir.

Eğilme momenti ifadesi,

$$M = Py - m_1 + \left(\frac{w_1 - w_2}{6L} \right) x^3 - \frac{w_1}{2} x^2 + \left(\frac{2w_1 + w_2}{6} \right) Lx + \left(\frac{m_1 + m_2}{L} \right) x \quad (6.56)$$

ise, (5.6), (5.7) ve (5.8) denklemleri göz önünde tutularak yazılan ifadeler, (5.5) denkleminde yerlerine konulursa elde edilen diferansiyel denklemin genel çözümü;

$$y = A \sin \alpha x + B \cos \alpha x + \left(\frac{w_2 - w_1}{6LP} \right) x^3 + \frac{w_1}{2P} x^2 - \left(\frac{2w_1 + w_2}{6P} \right) Lx - \left(\frac{m_1 + m_2}{LP} \right) x \\ + \left(\frac{w_1 - w_2}{\alpha^2 LP} \right) x + \left(\frac{w_1 - w_2}{\alpha^2 L \bar{k}_s} \right) x - \frac{w_1}{\alpha^2} \left(\frac{1}{\bar{k}_s} + \frac{1}{P} \right) + \frac{m_1}{P} \quad (6.57)$$

Sınır koşulları :

$$x = 0 \text{ da } y = 0 \quad (6.58)$$

$x = 0$ durumunda,

$$y'(0) = \frac{m_1}{J_1(1 + P/GA_s)} + \left(\frac{m_1 + m_2}{L \bar{k}_s} \right) + \left(\frac{2w_1 + w_2}{6 \bar{k}_s} \right) L \quad (6.59)$$

$$x = L \text{ de } y = 0 \quad (6.60)$$

$x = L$ durumunda,

$$y'(L) = \frac{m_2}{J_2(1 + P/GA_s)} + \left(\frac{m_1 + m_2}{L \bar{k}_s} \right) - \left(\frac{w_1 + 2w_2}{6 \bar{k}_s} \right) L \quad (6.61)$$

olarak elde edilir.

Yukarıda yazılan sınır koşullarında (6.58)'den B, (6.60)'dan A, (6.59) ve (6.61)'de yazılan eşitliklerin çözümünden,

$$m_1 = \frac{(w_1 + w_2)(1 + \psi^2 \beta) L^2}{2\psi^2 \Omega} \left\{ \psi [4 + \psi^2 (2\beta + \beta_2)] \sin \psi \right. \\ \left. + [4 - \psi^2 (1 - 2\beta_2)] \cos \psi - [4 + \psi^2 (1 + 4\beta + 2\beta_2)] \right\} \quad (6.62)$$

$$m_2 = - \frac{(w_1 + w_2)(1 + \psi^2 \beta) L^2}{2\psi^2 \Omega} \left\{ \psi [4 + \psi^2 (2\beta + \beta_1)] \sin \psi \right. \\ \left. + [4 - \psi^2 (1 - 2\beta_1)] \cos \psi - [4 + \psi^2 (1 + 4\beta + 2\beta_1)] \right\} \quad (6.63)$$

ankastrelik uç momentleri elde edilir. Burada,

$$\psi = L \sqrt{\frac{P/EI}{(1 - P/GA_s)}}$$

$$\Omega = \psi \left\{ \delta (\psi^2 \beta_1 \beta_2 - 1) + \beta_1 + \beta_2 \right\} \sin \psi - \left\{ 2 + \psi^2 \delta (\beta_1 + \beta_2) \right\} \cos \psi + 2$$

$$\delta = \left(1 - \frac{P}{GA_s} \right)$$

kısaltmaları kullanılmıştır.

6.3.2. Çekme Hali

Eksenel kuvvetin çekme olması halinde m_1 ve m_2 ankastrelik uç momentleri;

$$m_1 = -\frac{(w_1 + w_2)(1 - \psi^2 \beta)L^2}{2\psi^2 \Omega} \left\{ \psi \left[4 - \psi^2 (2\beta + \beta_2) \right] \sinh \psi + \left[4 - \psi^2 (1 - 2\beta_2) \right] \cosh \psi - \left[4 + \psi^2 (1 + 2\beta_2) \right] \right\} \quad (6.64)$$

$$m_2 = \frac{(w_1 + w_2)(1 - \psi^2 \beta)L^2}{2\psi^2 \Omega} \left\{ \psi \left[4 - \psi^2 (2\beta + \beta_1) \right] \sinh \psi + \left[4 - \psi^2 (1 - 2\beta_1) \right] \cosh \psi - \left[4 + \psi^2 (1 + 2\beta_1) \right] \right\} \quad (6.65)$$

şeklinde bulunur. Burada,

$$\psi = L \sqrt{\frac{P/EI}{(1 + P/GA_s)}}$$

$$\Omega = \psi \left\{ \delta (\psi^2 \beta_1 \beta_2 + 1) - \beta_1 - \beta_2 \right\} \sinh \psi - \left\{ 2 - \psi^2 \delta (\beta_1 + \beta_2) \right\} \cosh \psi + 2$$

$$\delta = \left(1 + \frac{P}{GA_s} \right)$$

kısaltmaları kullanılmıştır.

$P = 0$ halinde m_1 ve m_2 ankastrelik uç momentlerini veren,

$$m_1 = \frac{L^2}{60\Omega} \left\{ 3w_1 + 2w_2 + 30(w_1 + w_2)\beta + 2(8w_1 + 7w_2)\beta_2 \right\}$$

$$m_2 = -\frac{L^2}{60\Omega} \left\{ 3w_2 + 2w_1 + 30(w_1 + w_2)\beta + 2(8w_2 + 7w_1)\beta_1 \right\}$$

formülleri elde edilir. Burada,

$$\Omega = 1 + 12\beta(1 + \beta_1 + \beta_2) + 4(\beta_1 + \beta_2 + 3\beta_1\beta_2)$$

kısaltması kullanılmıştır.

Özel bir durum olarak kesmenin ve dönel yayların etkisi de terk edilirse ($\beta = \beta_1 = \beta_2 = 0$),

$$m_1 = \frac{L^2}{60}(3w_1 + 2w_2)$$

$$m_2 = -\frac{L^2}{60}(3w_2 + 2w_1)$$

ve $w = w_1 = w_2$ kabul edilirse, bu durumda Şekil 6.1'de görülen iki ucu ankastre mesnetli düzgün yaylı yükten meydana gelen,

$$m_1 = \frac{L^2}{60}(3w + 2w) = \frac{5wL^2}{60} = \frac{wL^2}{12}$$

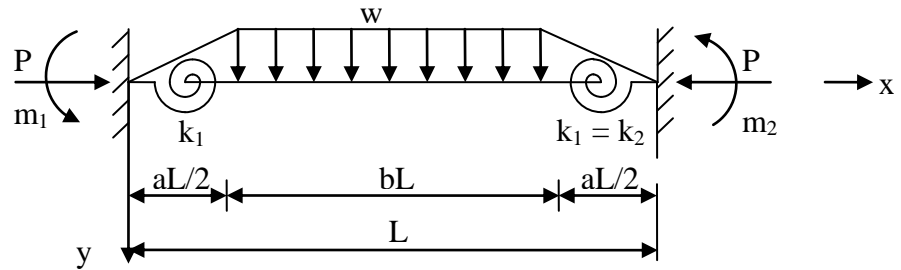
$$m_2 = -\frac{L^2}{60}(3w + 2w) = -\frac{5wL^2}{60} = -\frac{wL^2}{12}$$

ankastrelik uç momentlerini veren formülleri elde edilir.

6.4. Simetrik Trapez Yük Hali

6.4.1. Basınç Hali

Şekil 6.4.'te görülen iki ucu ankastre kirişte, açıklık L ise, i ucundan trapezin tepe noktasına olan uzaklık $aL/2$ ve $a + b = 1$ 'dir. Burada dönel yay katsayıları $k_1 = k_2$ alınmıştır. Çözüm iki bölge için yerine getirilmelidir.



Şekil 6.4. Simetrik trapez yüklü ankastre kiriş

1. Bölge için eğilme moment ifadesi, $0 \leq x \leq aL/2$, Şekil 6.4'e göre

$$M = Py - m_1 - \frac{wx^3}{3aL} - \frac{waL}{4}x + \frac{wLx}{2} + \left(\frac{m_1 + m_2}{L}\right)x \quad (6.66)$$

olarak elde edilir. Simetriden dolayı $m_1 + m_2 = 0$ dir.

(5.6), (5.7) ve (5.8) denklemleri kullanılarak oluşturulan denklemler (5.5) ifadesinde yerlerine konularlarsa elde edilen diferansiyel denklemin genel çözümü;

$$y_1 = A1 \sin \alpha x + B1 \cos \alpha x + \frac{1}{P} \left(\frac{wx^3}{3\alpha L} + \frac{waLx}{4} - \frac{wLx}{2} \right) + \left[\frac{m_1}{P} - \frac{2wx}{aL\alpha^2} \left(\frac{1}{P} + \frac{1}{k_s} \right) \right] \quad (6.67)$$

olarak elde edilir.

Aynı şekilde 2.bölge için yazılan eğilme moment ifadesi, $aL/2 \leq x \leq L$,

$$M = Py - m_1 - \frac{wx^2}{2} + \frac{wL}{2}x + \left(\frac{m_1 + m_2}{L} \right)x - \frac{w(aL)^2}{24} \quad (6.68)$$

olduğuna göre, elde edilen diferansiyel denklemin genel çözümü;

$$y_2 = A1 \sin \alpha x + B1 \cos \alpha x + \frac{1}{P} \left(\frac{wx^2}{2} - \frac{wLx}{2} + \frac{w(aL)^2}{24} \right) + \left[\frac{m_1}{P} - \frac{w}{\alpha^2} \left(\frac{1}{P} + \frac{1}{k_s} \right) \right] \quad (6.69)$$

olarak elde edilir.

Sınır koşulları :

$$x = 0 \text{ da } y_1 = 0 \quad (6.70)$$

$$x = 0 \text{ da } y'(0)_1 = \frac{m_1}{J_1(1-P/GA_s)} + \left(\frac{2-a}{4k_s} \right) wL \quad (6.71)$$

$$x = aL/2 \text{ de } y_1 = y_2 \quad (6.72)$$

$$x = aL/2 \text{ de } y'_1 = y'_2 \quad (6.73)$$

$$x = L/2 \text{ de } y'_2 = 0 \quad (6.74)$$

Yukarıda yazılan sınır koşullarında (6.70)'den B1, (6.71)'den A1, (6.72) ve (6.73)' den A2 ve B2 bulunur. A2 ve B2 (6.74)'de yerine konulursa m_1 ve m_2 ankastrelik uç momentleri,

$$m_1 = \frac{wL^2(1+\psi^2\beta)}{4a\psi^3} \frac{\{[a\psi^2(a-2)-8]\cos(\psi/2)+8\cos b(\psi/2)\}}{\sin(\psi/2)+\psi\beta_1\cos(\psi/2)} \quad (6.75)$$

$$m_2 = -\frac{wL^2(1+\psi^2\beta)}{4a\psi^3} \frac{\{[a\psi^2(a-2)-8]\cos(\psi/2)+8\cos b(\psi/2)\}}{\sin(\psi/2)+\psi\beta_2\cos(\psi/2)} \quad (6.76)$$

olarak elde edilir.

6.4.2. Çekme Hali

Normal kuvvetin çekme olması halinde ankastrelik uç momentler,

$$m_1 = -\frac{wL^2(1-\psi^2\beta)}{4a\psi^3} \frac{\{[a\psi^2(a-2)+8]\cosh(\psi/2)-8\cosh b(\psi/2)\}}{\sinh(\psi/2)+\psi\beta_1\cosh(\psi/2)} \quad (6.77)$$

$$m_2 = \frac{wL^2(1-\psi^2\beta)}{4a\psi^3} \frac{\{[a\psi^2(a-2)+8]\cosh(\psi/2)-8\cosh b(\psi/2)\}}{\sinh(\psi/2)+\psi\beta_2\cosh(\psi/2)} \quad (6.78)$$

ve simetriden dolayı $M_{ij} = M_{ji}$ 'dir.

$P = 0$ halinde m_1 ve m_2 ankastrelik uç momentlerini veren,

$$m_1 = \frac{wL^2}{96} \frac{\{8+a^2(a-4)\}}{(1+2\beta_1)}$$

$$m_2 = -\frac{wL^2}{96} \frac{\{8+a^2(a-4)\}}{(1+2\beta_2)}$$

formülleri elde edilir. Burada da kesmenin etkili olmadığı görülmektedir, yani $\beta = EI/L^2GA_s$ formülde yer almamaktadır.

Özel bir durum olarak, kontrol amacıyla dönel yayların etkisi de terk edilirse ($\beta_1 = \beta_2 = 0$):

$$m_1 = \frac{wL^2}{96} \{8+a^2(a-4)\}$$

$$m_2 = -\frac{wL^2}{96} \{8+a^2(a-4)\}$$

ve $a = 0$ kabul edilirse, bu durumda Şekil 6.1'de görülen iki ucu ankastre mesnetli düzgün yayılı yükten meydana gelen,

$$m_1 = \frac{8wL^2}{96} = \frac{wL^2}{12}$$

$$m_2 = -\frac{8wL^2}{96} = -\frac{wL^2}{12}$$

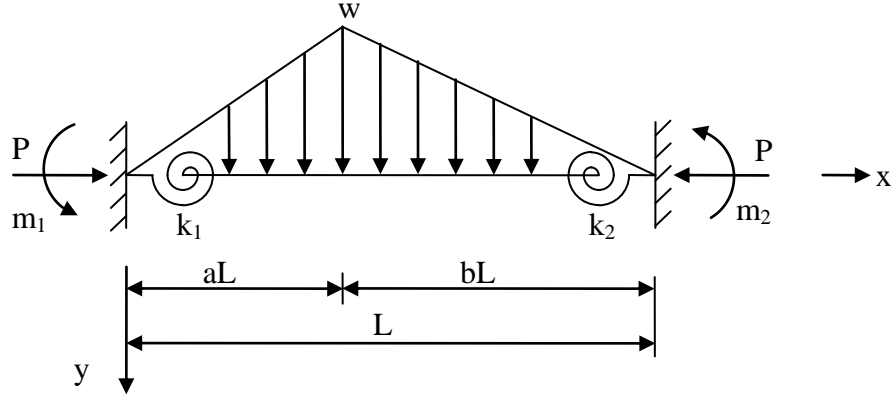
ankastrelik uç momentlerini veren formülleri elde edilir.

6.5. Üçgen Yayılı yük

6.5.1. Basınç Hali

Şekil 6.5.'de iki ucu ankastre kirişin açıklığı L , i ucundan üçgen yayılı yükün tepe noktasına yatay mesafesi aL , tepe noktasından j ucu arası da bL dir.

Yukarıda yapılan benzer hesaplar sonucunda i ucunun ankastrelik uç momenti,



Şekil 6.5. Üçgen yayılı yüklü ankastre kiriş

$$H1 = \left(\frac{1}{b\psi^2} + \frac{1}{3} - \frac{b}{6} \right) \left[(1 + \psi^2\beta) \sin \psi - \psi \right]$$

$$H2 = -\frac{1}{ab\psi^2} \left[(1 + \psi^2\beta) \sin a\psi + (1 + \psi^2(\beta + \beta_2)) \sin b\psi - \psi \cos b\psi \right]$$

$$H3 = \left(\frac{1}{a\psi^2} + \frac{1}{3} - \frac{a}{6} \right) \left[(1 + \psi^2(\beta + \beta_2)) \sin \psi - \psi \cos \psi \right]$$

$$\psi = L \sqrt{\frac{P/EI}{(1 - P/GA_s)}}$$

$$\Omega = \psi \left\{ \delta(\psi^2\beta_1\beta_2 - 1) + \beta_1 + \beta_2 \right\} \sin \psi - \left\{ 2 + \psi^2\delta(\beta_1 + \beta_2) \right\} \cos \psi + 2$$

$$\delta = \left(1 - \frac{P}{GA_s} \right)$$

kısaltmaları yapılırsa,

$$m_1 = \frac{wL^2}{\psi\Omega} \{H1 + H2 + H3\} \quad (6.79)$$

ve m_1 değerinde a , β_1 yerine sırasıyla b , β_2 ve b , β_2 yerine a , β_1 konur ters işaretlisi alınırsa m_2 ankastrelik uç momenti aşağıdaki gibi bulunmuş olur.

$$\begin{aligned}
 H1 &= \left(\frac{1}{a\psi^2} + \frac{1}{3} - \frac{a}{6} \right) \left[(1 + \psi^2\beta) \sin \psi - \psi \right] \\
 H2 &= -\frac{1}{ab\psi^2} \left[(1 + \psi^2\beta) \sin b\psi + (1 + \psi^2(\beta + \beta_1)) \sin a\psi - \psi \cos a\psi \right] \\
 H3 &= \left(\frac{1}{b\psi^2} + \frac{1}{3} - \frac{b}{6} \right) \left[(1 + \psi^2(\beta + \beta_1)) \sin \psi - \psi \cos \psi \right] \\
 m_2 &= -\frac{wL^2}{\psi\Omega} \{H1 + H2 + H3\} \tag{6.80}
 \end{aligned}$$

6.5.2. Çekme Hali

Normal kuvvetin çekme olması halinde ankastrelik uç momentleri,

$$\begin{aligned}
 H1 &= \left(\frac{1}{b\psi^2} - \frac{1}{3} + \frac{b}{6} \right) \left[(1 - \psi^2\beta) \sinh \psi - \psi \right] \\
 H2 &= -\frac{1}{ab\psi^2} \left[(1 - \psi^2\beta) \sinh a\psi + (1 - \psi^2(\beta + \beta_2)) \sinh b\psi - \psi \cosh b\psi \right] \\
 H3 &= \left(\frac{1}{a\psi^2} - \frac{1}{3} + \frac{a}{6} \right) \left[(1 - \psi^2(\beta + \beta_2)) \sinh \psi - \psi \cosh \psi \right] \\
 \psi &= L \sqrt{\frac{P/EI}{(1 + P/GA_s)}} \\
 \Omega &= \psi \left\{ \delta(\psi^2\beta_1\beta_2 + 1) - \beta_1 - \beta_2 \right\} \sinh \psi - \left\{ 2 - \psi^2\delta(\beta_1 + \beta_2) \right\} \cosh \psi + 2 \\
 \delta &= \left(1 + \frac{P}{GA_s} \right)
 \end{aligned}$$

kısaltmaları yapılırsa,

$$m_1 = \frac{wL^2}{\psi\Omega} \{H1 + H2 + H3\} \tag{6.81}$$

ve m_1 değerinde a , β_1 yerine sırasıyla b , β_2 ve b , β_2 yerine a , β_1 konur ters işaretlisi alınırsa m_2 ankastrelik uç momenti aşağıdaki gibi bulunmuş olur.

$$\begin{aligned}
 H1 &= \left(\frac{1}{a\psi^2} - \frac{1}{3} + \frac{a}{6} \right) \left[(1 - \psi^2\beta) \sinh \psi - \psi \right] \\
 H2 &= -\frac{1}{ab\psi^2} \left[(1 - \psi^2\beta) \sinh b\psi + (1 - \psi^2(\beta + \beta_1)) \sinh a\psi - \psi \cosh a\psi \right] \\
 H3 &= \left(\frac{1}{b\psi^2} - \frac{1}{3} + \frac{b}{6} \right) \left[(1 - \psi^2(\beta + \beta_1)) \sinh \psi - \psi \cosh \psi \right]
 \end{aligned}$$

$$m_2 = -\frac{wL^2}{\psi\Omega} \{H1 + H2 + H3\} \quad (6.82)$$

P = 0 halinde m_1 ve m_2 ankastrelik uç momentlerini veren,

$$m_1 = \frac{wL^2}{60\Omega} \{a^2(3a-7) + 3(a+1) + 30(ab+1)\beta + (6a^2(a-4) + 16(a+1))\beta_2\}$$

$$m_2 = -\frac{wL^2}{60\Omega} \{b^2(3b-7) + 3(b+1) + 30(ab+1)\beta + (6b^2(b-4) + 16(b+1))\beta_1\}$$

formülleri elde edilir. Burada,

$$\Omega = 1 + 12\beta(1 + \beta_1 + \beta_2) + 4(\beta_1 + \beta_2 + 3\beta_1\beta_2)$$

kısaltması kullanılmıştır.

Özel bir durum olarak kesmenin ve dönel yayların etkisi de terk edilirse ($\beta = \beta_1 = \beta_2 = 0$),

$$m_1 = \frac{wL^2}{60} \{a^2(3a-7) + 3(a+1)\}$$

$$m_2 = -\frac{wL^2}{60} \{b^2(3b-7) + 3(b+1)\}$$

ve $a = b = 0.5$ alınırsa, kiriş simetrik bir yüke maruz kalır ve

$$m_1 = \frac{5wL^2}{96}$$

$$m_2 = -\frac{5wL^2}{96}$$

ankastrelik uç momentlerini veren formüller elde edilir.

7. BİLGİSAYAR PROGRAMININ ÇALIŞTIRILMASI VE ÇEŞİTLİ UYGULAMALAR

7.1. Bilgisayar Programı İle İlgili

Bilgisayar programı, verileri daha önce hazırlanmış olan herhangi bir dosyadan okuyarak, çıktıları ayrı dosyaya kaydedecek şekilde hazırlanmıştır. Birden fazla problem için ayrı ayrı dosyalar açılıp programın çalışması esnasında bu dosya adları girilerek sonuçlar yine ayrı ayrı dosyalara kaydedilmektedir.

Programın Verileri

1. Eleman sayısı,
2. Deplasman sayısı,
3. Ara yüklü eleman sayısı,
4. Direk yük sayısı,
5. Rijit uçlu eleman sayısı,
6. Elastik mesnet sayısı,
7. Elastisite modülü,
8. Poisson oranı,
9. İterasyon sayısı,
10. Eleman no,
11. Eleman tarifi,
12. Eleman kesit alanları ve atalet momentleri,
13. Varsa rijit uç boyları,
14. Eleman yay katsayıları,
15. Eleman kod numaraları,
16. Düğüm sayısı, düğüm no ve koordinatları,
17. Yükler

den oluşmaktadır.

Veriler programın okuma sırasına göre önceden hazırlanmalı ve alt alta yazılarak kaydedilmelidir. Program çalıştığında bu dosya adı ekranda girilir. Sonuçlar başka dosyalara kaydedilir.

7.2. Dosyalı Program için Veri Dosyasının Hazırlanması

Verileri dosyadan okuyan programı çalıştırmak için veriler aşağıdaki sıraya göre verilmelidir.

1. Eleman sayısı,
2. Deplasman sayısı,
3. Ara yüklü eleman sayısı,
4. Direk yük sayısı,
5. Sonsuz rijit uçlu eleman sayısı
6. Elastik mesnet sayısı,
7. Elastisite modülü,
8. Poisson oranı,
9. İterasyon sayısı,
10. Eleman sırasına göre, eleman no, eleman i ve j uçları, eleman kesit alanı, eleman atalet momenti, eleman i ve j uçlarındaki yay katsayıları ve eleman kod numaraları
11. Mesnetler dahil düğüm sayısı ve sırayla, düğüm no ve x, y koordinatları,
12. Sonsuz rijit uçlu eleman varsa, eleman numarası ve i, j uçlarındaki boyları,
13. Ara yüklü eleman varsa, eleman numarası, eleman üzerindeki yük sayısı, sırayla yük çeşidi, yükün şiddeti ve yükün i ucundan uzaklığı verilir. Yük çeşidi :
 - 1 Üniform yayılı yük,
 - 2 Tekil yük,
 - 3 Doğrusal yayılı yük,
 - 4 Simetrik trapez yayılı yük,
 - 5 Üçgen yayılı yük numaralarıyla verilir.
14. Sistem üzerinde direk yükler varsa deplasman doğrultusu ve şiddeti.
15. Elastik mesnet varsa deplasman doğrultusu ve mesnet katsayısı

7.3. Program İşlem Sırası

1. Koordinatlar yardımı ile eleman doğrultman kosinüsleri hesaplanır.
2. Transformasyon matrisi yardımı ile her elemanın ortak eksene göre rijitlik matrisi hesaplanır.

3. Kod numaraları yardımı ile sistemin ortak rijitlik matrisi elde edilir.
4. Eleman eksen üzerindeki dış yüklerden oluşan ankastrelük uç kuvvetleri her bir eleman için eleman koordinatlarında hesap edilir ve ortak eksen takımına dönüştürülür.
5. Kod numaraları yardımı ile düğüm noktasına birleşen çubukların ankastrelük uç kuvvetlerinin ters işaretleri toplanarak düğümlerdeki dış yükler hesap edilir.
6. Dış yükler altında düğüm noktaları deplasman vektörü olarak eksene göre bulunur.
7. Deplasmanlara göre normal kuvvetler hesaplanır. Aynı işlemler bulunan normal kuvvetlere göre tekrar oluşturulur. Bu işlemler bir önceki normal kuvvet bir sonraki normal kuvvete eşit ya da istenilen doğrulukta oluncaya kadar tekrarlanır.
8. Ortak eksenlerde bulunan çubuk uç kuvvetleri eleman eksenine dönüştürülerek işlem tamamlanır.

Programda birinci iterasyon sonucunda bulunan değerler, sistemin lineer çözümünü vermektedir. İterasyon sayısı sistemin özelliğine göre verilmelidir. Program, bir önceki normal kuvvetle karşılaştırma yaparak yaklaşık değere ulaştığında normal akışına göre uç kuvvetleri hesaplamaktadır.

7.4. Programda Bazı İşlemler

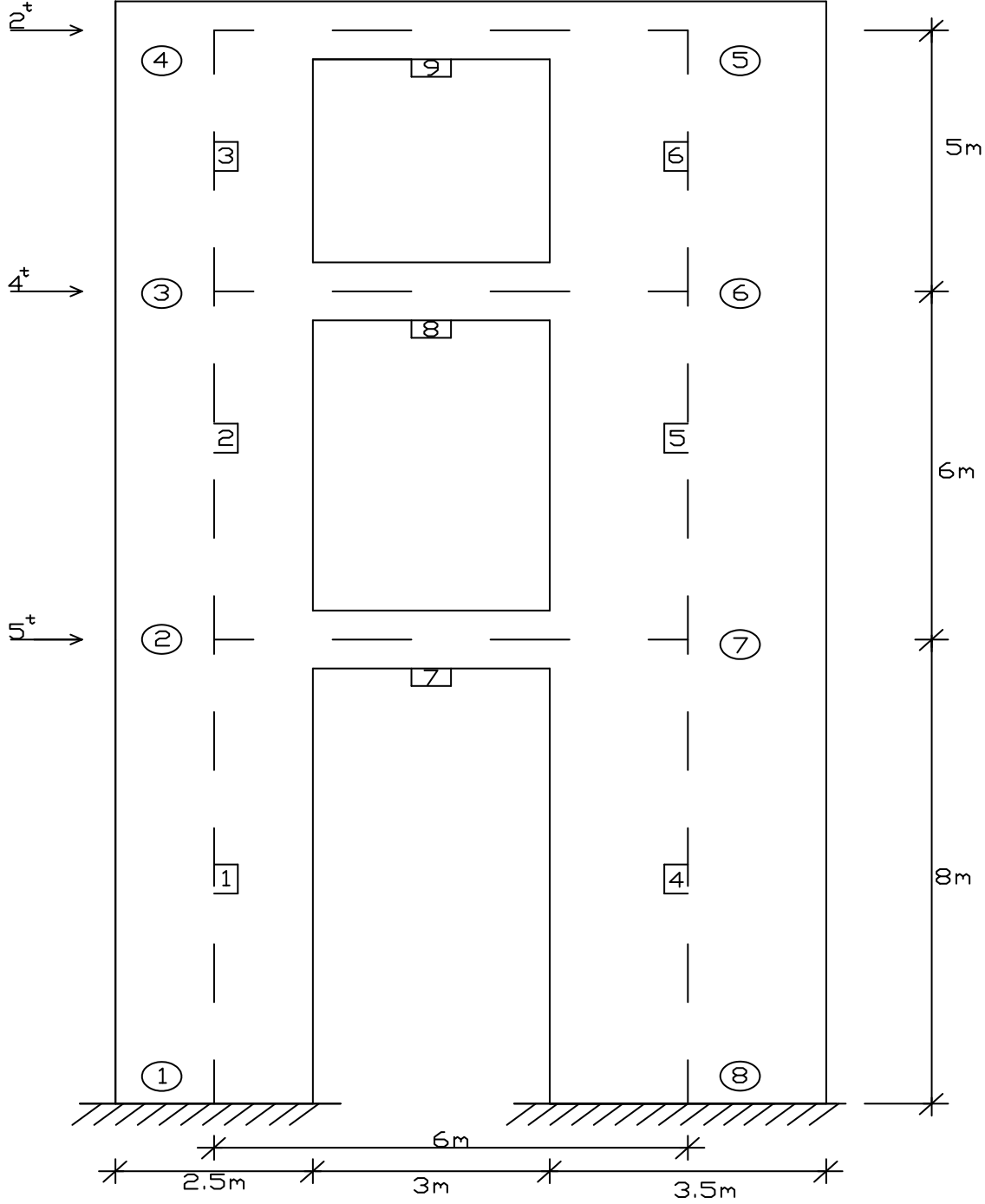
- | | |
|-----------|---|
| 240-770 | Verilerin okunması |
| 1100-1920 | Her eleman için rijitlik matrisleri oluşturularak bu matrislerin sistem koordinatlarına göre transformasyonları alt programa gönderilerek oluşturulur. |
| 1930-2060 | Kodlama tekniği kullanılarak eleman rijitlik matrisleri birleştirilip tek bir sistem rijitlik matrisi oluşturulmaktadır. |
| 2110-2380 | Dış yükler altında her eleman için aksenal kuvvetler bulunur. Aynı işlemler normal kuvvete göre tekrarlanarak nonlineer analize geçilir. Bu işlem bir önceki normal kuvvete yaklaşık ya da verilen iterasyon sayısına eşit olana kadar tekrarlanır. |

- 2390-2910 Her bir elemanın eleman koordinatlarındaki rijitlik matrisi, transformasyon matrisleri ile çarpılarak programlarında kullanılan $f(i, j)$ 'ler bulunur. 2790-2870 arasında kodlama tekniği kullanılarak eleman uç kuvvetleri hesaplanmaktadır.
- 4450-6590 Burada yükleme durumu için elemanın ankastrelik uç kuvvetleri sistem koordinatlarında hesaplatılmakta ve yük vektörü, sistem deplasman doğrultularında oluşturulmaktadır. Buradan 3970 nolu alt programa gönderilerek de düğüm noktaları deplasmanları hesaplanmaktadır.
- 6770-9530 Eleman koordinatlarında verilen aralık sayısına göre ara momentler ile momentin maksimum olduğu yeri ve değerini hesaplamaktadır.
- 12800-13370 Verileri ve sonuçları ayrı bir dosyaya kaydeder.

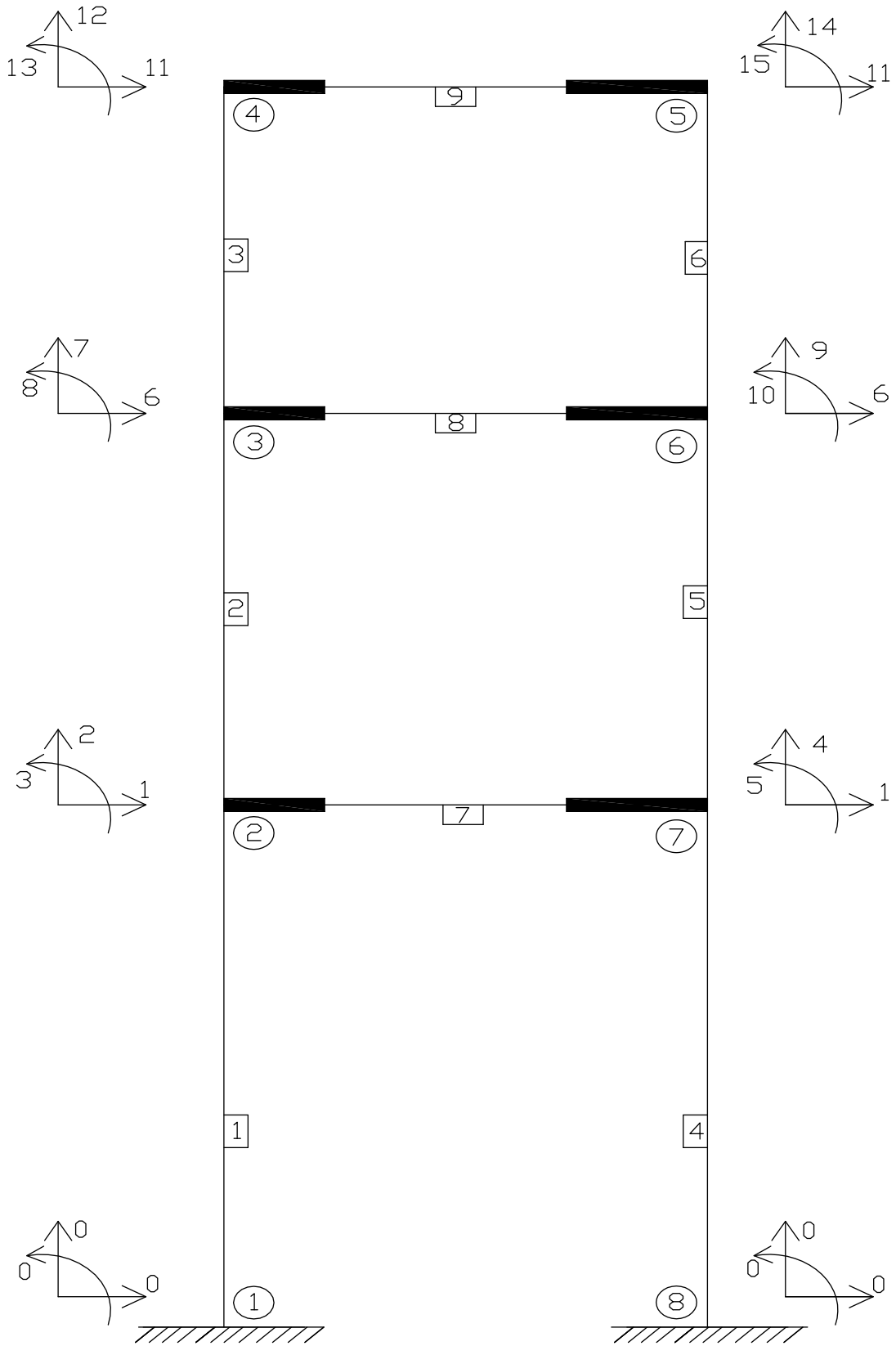
7.5. Sayısal Uygulamalar

Bu bölümde, hazırlanan bilgisayar programı ile bazı problemler çözülerek veriler ve çıktılar tablolar halinde verilmiştir.

Örnek 1. Önce bir açıklıklı, üç katlı, tek bir boşluklu perde göz önüne alınacaktır (Şekil 7.1). Bu örnek daha önce (Çakıroğlu ve Çetmeli 1983) kuvvet yöntemi kullanılarak kirişlerin uzama şekil değiştirmeleriyle bütün kayma deformasyonlarının etkisi ihmal edilerek çözülmüştür. Daha sonra (Dinçer 1989) aynı örneği rijitlik matrisi yöntemini kullanarak çözmüştür. Kaynaklarda verilen çözüm sonuçlarıyla karşılaştırma yapmak amacıyla bağ kirişlerinin aksenal deformasyonlarıyla bütün kayma deformasyonları ihmal edilerek problemin çözümü yapılmış ve program çıktısı ile kaynaktaki sonuçların birbirleriyle çakıştığı gözlenmiştir. Buna göre kodlama durumu Şekil 7.2’de perde ve bağ kirişlerine ait geometrik özellikler, eleman tarifleri ve kod numaraları Çizelge 7.1’de kesit tesirleri ise Çizelge 7.2’de verilmektedir (Çizelge 7.2’de bağ kirişlerine ait kesit tesirleri perdeye saplandığı noktada verilmektedir).



Şekil 7.1. Örnek 1.'deki boşluklu perde



Şekil 7.2.Örnek 1.'in kodlama durumu

Çizelge 7.1. Örnek 1.'e ait veriler.

PROBLEM ADI	: ÖRNEK 1
ELEMAN SAYISI	: 9
DEPLASMAN SAYISI	: 15
ELASTISİTE MODULU	: 1
POISSON ORANI	: 0
ARA YUKLU EL. SAYISI	: 0
DİREK YUK SAYISI	: 3
İTERASYON SAYISI	: 1

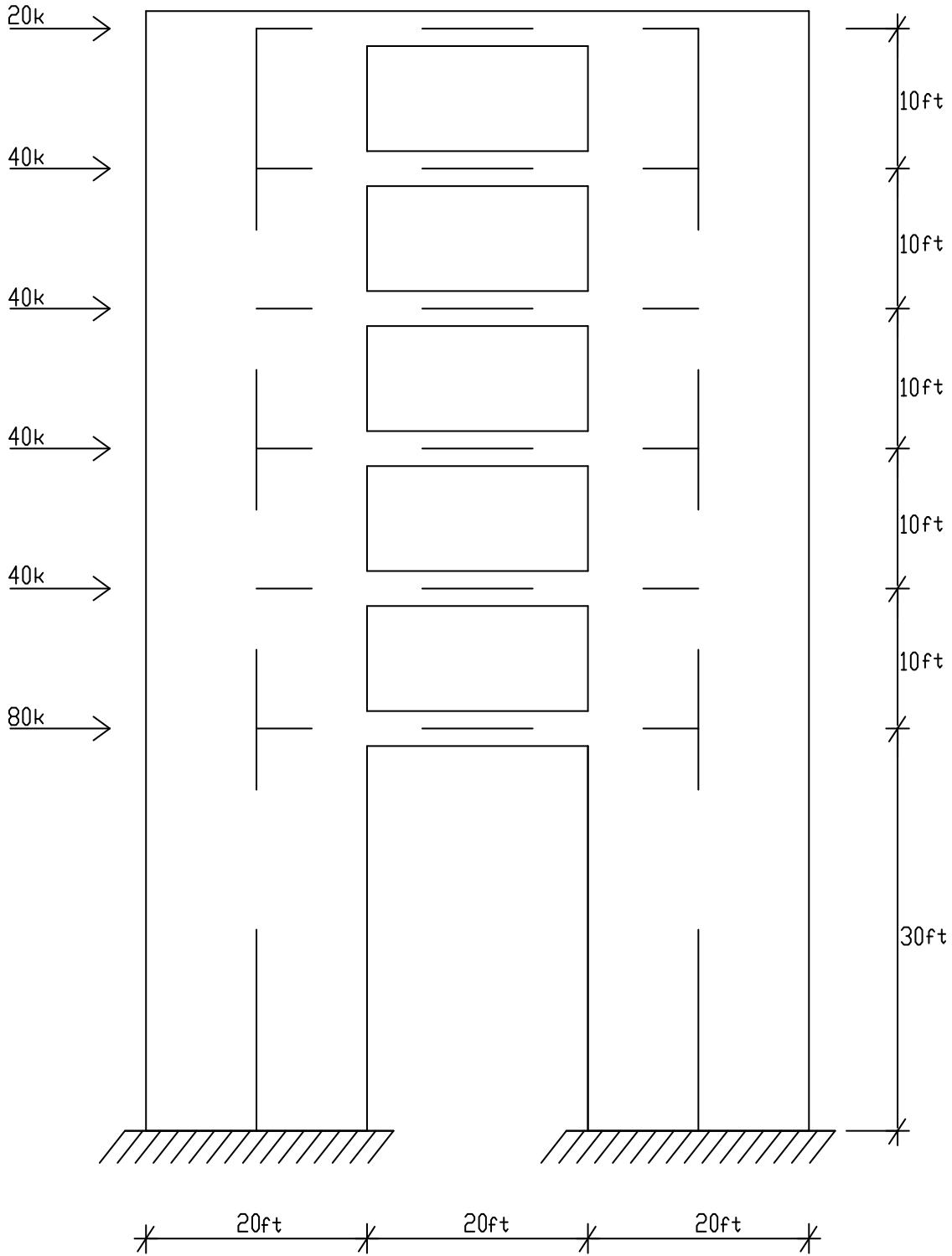
DUGUM	X	Y
1	0.00	0.00
2	0.00	8.00
3	0.00	14.00
4	0.00	19.00
5	6.00	19.00
6	6.00	14.00
7	6.00	8.00
8	6.00	0.00

ELAMAN	BOYU	ATALET	ALAN	Ki	Kj	I	J	KOD NUMARALARI					
1	8.00	0.0390600	0.75000	1E9	1E9	1	2	0	0	0	1	2	3
2	6.00	0.0390600	0.75000	1E9	1E9	2	3	1	2	3	6	7	8
3	5.00	0.0390600	0.75000	1E9	1E9	3	4	6	7	8	11	12	13
4	8.00	1.0718000	1.05000	1E9	1E9	8	7	0	0	0	1	4	5
5	6.00	1.0718000	1.05000	1E9	1E9	7	6	1	4	5	6	9	10
6	5.00	1.0718000	1.05000	1E9	1E9	6	5	6	9	10	11	14	15
7	3.00	0.0031250	0.15000	1E9	1E9	2	7	1	2	3	1	4	5
8	3.00	0.0031250	0.15000	1E9	1E9	3	6	6	7	8	6	9	10
9	3.00	0.0031250	0.15000	1E9	1E9	4	5	11	12	13	11	14	15

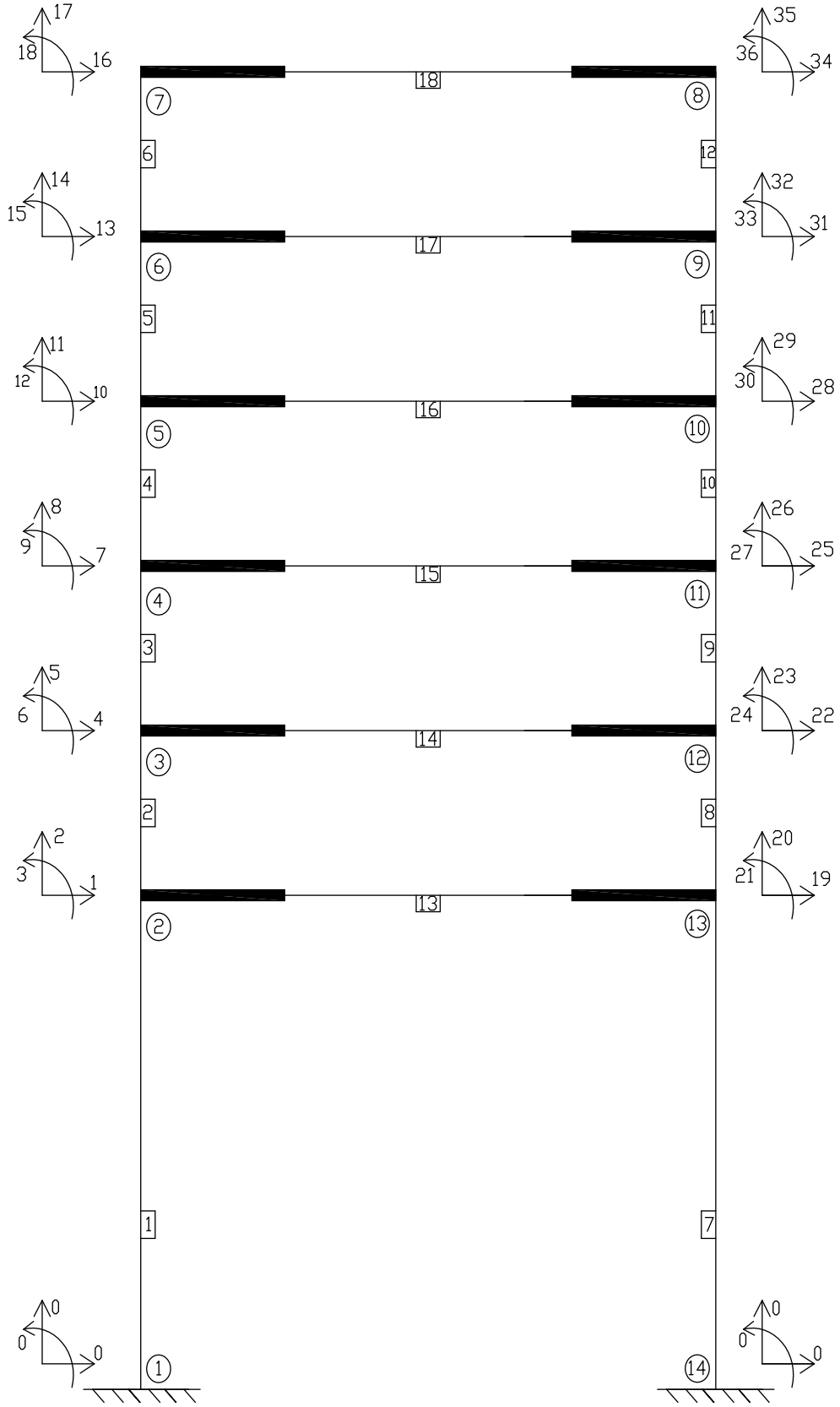
Çizelge 7.2. Örnek 1.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $v = 0$

eleman no	ELEMAN UC KUVVETLERİ				
	Mij	Mji	Tij	Tji	Nj
1	26.0693	-1.0835	3.1232	-3.1232	6.3743
2	7.0891	5.0933	2.0304	-2.0304	4.1879
3	0.9892	5.4228	1.2824	-1.2824	1.9753
4	69.6849	-6.6706	7.8768	-7.8768	-6.3743
5	13.7838	10.0339	3.9696	-3.9696	-4.1879
6	-2.8408	6.4288	0.7176	-0.7176	-1.9753
7	-3.2725	-3.2869	-2.1864	2.1864	0.0000
8	-3.3167	-3.3211	-2.2126	2.2126	0.0000
9	-2.9537	-2.9721	-1.9753	1.9753	0.0000

Örnek 2. Bu örnek, Girijavallabhan (1969), Popov ve ark. (1979) tarafından sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak çözülmüştür (Şekil 7.3). Girijavallabhan (1969), direk sonlu elemanlar yöntemi ile çözdüğü modelde 918 düğüm noktası ile 1568 eleman kullanmıştır. Popov ve ark. (1979), aynı problemi yeni sonlu elemanlar yöntemi ile program SUBWALL'u kullanarak 264 eleman göz önüne almışlardır. Dinçer (1989) ve bu çalışmada sadece 18 eleman üzerinden çözüm yapılmıştır. Eleman kesit özellikleri, tarifleri ve kod numaraları Çizelge 7.3'te, sistem kodlama durumu Şekil 7.4'te, çözüm sonuçları Çizelge 7.4'te verilmektedir. Sonuçlar Çizelge 7.5 ile karşılaştırma kolaylığı bakımından özetlenmiştir.



Şekil 7.3. Örnek 2.'deki boşluklu perde



Şekil 7.4. Örnek 2.'nin kodlama durumu

Çizelge 7.3. Örnek 2.'ye ait veriler.

PROBLEM ADI	: ÖRNEK 2
ELEMAN SAYISI	: 18
DEPLASMAN SAYISI	: 36
ELASTISITE MODULU	: 1
POISSON ORANI	: 0.15
ARA YUKLU EL. SAYISI	: 0
DIREK YUK SAYISI	: 6
ITERASYON SAYISI	: 1

DUGUM	X	Y
1	0.00	0.00
2	0.00	30.00
3	0.00	40.00
4	0.00	50.00
5	0.00	60.00
6	0.00	70.00
7	0.00	80.00
8	40.00	80.00
9	40.00	70.00
10	40.00	60.00
11	40.00	50.00
12	40.00	40.00
13	40.00	30.00
14	40.00	0.00

ELAMAN	BOYU	ATALET	ALAN	Ki	Kj	I	J	KOD NUMARALARI					
1	30.00	666.670	20.000	1E9	1E9	1	2	0	0	0	1	2	3
2	10.00	666.670	20.000	1E9	1E9	2	3	1	2	3	4	5	6
3	10.00	666.670	20.000	1E9	1E9	3	4	4	5	6	7	8	9
4	10.00	666.670	20.000	1E9	1E9	4	5	7	8	9	10	11	12
5	10.00	666.670	20.000	1E9	1E9	5	6	10	11	12	13	14	15
6	10.00	666.670	20.000	1E9	1E9	6	7	13	14	15	16	17	18
7	30.00	666.670	20.000	1E9	1E9	14	13	0	0	0	19	20	21
8	10.00	666.670	20.000	1E9	1E9	13	12	19	20	21	22	23	24
9	10.00	666.670	20.000	1E9	1E9	12	11	22	23	24	25	26	27
10	10.00	666.670	20.000	1E9	1E9	11	10	25	26	27	28	29	30
11	10.00	666.670	20.000	1E9	1E9	10	9	28	29	30	31	32	33
12	10.00	666.670	20.000	1E9	1E9	9	8	31	32	33	34	35	36
13	20.00	0.667	2.000	1E9	1E9	2	13	1	2	3	19	20	21
14	20.00	0.667	2.000	1E9	1E9	3	12	4	5	6	22	23	24
15	20.00	0.667	2.000	1E9	1E9	4	11	7	8	9	25	26	27
16	20.00	0.667	2.000	1E9	1E9	5	10	10	11	12	28	29	30
17	20.00	0.667	2.000	1E9	1E9	6	9	13	14	15	31	32	33
18	20.00	0.667	2.000	1E9	1E9	7	8	16	17	18	34	35	36

Çizelge 7.4. Örnek 2.'ye ait 1. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $\nu = 0.15$

eleman no	ELEMEN UC KUVVETLERI				
	Mij	Mji	Tij	Tji	Nj
1	5763.7287	-1521.5206	141.4069	-141.4069	42.4207
2	1645.4011	-804.4833	84.0918	-84.0918	36.2329
3	943.0422	-271.1846	67.1858	-67.1858	29.3061
4	416.8724	75.7545	49.2627	-49.2627	22.0200
5	71.9143	223.1918	29.5106	-29.5106	14.6329
6	-76.3393	145.5773	6.9238	-6.9238	7.2849
7	5339.4423	-1781.6503	118.5931	-118.5931	-42.4207
8	1905.2845	-946.2023	95.9082	-95.9082	-36.2329
9	1084.7157	-356.5734	72.8142	-72.8142	-29.3061
10	502.3293	5.0438	50.7373	-50.7373	-22.0200
11	142.7712	162.1227	30.4894	-30.4894	-14.6329
12	-15.0580	145.8201	13.0762	-13.0762	-7.2849
13	-62.0018	-61.7555	-6.1879	6.1879	-22.6848
14	-69.2908	-69.2454	-6.9268	6.9268	-23.0940
15	-72.8269	-72.8950	-7.2861	7.2861	-22.0769
16	-73.7978	-73.9441	-7.3871	7.3871	-20.2479
17	-73.3732	-73.5854	-7.3479	7.3479	-17.4132
18	-72.7279	-72.9707	-7.2849	7.2849	-13.0762

Çizelge 7.5. Örnek 2.'ye ait 1. iterasyon sonunda bulunan sonuçların karşılaştırılması.

Bağ kirişi no	Grijavallabhan(1969)		Popov ve ark.(1979)		Dinçer (1989) ve Bu çalışma	
	sol uç	sağ uç	sol uç	sağ uç	sol uç	sağ uç
13	38.78	38.48	62.70	62.50	62.00	61.76
14	41.10	40.89	69.32	69.25	69.29	69.25
15	41.33	41.06	72.26	72.35	72.83	72.90
16	40.29	39.79	72.90	73.05	73.80	73.94
17	38.75	38.27	72.17	72.37	73.37	73.59
18	31.37	31.60	61.59	62.91	72.73	72.97

Çizelge 7.5'ten görüleceği gibi elde edilen sonuçlar Dinçer (1989) ile çakışmakta, Popov ve ark. (1979) tarafından bulunan değerlerle uyum içerisinde.

Aynı örnek, malzemenin elastisite modülü artırılarak çözülmüştür. Elastisite modülünün artırılmasıyla, iç kuvvetlerin eğilme momentlerine katkılarıyla elemanın rijitliğine etki etmesi, dolayısıyla analizin nonlineer olması sağlanmıştır. Eleman kesit özellikleri, eleman uçlarındaki rijit bölge uzunlukları ve kod numaraları aynıdır. Örnek,

kayma şekil değiştirmeleri ihmal edilerek ($\nu = 0$) çözülmüş ve birinci iterasyon (lineer çözüm) sonucunda bulunan kesit tesirleri Çizelge 7.6'da, üçüncü iterasyon (nonlineer çözüm) sonucunda buluna kesit tesirleri Çizelge 7.7'de, düğüm deplasmanları Çizelge 7.8'de verilmiştir. Örnek bu defa kayma şekil değiştirmeleri göz önüne alınarak ($\nu = 0.15$) çözülmüş ve aynı sayıda iterasyon sonucunda bulunan kesit tesirleri Çizelge 7.9 ve Çizelge 7.10'da verilmiştir. Ayrıca nonlineer analize ait düğüm deplasmanları Çizelge 7.11'de gösterilmiştir. Çizelge 7.12 ile de bağ kirişlerinin uç momentleri karşılaştırma kolaylığı bakımından özetlenmiştir. Çizelgelerin incelenmesi sonucu, kayma deformasyonları göz önüne alınarak aksenal kuvvetlerin ara momentlerine katkılarıyla yapının rijitlik matrisinin yük düzeyine bağlı olarak değiştiği gözlenmiştir.

Yapının rijitlik matrisine olan bu katkılar, malzemenin elastisite modülü ile yapı elemanlarının mesnetleniş şekli ve atalet momentlerine bağlı olarak yapının rijitlik matrisinin yük düzeyine bağlı olarak değişmesinden dolayı ihmal edilemeyecek boyutlarda olabilir.

Çizelge 7.6. Örnek 2.'ye ait 1. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $v = 0$

PROBLEM ADI	: ÖRNEK 2
ELEMAN SAYISI	: 18
DEPLASMAN SAYISI	: 36
ELASTISITE MODULU	: 10000
POISSON ORANI	: 0
ARA YUKLU EL. SAYISI	: 0
DIREK YUK SAYISI	: 6
ITERASYON SAYISI	: 1

eleman no	ELEMAN UC KUVVETLERI				
	Mij	Mji	Tij	Tji	Nj
1	5824.0638	-1469.3156	145.1583	-145.1583	43.2861
2	1596.0024	-757.8473	83.8155	-83.8155	36.9611
3	899.3977	-240.1245	65.9273	-65.9273	29.8862
4	388.8255	94.1843	48.3010	-48.3010	22.4497
5	56.4270	233.1020	28.9529	-28.9529	14.9150
6	-83.4091	148.3445	6.4935	-6.4935	7.4242
7	5244.4935	-1799.2417	114.8417	-114.8417	-43.2861
8	1925.5538	-963.7089	96.1845	-96.1845	-36.9611
9	1105.1525	-364.4256	74.0727	-74.0727	-29.8862
10	513.1848	3.8053	51.6990	-51.6990	-22.4497
11	146.9717	163.4993	31.0471	-31.0471	-14.9150
12	-13.5606	148.6252	13.5065	-13.5065	-7.4242
13	-63.4370	-63.0624	-6.3250	6.3250	-18.6572
14	-70.8019	-70.6951	-7.0748	7.0748	-22.1118
15	-74.3359	-74.3942	-7.4365	7.4365	-22.3737
16	-75.2642	-75.4299	-7.5347	7.5347	-20.6519
17	-74.7850	-75.0308	-7.4908	7.4908	-17.5406
18	-74.1021	-74.3827	-7.4242	7.4242	-13.5065

Çizelge 7.7. Örnek 2.'ye ait 3. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $\nu = 0$

PROBLEM ADI	: ÖRNEK 2
ELEMAN SAYISI	: 18
DEPLASMAN SAYISI	: 36
ELASTISİTE MODULU	: 10000
POISSON ORANI	: 0
ARA YUKLU EL. SAYISI	: 0
DIREK YUK SAYISI	: 6
ITERASYON SAYISI	: 3

eleman no	ELEMAN UC KUVVETLERİ				
	M _{ij}	M _{ji}	T _{ij}	T _{ji}	N _j
1	5868.3279	-1511.6259	145.6322	-145.6322	41.1532
2	1631.5414	-794.6267	84.3107	-84.3107	35.1575
3	927.1938	-268.5304	66.4068	-66.4068	28.5218
4	407.9488	75.0078	48.7157	-48.7157	21.5396
5	67.3667	222.4179	29.2600	-29.2600	14.4077
6	-79.0751	144.2800	6.6605	-6.6605	7.2268
7	5286.8834	-1844.3539	114.3678	-114.3678	-41.1532
8	1964.0363	-1001.0711	95.6893	-95.6893	-35.1575
9	1133.5805	-392.2499	73.5932	-73.5932	-28.5218
10	531.7022	-14.6209	51.2843	-51.2843	-21.5396
11	157.0943	153.1664	30.7400	-30.7400	-14.4077
12	-9.6624	144.4868	13.3395	-13.3395	-7.2268
13	-59.9585	-59.7252	-5.9957	5.9957	-18.6785
14	-66.2099	-66.1523	-6.6357	6.6357	-22.0960
15	-69.5955	-69.6294	-6.9822	6.9822	-22.3089
16	-71.0543	-71.1531	-7.1319	7.1319	-20.5443
17	-71.5329	-71.6941	-7.1809	7.1809	-17.4005
18	-72.0104	-72.2172	-7.2268	7.2268	-13.3395

Çizelge 7.8. Örnek 2.'ye ait 3. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $v = 0$

Dep. no	UC DEPLASMANLARI
1	.2980848455972192
2	6.172982981319033D-03
3	-1.660481286579463D-02
4	.4742771973768766
5	7.930858378012861D-03
6	-1.842442986664716D-02
7	.6638287644835048
8	9.356950110235815D-03
9	-1.932121854344592D-02
10	.8588931652910163
11	1.043393167278179D-02
12	-1.957092304760685D-02
13	1.054383185616977
14	1.115431766190441D-02
15	-1.945463523729933D-02
16	1.248173466413118
17	1.151566006402824D-02
18	-.019287119775222
19	.2794063214754065
20	-6.172982981319009D-03
21	-1.604520388960615D-02
22	.4521811577959595
23	-7.930858378012828D-03
24	-1.826902327624582D-02
25	.641519884590283
26	-9.356950110235776D-03
27	-.019413390360414
28	.8383488381865102
29	-1.043393167278175D-02
30	-.0198231306809694
31	1.036982698164563
32	-1.115431766190437D-02
33	-1.982607652613628D-02
34	1.234833936257369
35	-1.151566006402821D-02
36	-1.971046515581687D-02

Çizelge 7.9. Örnek 2.'ye ait 1. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $\nu = 0.15$

PROBLEM ADI	: ÖRNEK 2
ELEMAN SAYISI	: 18
DEPLASMAN SAYISI	: 36
ELASTISİTE MODULU	: 10000
POISSON ORANI	: 0.15
ARA YUKLU EL. SAYISI	: 0
DİREK YUK SAYISI	: 6
İTERASYON SAYISI	: 1

eleman no	ELEMAN UC KUVVETLERİ				
	M _{ij}	M _{ji}	T _{ij}	T _{ji}	N _j
1	5763.7287	-1521.5206	141.4069	-141.4069	42.4207
2	1645.4011	-804.4833	84.0918	-84.0918	36.2329
3	943.0422	-271.1846	67.1858	-67.1858	29.3061
4	416.8724	75.7545	49.2627	-49.2627	22.0200
5	71.9143	223.1918	29.5106	-29.5106	14.6329
6	-76.3393	145.5773	6.9238	-6.9238	7.2849
7	5339.4423	-1781.6503	118.5931	-118.5931	-42.4207
8	1905.2845	-946.2023	95.9082	-95.9082	-36.2329
9	1084.7157	-356.5734	72.8142	-72.8142	-29.3061
10	502.3293	5.0438	50.7373	-50.7373	-22.0200
11	142.7712	162.1227	30.4894	-30.4894	-14.6329
12	-15.0580	145.8201	13.0762	-13.0762	-7.2849
13	-62.0018	-61.7555	-6.1879	6.1879	-22.6848
14	-69.2908	-69.2454	-6.9268	6.9268	-23.0940
15	-72.8269	-72.8950	-7.2861	7.2861	-22.0769
16	-73.7978	-73.9441	-7.3871	7.3871	-20.2479
17	-73.3732	-73.5854	-7.3479	7.3479	-17.4132
18	-72.7279	-72.9707	-7.2849	7.2849	-13.0762

Çizelge 7.10. Örnek 2.'ye ait 3. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $\nu = 0.15$

PROBLEM ADI	: ÖRNEK 2
ELEMAN SAYISI	: 18
DEPLASMAN SAYISI	: 36
ELASTISITE MODULU	: 10000
POISSON ORANI	: 0.15
ARA YUKLU EL. SAYISI	: 0
DIREK YUK SAYISI	: 6
ITERASYON SAYISI	: 3

eleman no	ELEMAN UC KUVVETLERI				
	Mij	Mji	Tij	Tji	Nj
1	5808.8672	-1565.6060	141.9181	-141.9181	40.2200
2	1681.0020	-841.0891	84.6388	-84.6388	34.4467
3	970.2714	-298.8287	67.7028	-67.7028	27.9792
4	435.4625	57.1800	49.6935	-49.6935	21.1364
5	82.5058	212.8324	29.8181	-29.8181	14.1397
6	-72.2553	141.7219	7.0860	-7.0860	7.0979
7	5383.6610	-1827.8358	118.0819	-118.0819	-40.2200
8	1943.0991	-983.0238	95.3612	-95.3612	-34.4467
9	1112.1834	-383.5961	72.2972	-72.2972	-27.9792
10	520.2695	-12.8725	50.3065	-50.3065	-21.1364
11	152.6467	152.0554	30.1819	-30.1819	-14.1397
12	-11.3385	141.9029	12.9140	-12.9140	-7.0979
13	-57.6627	-57.5300	-5.7733	5.7733	-22.7207
14	-64.5068	-64.4841	-6.4675	6.4675	-23.0641
15	-68.2052	-68.2448	-6.8427	6.8427	-21.9907
16	-69.7168	-69.8051	-6.9968	6.9968	-20.1246
17	-70.1582	-70.2979	-7.0418	7.0418	-17.2679
18	-70.7419	-70.9228	-7.0979	7.0979	-12.9140

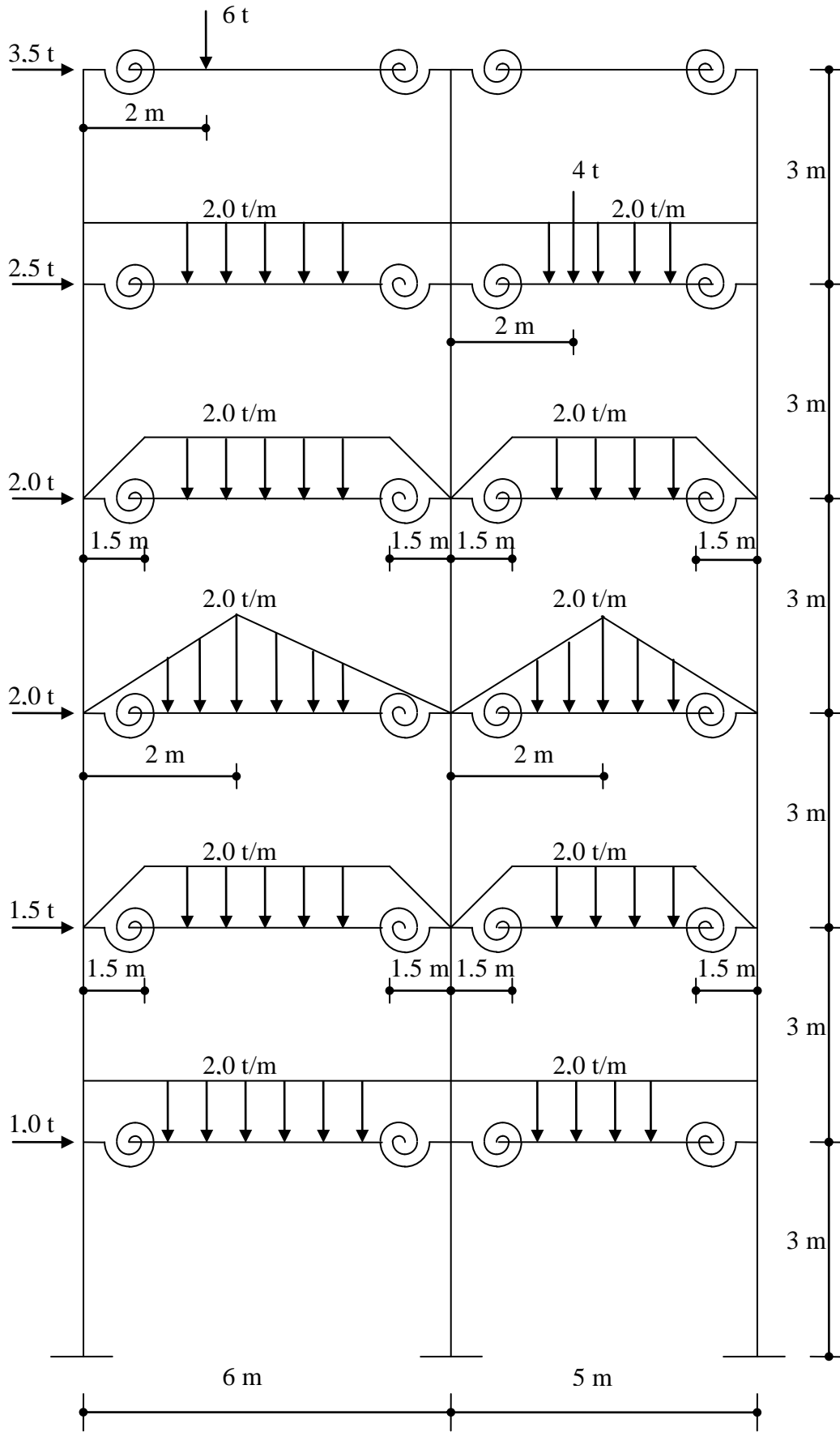
Çizelge 7.11. Örnek 2.'ye ait 3. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları $v = 0.15$

Dep.no	UC DEPLASMANLARI
1	.3551806822627144
2	6.033000919717811D-03
3	-1.659248179035046D-02
4	.5432039793290816
5	7.755334416486581D-03
6	-1.848404070014761D-02
7	.7429086977084692
8	9.154293412705168D-03
9	-.0194358610389928
10	.9461001264057282
11	1.021111535164722D-02
12	-1.971957148346693D-02
13	1.147251957969186
14	1.091809875859807D-02
15	-1.962182699973432D-02
16	1.343713289352048
17	1.127299343405697D-02
18	-1.946134495756661D-02
19	.3324600230060343
20	-6.033000919717824D-03
21	-1.622578665999867D-02
22	.520139922248268
23	-.0077553344164866
24	-1.842036783532534D-02
25	.7209179795774135
26	-9.154293412705192D-03
27	-1.954219686659011D-02
28	.9259755420668144
29	-1.021111535164725D-02
30	-1.994205135957471D-02
31	1.129984037771627
32	-1.091809875859811D-02
33	-1.994249479714114D-02
34	1.330799325476182
35	-1.127299343405701D-02
36	-.0198275643243373

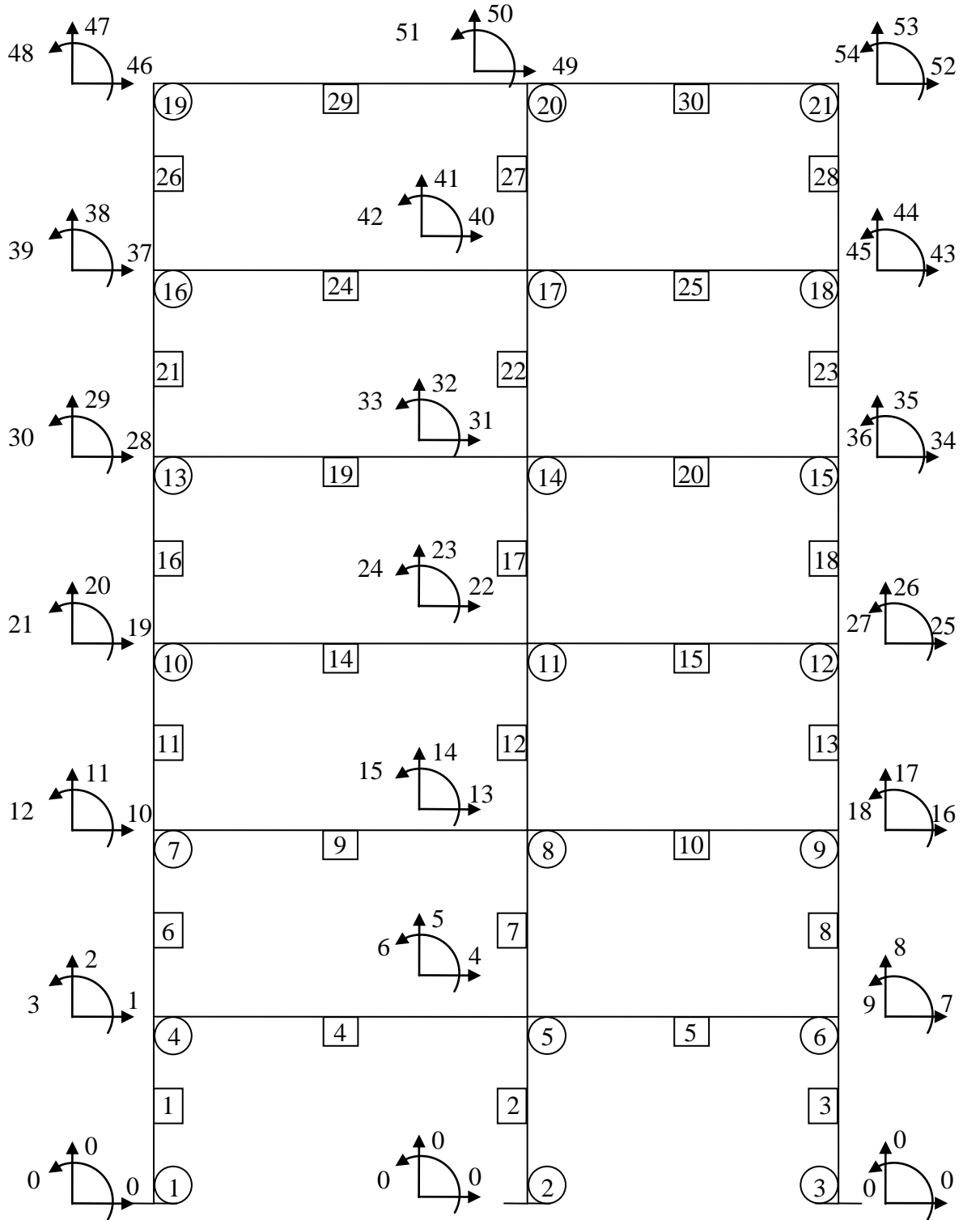
Çizelge 7.12. Örnek 2.'ye ait bağ kirişlerinin uç momentlerinin karşılaştırılması.

Kiriş no	Lineer		Kes. lineer		Nonlineer		Kes. nonlineer	
	sol uç	sağ uç	sol uç	sağ uç	sol uç	sağ uç	sol uç	sağ uç
13	63.44	63.06	62.00	61.76	59.96	59.73	57.66	57.53
14	70.80	70.70	69.29	69.25	66.21	66.15	64.51	64.48
15	74.34	74.39	72.83	72.90	69.60	69.63	68.21	68.24
16	75.26	75.43	73.80	73.94	71.05	71.15	69.72	69.81
17	74.79	75.03	73.37	73.59	71.53	71.69	70.16	70.30
18	74.10	74.38	72.73	72.97	72.01	72.22	70.74	70.92

Örnek 3. Bu problemde, yatay yüklere maruz çeşitli ara yükler altında iki açıklıklı, altı katlı bir çerçeve incelenmiştir. Yükleme durumu Şekil 7.5.'te kodlama şekli Şekil 7.6.'da verilmiştir. Bu örnek daha önce Yılmaz (2008) tarafından da rijitlik matrisi yöntemi kullanılarak çözülmüştür. Çerçeve elemanlarına ait geometrik özellikler ile eleman tarifleri ve kod numaraları Çizelge 7.13.'te görülmektedir. Problem önce kayma deformasyonları ihmal edilerek çözülmüş lineer analize karşı gelen birinci iterasyon ile nonlineer analiz sonuçlarına yeterince yaklaşmış olan beşinci iterasyon sonucunda elde edilen eleman kesit tesirleri, düğüm deplasmanları ve ara yüklere sahip kirişlerin ara momentleri tablolarla (Çizelge 7.14.- Çizelge 7.23.) verilmiştir. Daha sonra aynı problem kayma deformasyonlarının etkisini incelemek amacıyla yeniden çözülmüş olup sonuçlar tablolarla gösterilmiştir. Çubukların uç momentlerini Çizelge 7.24. ile karşılaştırma kolaylığı bakımından özetlenmiştir. Bulunan sonuçlar yukarıda bahsedilen kaynaktaki sonuçlarla çakışmıştır.



Şekil 7.5. Örnek 3'ün yükleme durumu



Şekil 7.6.Örnek 3.'ün kodlama durumu

Çizelge 7.13. Örnek 3.'e ait veriler.

PROBLEM ADI	: ÖRNEK 3
ELEMAN SAYISI	; 30
DEPLASMAN SAYISI	: 54
ELASTISITE MODULU	: 21000000
POISSON ORANI	: 0
ARA YUKLU EL. SAYISI	: 11
DIREK YUK SAYISI	: 6
ITERASYON SAYISI	: 1

DUGUM	X	Y
-----	----	-----
1	0.00	0.00
2	6.00	0.00
3	11.00	0.00
4	0.00	3.00
5	6.00	3.00
6	11.00	3.00
7	0.00	6.00
8	6.00	6.00
9	11.00	6.00
10	0.00	9.00
11	6.00	9.00
12	11.00	9.00
13	0.00	12.00
14	6.00	12.00
15	11.00	12.00
16	0.00	15.00
17	6.00	15.00
18	11.00	15.00
19	0.00	18.00
20	6.00	18.00
21	11.00	18.00

Çizelge 7.13. Örnek 3.'e ait veriler (devam).

ELAMAN	BOYU	ATALET	ALAN	Ki	Kj	I	J	KOD NUMARALARI					
1	3.00	0.0001961	0.00970	1E9	1E9	1	4	0	0	0	1	2	3
2	3.00	0.0001961	0.00970	1E9	1E9	2	5	0	0	0	4	5	6
3	3.00	0.0001961	0.00970	1E9	1E9	3	6	0	0	0	7	8	9
4	6.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	4	5	1	2	3	4	5	6
5	5.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	5	6	4	5	6	7	8	9
6	3.00	0.0001961	0.00970	1E9	1E9	4	7	1	2	3	10	11	12
7	3.00	0.0001961	0.00970	1E9	1E9	5	8	4	5	6	13	14	15
8	3.00	0.0001961	0.00970	1E9	1E9	6	9	7	8	9	16	17	18
9	6.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	7	8	10	11	12	13	14	15
10	5.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	8	9	13	14	15	16	17	18
11	3.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	7	10	10	11	12	19	20	21
12	3.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	8	11	13	14	15	22	23	24
13	3.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	9	12	16	17	18	25	26	27
14	6.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	10	11	19	20	21	22	23	24
15	5.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	11	12	22	23	24	25	26	27
16	3.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	10	13	19	20	21	28	29	30
17	3.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	11	14	22	23	24	31	32	33
18	3.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	12	15	25	26	27	34	35	36
19	6.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	13	14	28	29	30	31	32	33
20	5.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	14	15	31	32	33	34	35	36
21	3.00	0.0000145	0.00279	1E9	1E9	13	16	28	29	30	37	38	39
22	3.00	0.0000145	0.00279	1E9	1E9	14	17	31	32	33	40	41	42
23	3.00	0.0000145	0.00279	1E9	1E9	15	18	34	35	36	43	44	45
24	6.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	16	17	37	38	39	40	41	42
25	5.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	17	18	40	41	42	43	44	45
26	3.00	0.0000145	0.00279	1E9	1E9	16	19	37	38	39	46	47	48
27	3.00	0.0000145	0.00279	1E9	1E9	17	20	40	41	42	49	50	51
28	3.00	0.0000145	0.00279	1E9	1E9	18	21	43	44	45	52	53	54
29	6.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	19	20	46	47	48	49	50	51
30	5.00	0.0000980	0.00690	1E9	1E9	20	21	49	50	51	52	53	54

Çizelge 7.14. Örnek 3'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $v = 0$

eleman no	ELEMEN UC KUVVETLERI				
	Mij	Mji	Tij	Tji	Nj
1	8.6501	-1.1118	2.5127	-2.5127	-17.5531
2	11.4367	4.3511	5.2626	-5.2626	-46.7464
3	10.8956	3.2783	4.7246	-4.7246	-32.7005
4	-0.5015	-11.8328	3.9443	8.0557	0.9711
5	-2.4687	-10.9615	2.3140	7.6860	-0.0999
6	1.6133	0.0115	0.5416	-0.5416	-13.6088
7	9.9504	9.0505	6.3336	-6.3336	-36.3767
8	7.6832	6.1911	4.6248	-4.6248	-25.0145
9	-2.0681	-11.9115	2.1701	6.8299	-2.4924
10	-4.1760	-11.5713	0.3505	6.6495	-0.9438
11	2.0566	2.5455	1.5340	-1.5340	-11.4387
12	7.0369	7.3181	4.7850	-4.7850	-29.1962
13	5.3802	5.6626	3.6810	-3.6810	-18.3650
14	-2.6563	-9.2494	1.3490	4.6510	-0.3233
15	-4.5824	-10.0853	-0.2669	5.2669	-0.3724
16	0.1109	-0.5388	-0.1427	0.1427	-10.0897
17	6.5138	7.9883	4.8340	-4.8340	-24.8122
18	4.4227	5.5031	3.3086	-3.3086	-13.0981
19	-1.1205	-10.0056	2.6457	6.3543	-3.1909
20	-1.4820	-9.1130	1.3810	5.6190	-0.7066
21	1.6593	1.4856	1.0483	-1.0483	-7.4440
22	3.4992	3.5498	2.3497	-2.3497	-17.0768
23	3.6099	4.1962	2.6020	-2.6020	-7.4791
24	-1.2984	-10.7381	3.9939	8.0061	-1.3373
25	4.5806	-6.9527	6.9256	7.0744	-0.9168
26	-0.1871	-0.1560	-0.1144	0.1144	-3.4501
27	2.6077	3.1798	1.9292	-1.9292	-2.1452
28	2.7565	2.2991	1.6852	-1.6852	-0.4047
29	0.1560	-3.4554	3.4501	2.5499	-3.6144
30	0.2756	-2.2991	-0.4047	0.4047	-1.6852

Çizelge 7.15. Örnek 3.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $v = 0$

Dep.no	UC DEPLASMANLARI
1	6.706483585432335D-03
2	-2.585135980956174D-04
3	-3.555733601933475D-03
4	6.74669619286457D-03
5	-6.884593592936918D-04
6	-2.580911298568282D-03
7	6.743249426924755D-03
8	-4.8159847118212D-04
9	-2.774570638676065D-03
10	1.854480819170681D-02
11	-4.589375358931233D-04
12	-4.139204498989289D-03
13	1.844160187990785D-02
14	-1.224199081777352D-03
15	-2.908691319606602D-03
16	1.840903502388849D-02
17	-8.500003484561825D-04
18	-3.318074285921546D-03
19	.0321051211163953
20	-6.957640107444975D-04
21	-3.782898953326951D-03
22	3.209173372878123D-02
23	-1.828676256855465D-03
24	-2.703790110224261D-03
25	3.207888513490558D-02
26	-1.230228789624004D-03
27	-3.112241006440744D-03
28	4.400815489240621D-02
29	-9.046600563599534D-04
30	-4.256432339352354D-03
31	4.387602511224337D-02
32	-2.34238589334235D-03
33	-1.629049250554483D-03
34	4.385164374067263D-02
35	-1.50141192739744D-03
36	-2.324740384759906D-03
37	6.580713366447467D-02
38	-1.285818233442462D-03
39	-5.112279848818266D-03
40	6.575175740459953D-02
41	-3.216776091249231D-03
42	-1.379989670726056D-03
43	6.572012095442338D-02
44	-1.884368416719365D-03
45	5.636829327409572D-04
46	8.006862024199582D-02
47	-1.462474392797646D-03
48	-4.958843088601473D-03
49	7.991895633146577D-02
50	-3.326617172359908D-03
51	1.438483581723388D-03
52	7.986080536792217D-02
53	-1.905090838311875D-03
54	-1.689254515363627D-03

Çizelge 7.16. Örnek 3.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan kirişlerin ara momentleri, $v = 0$

ELEMAN NO : 4
Mi : -0.501500250161742
Mj : -11.83277214438759
Xmax : 1.972143967120889
Mmax : 4.390852077213061

X	M
0	0.50150
.5	2.22364
1	3.44579
1.5	4.16793
2	4.39008
2.5	4.11222
3	3.33436
3.5	2.05651
4	0.27865
4.5	-1.99920
5	-4.77706
5.5	-8.05492
6	-11.83277

ELEMAN NO : 5
Mi : -2.468744966960863
Mj : -10.96149866482455
Xmax : 1.156975636821459
Mmax : 3.807337591159284

X	M
0	2.46874
.5	3.37572
1	3.78270
1.5	3.68967
2	3.09665
2.5	2.00362
3	0.41060
3.5	-1.68243
4	-4.27545
4.5	-7.36847
5	-10.96150

ELEMAN NO : 9
 Mi : -2.068116099601284
 Mj : -11.91148405362308
 Xmax : 1.835033320564637
 Mmax : 4.68546338718376

X	M
0	2.06812
.5	3.12537
1	4.01596
1.5	4.57322
2	4.65825
2.5	4.24328
3	3.32832
3.5	1.91335
4	-0.00162
4.5	-2.41658
5	-5.30377
5.5	-8.52430
6	-11.91148

ELEMAN NO : 10
 Mi : -4.175965702504634
 Mj : -11.57130309001076
 Xmax : .5
 Mmax : 4.323461045475317

X	M
0	4.17597
.5	4.32346
1	4.30429
1.5	3.95179
2	3.12706
2.5	1.80233
3	-0.02240
3.5	-2.34712
4	-5.14407
4.5	-8.27435
5	-11.57130

8. BİLGİSAYAR PROGRAMININ ÇALIŞTIRILMASI VE ÇEŞİTLİ UYGULAMALAR

ELEMAN NO : 14
Mi : -2.656348471881304
Mj : -9.249413135549659
Xmax : 1.642583168119556
Mmax : 4.133621776590303

X	M
0	2.65635
.5	3.31004
1	3.83872
1.5	4.11741
2	4.02109
2.5	3.45603
3	2.45347
3.5	1.07590
4	-0.61416
4.5	-2.55422
5	-4.68179
5.5	-6.93435
6	-9.24941

ELEMAN NO : 15
Mi : -4.582435330698436
Mj : -10.08533877237906
Xmax : 5.5
Mmax : 4.582435330698436

X	M
0	4.58244
.5	4.42816
1	4.14888
1.5	3.61960
2	2.71533
2.5	1.34577
3	-0.44045
3.5	-2.56001
4	-4.92956
4.5	-7.46578
5	-10.08534

ELEMEN NO : 19
 Mi : -1.120462987263591
 Mj : -10.00557818390569
 Xmax : 2.072829902402559
 Mmax : 4.667086791557796

X	M
0	1.12046
.5	2.41552
1	3.54390
1.5	4.33895
2	4.66178
2.5	4.48461
3	3.80744
3.5	2.63027
4	0.95310
4.5	-1.22407
5	-3.87346
5.5	-6.85619
6	-10.00558

ELEMEN NO : 20
 Mi : -1.482000159401585
 Mj : -9.113026430597309
 Xmax : 1.5
 Mmax : 2.803492182401917

X	M
0	1.48200
.5	2.14472
1	2.64077
1.5	2.80349
2	2.49399
2.5	1.68449
3	0.37498
3.5	-1.43452
4	-3.71624
4.5	-6.33130
5	-9.11303

8. BİLGİSAYAR PROGRAMININ ÇALIŞTIRILMASI VE ÇEŞİTLİ UYGULAMALAR

ELEMAN NO : 24
Mi : -1.298402314801585
Mj : -10.73805124791051
Xmax : 1.996962203107326
Mmax : 5.28626035544085

X	M
0	1.29840
.5	3.04536
1	4.29233
1.5	5.03929
2	5.28625
2.5	5.03321
3	4.28018
3.5	3.02714
4	1.27410
4.5	-0.97894
5	-3.73198
5.5	-6.98501
6	-10.73805

ELEMAN NO : 25
Mi : 4.580572663307645
Mj : -6.952729377084992
Xmax : 3.462784328622265
Mmax : 7.410302643244306

X	M
0	-4.58057
.5	-1.36779
1	1.34500
1.5	3.55778
2	5.27056
2.5	6.48335
3	7.19613
3.5	7.40892
4	7.12170
4.5	6.33449
5	5.04727

ELEMAN NO : 29
Mi : .1560013277959271
Mj : -3.455432574555501
Xmax : 2
Mmax : 6.744188256617548

<u>X</u>	<u>M</u>
0	-0.15600
.5	1.56905
1	3.29409
1.5	5.01914
2	6.74419
2.5	5.46924
3	4.19428
3.5	2.91933
4	1.64438
4.5	0.36943
5	-0.90553
5.5	-2.18048
6	-3.45543

Çizelge 7.17. Örnek 3.'e ait 5. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $v = 0$

PROBLEM ADI	: ÖRNEK 3.
ELEMAN SAYISI	; 30
DEPLASMAN SAYISI	: 54
ELASTISİTE MODULU	: 21000000
POISSON ORANI	: 0
ARA YUKLU EL. SAYISI	: 11
DIREK YUK SAYISI	: 6
ITERASYON SAYISI	: 5

eleman no	ELEMAN UC KUVVETLERİ				
	Mij	Mji	Tij	Tji	Nj
1	8.8396	-1.0986	2.5408	-2.5408	-17.2957
2	11.6281	4.4237	5.2433	-5.2433	-46.6639
3	11.0750	3.3006	4.7159	-4.7159	-33.0404
4	-0.6536	-11.9737	3.8955	8.1045	0.9824
5	-2.6353	-11.1351	2.2459	7.7541	-0.1086
6	1.7522	0.0856	0.5584	-0.5584	-13.4001
7	10.1853	9.2532	6.3343	-6.3343	-36.3135
8	7.8345	6.2903	4.6074	-4.6074	-25.2863
9	-2.2485	-12.0889	2.1101	6.8899	-2.4975
10	-4.3787	-11.7885	0.2666	6.7334	-0.9322
11	2.1628	2.6621	1.5559	-1.5559	-11.2900
12	7.2144	7.5014	4.7690	-4.7690	-29.1570
13	5.4982	5.7878	3.6752	-3.6752	-18.5530
14	-2.8299	-9.4104	1.2932	4.7068	-0.2947
15	-4.7688	-10.2849	-0.3440	5.3440	-0.3730
16	0.1678	-0.4939	-0.1495	0.1495	-9.9968
17	6.6777	8.1645	4.8473	-4.8473	-24.7943
18	4.4971	5.5690	3.3021	-3.3021	-13.2089
19	-1.2801	-10.1517	2.5939	6.4061	-3.2204
20	-1.6380	-9.2998	1.3126	5.6874	-0.6786
21	1.7740	1.6068	1.0709	-1.0709	-7.4029
22	3.6252	3.6805	2.3056	-2.3056	-17.0757
23	3.7308	4.3109	2.6235	-2.6235	-7.5215
24	-1.4179	-10.8217	3.9597	8.0403	-1.3009
25	4.5055	-7.0725	6.8868	7.1132	-0.9332
26	-0.1889	-0.1460	-0.1282	0.1282	-3.4432
27	2.6357	3.2089	1.9380	-1.9380	-2.1485
28	2.7616	2.3150	1.6903	-1.6903	-0.4083
29	0.1460	-3.4799	3.4432	2.5568	-3.6282
30	0.2710	-2.3150	-0.4083	0.4083	-1.6903

Çizelge 7.18. Örnek 3.'e ait 5. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $v = 0$

Dep. no	UC DEPLASMANLARI
1	6.85777392807636D-03
2	-2.54722695737286D-04
3	-3.631384225953649D-03
4	6.898453885375829D-03
5	-6.87245123474456D-04
6	-2.646721291269522D-03
7	6.894707305269954D-03
8	-4.866036093596872D-04
9	-2.848951907967765D-03
10	1.899956586981159D-02
11	-4.520738399766528D-04
12	-4.239897105978821D-03
13	1.889614946775694D-02
14	-1.22205412375069D-03
15	-2.988483257992921D-03
16	1.886398245718911D-02
17	-8.590090023993148D-04
18	-3.414027529112496D-03
19	3.293097899087772D-02
20	-6.858216973844063D-04
21	-3.874513436195296D-03
22	3.291877728298048D-02
23	-1.825719308154475D-03
24	-2.777052735047453D-03
25	.0329059048235791
26	-1.243128051685085D-03
27	-3.20156177367935D-03
28	4.516173449208194D-02
29	-8.927946156257733D-04
30	-4.358607571945598D-03
31	4.502838532628704D-02
32	-2.339058297078023D-03
33	-1.683488525293572D-03
34	4.500496790569469D-02
35	-1.516604964395947D-03
36	-2.416509461670849D-03
37	6.785358013398037D-02
38	-1.271845294557539D-03
39	-5.19759576264605D-03
40	6.779971394321639D-02
41	-3.213387799872287D-03
42	-1.399145919046836D-03
43	6.776751173010601D-02
44	-1.901729646981232D-03
45	4.953051160271294D-04
46	8.230037259984126D-02
47	-1.448148724664168D-03
48	-4.984398794123806D-03
49	8.215013642514529D-02
50	-3.323396577542846D-03
51	1.439555282972146D-03
52	8.209181164186455D-02
53	-1.922637101262417D-03
54	-1.707191388293562D-03

Çizelge 7.19. Örnek 3.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $\nu = 0.3$
(Kayma deformasyonlar göz önüne alınmıyor)

PROBLEM ADI	: ÖRNEK 3
ELEMAN SAYISI	; 30
DEPLASMAN SAYISI	: 54
ELASTISİTE MODULU	: 21000000
POISSON ORANI	: 0.3
ARA YUKLU EL. SAYISI	: 11
DIREK YUK SAYISI	: 6
ITERASYON SAYISI	: 1

eleman no	ELEMAN UC KUVVETLERİ				
	M _{ij}	M _{ji}	T _{ij}	T _{ji}	N _j
1	8.8133	-1.1794	2.5446	-2.5446	-17.5094
2	11.4384	4.3037	5.2474	-5.2474	-46.8800
3	10.9186	3.2053	4.7080	-4.7080	-32.6106
4	-0.5369	-11.8228	3.9400	8.0600	0.9505
5	-2.3874	-10.8942	2.3437	7.6563	-0.0966
6	1.7163	0.0662	0.5942	-0.5942	-13.5694
7	9.9064	8.9770	6.2945	-6.2945	-36.4763
8	7.6889	6.1452	4.6114	-4.6114	-24.9543
9	-2.1219	-11.9152	2.1605	6.8395	-2.4401
10	-4.1040	-11.5201	0.3752	6.6248	-0.9348
11	2.0557	2.5470	1.5342	-1.5342	-11.4089
12	7.0422	7.3255	4.7892	-4.7892	-29.2616
13	5.3749	5.6547	3.6765	-3.6765	-18.3295
14	-2.7233	-9.2664	1.3351	4.6649	-0.3663
15	-4.5218	-10.0483	-0.2474	5.2474	-0.3813
16	0.1763	-0.4747	-0.0995	0.0995	-10.0739
17	6.4628	7.9499	4.8042	-4.8042	-24.8440
18	4.3937	5.4921	3.2952	-3.2952	-13.0821
19	-1.1858	-10.0140	2.6334	6.3666	-3.1504
20	-1.4390	-9.0904	1.3941	5.6059	-0.6983
21	1.6605	1.4921	1.0509	-1.0509	-7.4405
22	3.5031	3.5536	2.3522	-2.3522	-17.0833
23	3.5983	4.1923	2.5969	-2.5969	-7.4762
24	-1.3216	-10.7223	3.9927	8.0073	-1.3476
25	4.5777	-6.9448	6.9266	7.0734	-0.9144
26	-0.1705	-0.1340	-0.1015	0.1015	-3.4478
27	2.5910	3.1660	1.9190	-1.9190	-2.1494
28	2.7525	2.2950	1.6825	-1.6825	-0.4028
29	0.1340	-3.4471	3.4478	2.5522	-3.6015
30	0.2811	-2.2950	-0.4028	0.4028	-1.6825

Çizelge 7.20. Örnek 3.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $\nu = 0.3$

Dep. no	UC DEPLASMANLARI
1	6.96693968954911D-03
2	-2.578710766376727D-04
3	-3.639797941537262D-03
4	7.006297071986898D-03
5	-6.904265608105168D-04
6	-2.598784158187816D-03
7	7.002963533444805D-03
8	-4.802737911232382D-04
9	-2.809564770477499D-03
10	1.913982505436843D-02
11	-4.577149159568183D-04
12	-4.240834221318807D-03
13	1.903878728702477D-02
14	-1.227633094397256D-03
15	-2.93732293711274D-03
16	1.900652953096453D-02
17	-8.47788955772581D-04
18	-3.371882629281982D-03
19	3.310170253742308D-02
20	-6.939244427516915D-04
21	-3.882769606115454D-03
22	3.308653554149838D-02
23	-1.833463782788788D-03
24	-2.730900998244975D-03
25	3.307337841198801D-02
26	-1.227280831683484D-03
27	-3.168001106204851D-03
28	4.534659114648226D-02
29	-9.024931351407225D-04
30	-4.357285530273583D-03
31	4.521614096225929D-02
32	-2.347833149130629D-03
33	-1.646973910598793D-03
34	4.519204342250333D-02
35	-1.498131592828386D-03
36	-2.367424277514781D-03
37	6.759613146580563D-02
38	-1.283471432331949D-03
39	-5.187041724111786D-03
40	.0675403298048652
41	-3.222552811809639D-03
42	-1.398001295424816D-03
43	6.750877724598522D-02
44	-1.880938497269464D-03
45	5.587519506060779D-04
46	8.212119603908029D-02
47	-1.460011326610959D-03
48	-5.007165292041094D-03
49	8.197206543482644D-02
50	-.0033326083817314
51	1.434449062660697D-03
52	8.191400817700181D-02
53	-1.901562695127065D-03
54	-1.694874256127673D-03

Çizelge 7.21 Örnek 3'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan kirişlerin ara momentleri, $\nu = 0.3$

ELEMAN NO : 4
Mi : -0.5369194887263422
Mj : -11.82278402770569
Xmax : 1.970024706963997
Mmax : 4.417916834774926

X	M
0	0.53692
.5	2.25694
1	3.47697
1.5	4.19699
2	4.41702
2.5	4.13704
3	3.35707
3.5	2.07709
4	0.29712
4.5	-1.98286
5	-4.76283
5.5	-8.04281
6	-11.82278

ELEMAN NO : 5
Mi : -2.387352879385378
Mj : -10.89420080850216
Xmax : 1.171844631211247
Mmax : 3.760572719084001

X	M
0	2.38735
.5	3.30920
1	3.73104
1.5	3.65289
2	3.07473
2.5	1.99658
3	0.41842
3.5	-1.65973
4	-4.23789
4.5	-7.31605
5	-10.89420

ELEMAN NO : 9
 Mi : -2.121924736198189
 Mj : -11.91521599033618
 Xmax : 1.830238272788802
 Mmax : 4.721696871379128

X	M
0	2.12192
.5	3.17439
1	4.06018
1.5	4.61264
2	4.69288
2.5	4.27312
3	3.35335
3.5	1.93359
4	0.01383
4.5	-2.40593
5	-5.29791
5.5	-8.52323
6	-11.91522

ELEMAN NO : 10
 Mi : -4.104023748874921
 Mj : -11.52008661709394
 Xmax : .5
 Mmax : 4.263834934500257

X	M
0	4.10402
.5	4.26383
1	4.25698
1.5	3.91679
2	3.10438
2.5	1.79197
3	-0.02044
3.5	-2.33285
4	-5.11749
4.5	-8.23545
5	-11.52009

8. BİLGİSAYAR PROGRAMININ ÇALIŞTIRILMASI VE ÇEŞİTLİ UYGULAMALAR

ELEMAN NO : 14
Mi : -2.723267362062162
Mj : -9.266418827124772
Xmax : 1.63404547170645
Mmax : 4.177624807562908

X	M
0	2.72327
.5	3.36996
1	3.89165
1.5	4.16335
2	4.06004
2.5	3.48798
3	2.47842
3.5	1.09387
4	-0.60319
4.5	-2.55025
5	-4.68480
5.5	-6.94436
6	-9.26642

ELEMAN NO : 15
Mi : -4.521837538273168
Mj : -10.04832501104916
Xmax : 5.5
Mmax : 4.521837538273168

X	M
0	4.52184
.5	4.37732
1	4.10781
1.5	3.58829
2	2.69377
2.5	1.33398
3	-0.44248
3.5	-2.55228
4	-4.91207
4.5	-7.43853
5	-10.04833

ELEMEN NO : 19
 Mi : -1.185801793018829
 Mj : -10.01402801750781
 Xmax : 2.06668084912278
 Mmax : 4.706971525149683

X	M
0	1.18580
.5	2.47470
1	3.59694
1.5	4.38584
2	4.70253
2.5	4.51921
3	3.83589
3.5	2.65257
4	0.96925
4.5	-1.21407
5	-3.86961
5.5	-6.85849
6	-10.01403

ELEMEN NO : 20
 Mi : -1.43897826313492
 Mj : -9.090386334687791
 Xmax : 1.5
 Mmax : 2.780168883788106

X	M
0	1.43898
.5	2.10826
1	2.61088
1.5	2.78017
2	2.47723
2.5	1.67430
3	0.37136
3.5	-1.43158
4	-3.70674
4.5	-6.31523
5	-9.09039

8. BİLGİSAYAR PROGRAMININ ÇALIŞTIRILMASI VE ÇEŞİTLİ UYGULAMALAR

ELEMAN NO : 24
Mi : -1.32159484276306
Mj : -10.72231310398344
Xmax : 1.996341004437792
Mmax : 5.306972248762751

X	M
0	1.32159
.5	3.06794
1	4.31428
1.5	5.06062
2	5.30696
2.5	5.05330
3	4.29964
3.5	3.04598
4	1.29232
4.5	-0.96134
5	-3.71500
5.5	-6.96865
6	-10.72231

ELEMAN NO : 25
Mi : 4.577696378781402
Mj : -6.944837676658033
Xmax : 3.463285870212337
Mmax : 7.416652640031021

X	M
0	-4.57770
.5	-1.36441
1	1.34888
1.5	3.56216
2	5.27545
2.5	6.48873
3	7.20202
3.5	7.41530
4	7.12859
4.5	6.34188
5	5.05516

ELEMAN NO : 29
Mi : .1339986812492295
Mj : -3.447053869634815
Xmax : 2
Mmax : 6.761649589288909

<u>X</u>	<u>M</u>
0	-0.13400
.5	1.58991
1	3.31383
1.5	5.03774
2	6.76165
2.5	5.48556
3	4.20947
3.5	2.93339
4	1.65730
4.5	0.38121
5	-0.89488
5.5	-2.17097
6	-3.44705

Çizelge 7.22. Örnek 3'e ait 5. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $\nu = 0.3$
(Kayma deformasyonlar göz önüne alınmıyor)

PROBLEM ADI	: ÖRNEK 3
ELEMAN SAYISI	; 30
DEPLASMAN SAYISI	: 54
ELASTISİTE MODULU	: 21000000
POISSON ORANI	: 0.3
ARA YUKLU EL. SAYISI	: 11
DIREK YUK SAYISI	: 6
ITERASYON SAYISI	: 5

eleman no	ELEMAN UC KUVVETLERİ				
	M _{ij}	M _{ji}	T _{ij}	T _{ji}	N _j
1	9.0114	-1.1671	2.5738	-2.5738	-17.2483
2	11.6384	4.3780	5.2270	-5.2270	-46.7886
3	11.1069	3.2269	4.6992	-4.6992	-32.9631
4	-0.6938	-11.9677	3.8898	8.1102	0.9614
5	-2.5575	-11.0722	2.2741	7.7259	-0.1055
6	1.8609	0.1432	0.6124	-0.6124	-13.3585
7	10.1472	9.1841	6.2939	-6.2939	-36.4044
8	7.8453	6.2469	4.5937	-4.5937	-25.2371
9	-2.3084	-12.0982	2.0986	6.9014	-2.4444
10	-4.3113	-11.7430	0.2892	6.7108	-0.9233
11	2.1652	2.6668	1.5568	-1.5568	-11.2599
12	7.2253	7.5151	4.7728	-4.7728	-29.2137
13	5.4961	5.7829	3.6704	-3.6704	-18.5264
14	-2.9029	-9.4321	1.2774	4.7226	-0.3382
15	-4.7120	-10.2532	-0.3263	5.3263	-0.3813
16	0.2361	-0.4253	-0.1050	0.1050	-9.9825
17	6.6291	8.1280	4.8158	-4.8158	-24.8175
18	4.4703	5.5616	3.2891	-3.2891	-13.2000
19	-1.3498	-10.1650	2.5801	6.4199	-3.1766
20	-1.5986	-9.2812	1.3242	5.6758	-0.6722
21	1.7751	1.6114	1.0716	-1.0716	-7.4024
22	3.6356	3.6958	2.3115	-2.3115	-17.0734
23	3.7196	4.3060	2.6169	-2.6169	-7.5242
24	-1.4415	-10.7831	3.9621	8.0379	-1.3199
25	4.4680	-7.0549	6.8829	7.1171	-0.9341
26	-0.1698	-0.1050	-0.1084	0.1084	-3.4402
27	2.6193	3.1889	1.9256	-1.9256	-2.1527
28	2.7489	2.3055	1.6828	-1.6828	-0.4071
29	0.1050	-3.4567	3.4402	2.5598	-3.6084
30	0.2678	-2.3055	-0.4071	0.4071	-1.6828

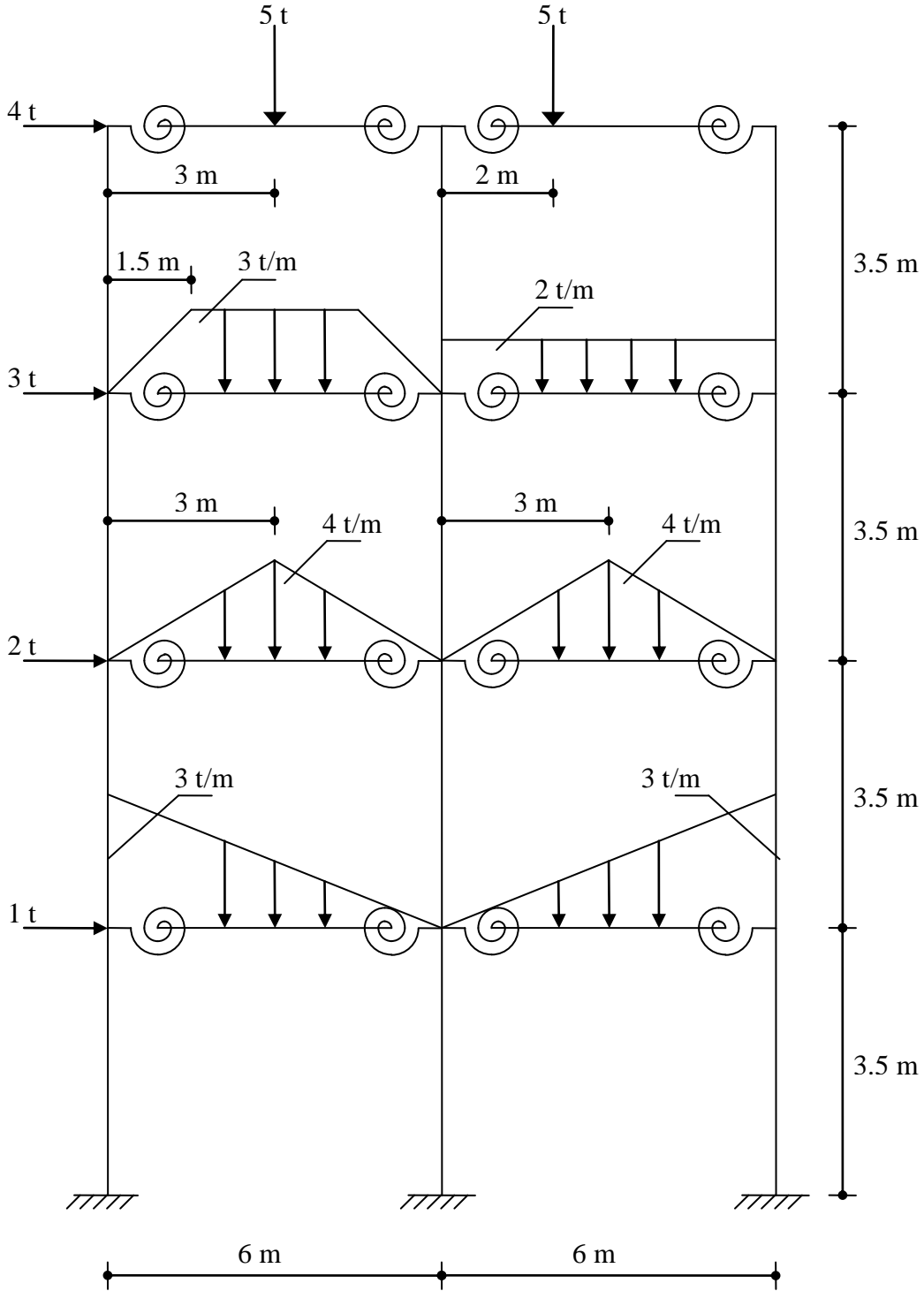
Çizelge 7.23. Örnek 3'e ait 5. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $\nu = 0.3$

Dep. no	UC DEPLASMANLARI
1	7.12844498843361D-03
2	-2.54025026888207D-04
3	-3.719172141497571D-03
4	7.168254129422714D-03
5	-6.890812413973875D-04
6	-2.667334893296949D-03
7	7.164614183860271D-03
8	-4.85465160285834D-04
9	-2.887614278473655D-03
10	1.962262065678128D-02
11	-4.507626155594543D-04
12	-4.346361303107039D-03
13	1.952140435248128D-02
14	-1.225228162746185D-03
15	-3.020468059924837D-03
16	1.948954297601063D-02
17	-8.57146187821017D-04
18	-3.472526538711684D-03
19	3.397736110480702D-02
20	-6.838867033757331D-04
21	-3.979184013292739D-03
22	3.396335490836701D-02
23	-1.830067541486373D-03
24	-2.807001037733473D-03
25	.0339501990431094
26	-1.240714812361859D-03
27	-3.262008416296711D-03
28	4.656753665111362D-02
29	-8.905630719974512D-04
30	-4.462983967073932D-03
31	4.643599998717694D-02
32	-2.343887446285702D-03
33	-1.704459382108664D-03
34	4.641280421016482D-02
35	-1.514007358816589D-03
36	-2.462760190981933D-03
37	.0697412295140175
38	-1.269589194432392D-03
39	-5.284797572006692D-03
40	6.968657462630662D-02
41	-3.21810281348831D-03
42	-1.394790222294382D-03
43	6.965434280012692D-02
44	-1.899270733490356D-03
45	4.80729270059163D-04
46	8.441989227924594D-02
47	-1.445741157425806D-03
48	-4.962747882419003D-03
49	8.427047463959816D-02
50	-3.328327449161785D-03
51	1.425848847317189D-03
52	8.421240622191735D-02
53	-1.920113796881839D-03
54	-1.70550630917373D-03

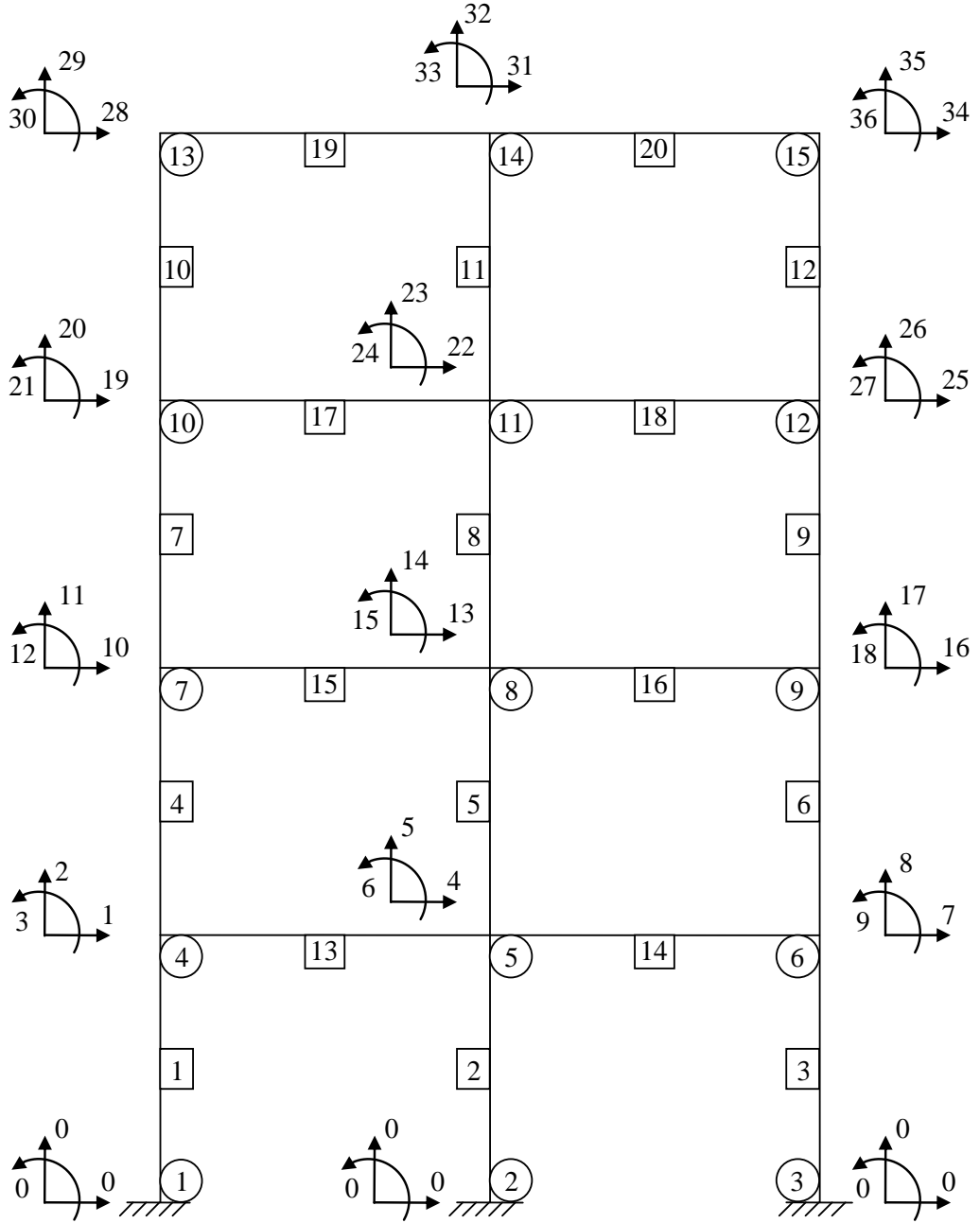
Çizelge 7.24. Örnek 3'e ait sonuçların karşılaştırılması.

Çubuk no	Lineer		Kes. Lineer		NonLineer		Kes. Nonlineer	
	M _i	M _j	M _i	M _j	M _i	M _j	M _i	M _j
1	8.6501	-1.1118	8.8133	-1.1794	8.8396	-1.0986	9.0114	-1.1671
2	11.4367	4.3511	11.4384	4.3037	11.6281	4.4237	11.6384	4.3780
3	10.8956	3.2783	10.9186	3.2053	11.0750	3.3006	11.1069	3.2269
4	-0.5015	-11.8328	-0.5369	-11.8228	-0.6536	-11.9737	-0.6938	-11.9677
5	-2.4687	-10.9615	-2.3874	-10.8942	-2.6353	-11.1351	-2.5575	-11.0722
6	1.6133	0.0115	1.7163	0.0662	1.7522	0.0856	1.8609	0.1432
7	9.9504	9.0505	9.9064	8.9770	10.1853	9.2532	10.1472	9.1841
8	7.6832	6.1911	7.6889	6.1452	7.8345	6.2903	7.8453	6.2469
9	-2.0681	-11.9115	-2.1219	-11.9152	-2.2485	-12.0889	-2.3084	-12.0982
10	-4.1760	-11.5713	-4.1040	-11.5201	-4.3787	-11.7885	-4.3113	-11.7430
11	2.0566	2.5455	2.0557	2.5470	2.1628	2.6621	2.1652	2.6688
12	7.0369	7.3181	7.0422	7.3255	7.2144	7.5014	7.2253	7.5151
13	5.3802	5.6626	5.3749	5.6547	5.4982	5.7878	5.4961	5.7829
14	-2.6563	-9.2494	-2.7233	-9.2664	-2.8299	-9.4104	-2.9029	-9.4321
15	-4.5824	-10.0853	-4.5218	-10.0483	-4.7688	-10.2849	-4.7120	-10.2532
16	0.1109	-0.5388	0.1763	-0.4747	0.1678	-0.4939	0.2361	-0.4253
17	6.5138	7.9883	6.4628	7.9499	6.6777	8.1645	6.6291	8.1280
18	4.4227	5.5031	4.3937	5.4921	4.4971	5.5690	4.4703	5.5616
19	-1.1205	-10.0056	-1.1858	-10.0140	-1.2801	-10.1517	-1.3498	-10.1650
20	-1.4820	-9.1130	-1.4390	-9.0904	-1.6380	-9.2998	-1.5986	-9.2812
21	1.6593	1.4856	1.6605	1.4921	1.7740	1.6068	1.7751	1.6114
22	3.4992	3.5498	3.5031	3.5536	3.6252	3.6805	3.6356	3.6958
23	3.6099	4.1962	3.5983	4.1923	3.7308	4.3109	3.7196	4.3060
24	-1.2984	-10.7381	-1.3216	-10.7223	-1.4179	-10.8217	-1.4415	-10.7831
25	4.5806	-6.9527	4.5777	-6.9448	4.5055	-7.0725	4.4680	-7.0549
26	-0.1871	-0.1560	-0.1705	-0.1340	-0.1889	-0.1460	0.1698	-0.1050
27	2.6077	3.1798	2.5910	3.1660	2.6357	3.2089	2.6193	3.1889
28	2.7565	2.2991	2.7525	2.2950	2.7616	2.3150	2.7489	2.3055
29	0.1560	-3.4554	0.1340	-3.4471	0.1460	-3.4799	0.1050	-3.4567
30	0.2756	-2.2991	0.2811	-2.2950	0.2710	-2.3150	0.2678	-2.3055

Örnek 4. Bu örnekte çelik bir çerçeve ele alınmıştır. Örnek değişik tip ara yükler içerecek şekilde seçilmiştir. Şekil 7.7.'de görülen bu sistemin kodlaması Şekil 7.8.'deki gibi yapılmıştır. Tüm çerçeve elemanları için IPB1000 profilleri seçilmiştir. Seçilen yay katsayıları Çizelge 7.25.'te görülmektedir. Problem önce kayma deformasyonları ihmal edilerek çözülmüş lineer analize karşı gelen birinci iterasyon ile nonlineer analiz sonuçlarına yeterince yaklaşmış olan beşinci iterasyon sonucunda elde edilen eleman kesit tesirleri, düğüm deplasmanları ve ara yüklere sahip kirişlerin ara momentleri tablolarla (Çizelge 7.26.- Çizelge 7.35.) verilmiştir. Daha sonra aynı problem kayma deformasyonlarının etkisini incelemek amacıyla yeniden çözülmüş olup sonuçlar tablolarla gösterilmiştir. Çubukların uç momentlerini Çizelge 7.36. ile karşılaştırma kolaylığı bakımından özetlenmiştir. Bu örnekte tüm yay katsayıları aynı alınarak sıfırdan sonsuza kadar pek çok değer için çözüm yapılmıştır. Bu çözümlerden elde edilen kat seviyelerindeki yatay deplasmanlar ile üç mesnetteki moment değerleri yay katsayılarına bağlı olarak Şekil 7.9. ve Şekil 7.10.'da grafiklerle verilmiştir. Ancak, değişimi iyi görebilmek için seçilen uygun ölçeğe göre yay katsayısının 2 değerinden sonraki kısımları grafiğe dahil edilememiştir. Bu örnek de daha önce Yılmaz (2008) tarafından da rijitlik matrisi yöntemi kullanılarak çözülmüştür. Bulunan sonuçlar Yılmaz (2008) tarafından bulunan sonuçlarla çakışmıştır.



Şekil 7.7. Örnek 4.'ün yükleme durumu



Şekil 7.8. Örnek 4.'ün kodlama durumu

Çizelge 7.25. Örnek 4'e ait veriler.

PROBLEM ADI	: ORNEK 4
ELEMAN SAYISI	; 20
DEPLASMAN SAYISI	: 36
ELASTISITE MODULU	: 2100000
POISSON ORANI	: 0
ARA YUKLU EL. SAYISI	: 8
DIREK YUK SAYISI	: 4
ITERASYON SAYISI	: 1

DUGUM	X	Y
1	0.00	0.00
2	6.00	0.00
3	12.00	0.00
4	0.00	3.50
5	6.00	3.50
6	12.00	3.50
7	0.00	7.00
8	6.00	7.00
9	12.00	7.00
10	0.00	10.50
11	6.00	10.50
12	12.00	10.50
13	0.00	14.00
14	6.00	14.00
15	12.00	14.00

ELAMAN	BOYU	ATALET	ALAN	Ki	Kj	I	J	KOD NUMARALARI							
1	3.50	0.0072200	0.04440	1E9	1E9	4	1	1	2	3	0	0	0		
2	3.50	0.0072200	0.04440	1E9	1E9	5	2	4	5	6	0	0	0		
3	3.50	0.0072200	0.04440	1E9	1E9	6	3	7	8	9	0	0	0		
4	3.50	0.0072200	0.04440	1E9	1E9	7	4	10	11	12	1	2	3		
5	3.50	0.0072200	0.04440	1E9	1E9	8	5	13	14	15	4	5	6		
6	3.50	0.0072200	0.04440	1E9	1E9	9	6	16	17	18	7	8	9		
7	3.50	0.0072200	0.04440	1E9	1E9	10	7	19	20	21	10	11	12		
8	3.50	0.0072200	0.04440	1E9	1E9	11	8	22	23	24	13	14	15		
9	3.50	0.0072200	0.04440	1E9	1E9	12	9	25	26	27	16	17	18		
10	3.50	0.0072200	0.04440	1E9	1E9	13	10	28	29	30	19	20	21		
11	3.50	0.0072200	0.04440	1E9	1E9	14	11	31	32	33	22	23	24		
12	3.50	0.0072200	0.04440	1E9	1E9	15	12	34	35	36	25	26	27		
13	6.00	0.0072200	0.04440	0.5	0.6	4	5	1	2	3	4	5	6		
14	6.00	0.0072200	0.04440	0.6	0.5	5	6	4	5	6	7	8	9		
15	6.00	0.0072200	0.04440	0.5	0.6	7	8	10	11	12	13	14	15		
16	6.00	0.0072200	0.04440	0.6	0.5	8	9	13	14	15	16	17	18		
17	6.00	0.0072200	0.04440	0.5	0.5	10	11	19	20	21	22	23	24		
18	6.00	0.0072200	0.04440	0.6	0.5	11	12	22	23	24	25	26	27		
19	6.00	0.0072200	0.04440	0.5	0.6	13	14	28	29	30	31	32	33		
20	6.00	0.0072200	0.04440	0.6	0.5	14	15	31	32	33	34	35	36		

Çizelge 7.26. Örnek 4'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $\nu = 0$

eleman no	ELEMEN UC KUVVETLERI				
	Mij	Mji	Tij	Tji	Nj
1	-1.3673	10.3883	2.5774	-2.5774	-15.9551
2	1.8021	11.9983	3.9430	-3.9430	-35.3123
3	0.7306	11.4481	3.4796	-3.4796	-26.2326
4	1.5445	3.6055	1.4714	-1.4714	-11.4705
5	6.3290	8.0544	4.1095	-4.1095	-29.5311
6	5.2935	6.6732	3.4191	-3.4191	-18.4983
7	2.0004	-0.0841	0.5475	-0.5475	-7.2426
8	6.9969	5.0259	3.4351	-3.4351	-17.7149
9	6.3022	4.2586	3.0174	-3.0174	-10.5425
10	0.7048	-2.1410	-0.4104	0.4104	-1.6951
11	5.9736	2.5999	2.4496	-2.4496	-5.4835
12	5.0802	1.7825	1.9608	-1.9608	-2.8215
13	-2.2381	-6.8545	4.4846	4.5154	0.1060
14	-3.0019	-7.4038	1.2657	7.7343	-0.0606
15	-1.4604	-9.1720	4.2279	7.7721	-1.0761
16	-2.1829	-9.5522	4.0442	7.9558	-0.4017
17	0.1406	-7.3554	5.5475	7.9525	-2.0421
18	-2.2414	-8.0847	4.2790	7.7210	-1.0566
19	-0.7048	-4.1249	1.6951	3.3049	-4.4104
20	-1.8487	-5.0802	2.1785	2.8215	-1.9608

Çizelge 7.27. Örnek 4'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $v = 0$

Dep. no	UC DEPLASMANLARI
1	2.981830549266549D-03
2	-5.989143166683663D-04
3	-1.356837027294447D-03
4	2.988651556248089D-03
5	-1.325536706848357D-03
6	-1.176853346588065D-03
7	2.984754810345654D-03
8	-9.847081356424332D-04
9	-1.237019686909113D-03
10	8.493796544142215D-03
11	-1.029489564389616D-03
12	-1.594721914643055D-03
13	8.42454875821516D-03
14	-2.434062498953856D-03
15	-1.37599846783886D-03
16	8.398700734160032D-03
17	-1.679090579299166D-03
18	-1.396263409371981D-03
19	1.378330238268869D-02
20	-1.301358197366857D-03
21	-1.354124945361065D-03
22	1.365189181627014D-02
23	-3.099036541642195D-03
24	-1.148496457259648D-03
25	1.358389912450256D-02
26	-2.074830486216166D-03
27	-1.160395531417689D-03
28	1.785122888193346D-02
29	-1.364986213718985D-03
30	-1.025661623202562D-03
31	.0175674222338044
32	-3.304872049578686D-03
33	-7.590973930159315D-04
34	1.744124595592627D-02
35	-2.180742337302922D-03
36	-7.797703494075391D-04

Çizelge 7.28. Örnek 4'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan kirişlerin ara momentleri, $v = 0$

ELEMAN NO : 13
 Mi : -2.238145241224395
 Mj : -6.8545379782684
 Xmax : 2
 Mmax : 5.873917501393461

X	M
0	2.23815
.5	4.11584
1	5.30603
1.5	5.87122
2	5.87392
2.5	5.37661
3	4.44180
3.5	3.13200
4	1.50969
4.5	-0.36262
5	-2.42242
5.5	-4.60723
6	-6.85454

ELEMAN NO : 14
 Mi : -3.001887790436345
 Mj : -7.403770816557937
 Xmax : 2.250087612072874
 Mmax : 4.90054706713128

X	M
0	3.00189
.5	3.62433
1	4.18428
1.5	4.61922
2	4.86667
2.5	4.86411
3	4.54906
3.5	3.85900
4	2.73145
4.5	1.10389
5	-1.08616
5.5	-3.90122
6	-7.40377

8. BİLGİSAYAR PROGRAMININ ÇALIŞTIRILMASI VE ÇEŞİTLİ UYGULAMALAR

ELEMAN NO : 15
Mi : -1.460358760581988
Mj : -9.171975938735766
Xmax : 2.518316168627474
Mmax : 8.558558948030681

X	M
0	1.46036
.5	3.54655
1	5.46608
1.5	7.05228
2	8.13847
2.5	8.55800
3	8.14419
3.5	6.78594
4	4.59436
4.5	1.73611
5	-1.62214
5.5	-5.31373
6	-9.17198

ELEMAN NO : 16
Mi : -2.182859251421693
Mj : -9.552163821057414
Xmax : 2.462974671384223
Mmax : 8.823306315222416

X	M
0	2.18286
.5	4.17716
1	6.00480
1.5	7.49910
2	8.49341
2.5	8.82104
3	8.31535
3.5	6.86521
4	4.58173
4.5	1.63159
5	-1.81855
5.5	-5.60202
6	-9.55216

ELEMAN NO : 17
 Mi : .1405909859628998
 Mj : -7.355410824604821
 Xmax : 2.599176675631004
 Mmax : 8.867988100753459

X	M
0	-0.14059
.5	2.59151
1	5.07361
1.5	7.05570
2	8.32947
2.5	8.85323
3	8.62700
3.5	7.65076
4	5.92453
4.5	3.44829
5	0.26373
5.5	-3.42084
6	-7.35541

ELEMAN NO : 18
 Mi : -2.241416078352483
 Mj : -8.084700365553813
 Xmax : 2.139490296341142
 Mmax : 6.818834806490391

X	M
0	2.24142
.5	4.13091
1	5.52040
1.5	6.40989
2	6.79938
2.5	6.68887
3	6.07836
3.5	4.96785
4	3.35734
4.5	1.24683
5	-1.36368
5.5	-4.47419
6	-8.08470

8. BİLGİSAYAR PROGRAMININ ÇALIŞTIRILMASI VE ÇEŞİTLİ UYGULAMALAR

ELEMAN NO : 19
Mi : -.704781315009259
Mj : -4.124916551266521
Xmax : 3
Mmax : 5.789932381871369

X	M
0	0.70478
.5	1.55231
1	2.39983
1.5	3.24736
2	4.09488
2.5	4.94241
3	5.78993
3.5	4.13746
4	2.48498
4.5	0.83251
5	-0.81997
5.5	-2.47244
6	-4.12492

ELEMAN NO : 20
Mi : -1.848718113168062
Mj : -5.080232164538983
Xmax : 2
Mmax : 6.205734687265712

X	M
0	1.84872
.5	2.93797
1	4.02723
1.5	5.11648
2	6.20573
2.5	4.79499
3	3.38424
3.5	1.97350
4	0.56275
4.5	-0.84799
5	-2.25874
5.5	-3.66949
6	-5.08023

Çizelge 7.29. Örnek 4'e ait 5. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $\nu = 0$

PROBLEM ADI	: ORNEK 4
ELEMAN SAYISI	; 20
DEPLASMAN SAYISI	: 36
ELASTISITE MODULU	: 2100000
POISSON ORANI	: 0
ARA YUKLU EL. SAYISI	: 8
DIREK YUK SAYISI	: 4
ITERASYON SAYISI	: 5

eleman no	ELEMAN UC KUVVETLERI				
	Mij	Mji	Tij	Tji	Nj
1	-1.3752	10.4683	2.5844	-2.5844	-15.9073
2	1.8151	12.0785	3.9392	-3.9392	-35.3141
3	0.7237	11.5230	3.4765	-3.4765	-26.2785
4	1.5848	3.6564	1.4793	-1.4793	-11.4373
5	6.3973	8.1298	4.1043	-4.1043	-29.5331
6	5.3351	6.7234	3.4164	-3.4164	-18.5296
7	2.0438	-0.0776	0.5508	-0.5508	-7.2255
8	7.0561	5.0546	3.4335	-3.4335	-17.7167
9	6.3457	4.2644	3.0157	-3.0157	-10.5579
10	0.7202	-2.1548	-0.4119	0.4119	-1.6882
11	6.0069	2.6008	2.4532	-2.4532	-5.4852
12	5.0970	1.7694	1.9587	-1.9587	-2.8266
13	-2.2812	-6.8987	4.4700	4.5300	0.1050
14	-3.0462	-7.4471	1.2511	7.7489	-0.0601
15	-1.5073	-9.2203	4.2118	7.7882	-1.0715
16	-2.2315	-9.5995	4.0282	7.9718	-0.4007
17	0.1110	-7.3836	5.5373	7.9627	-2.0374
18	-2.2733	-8.1152	4.2688	7.7312	-1.0570
19	-0.7202	-4.1420	1.6882	3.3118	-4.4119
20	-1.8649	-5.0970	2.1734	2.8266	-1.9587

Çizelge 7.30. Örnek 4'e ait 5. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $v = 0$

Dep. no	UC DEPLASMANLARI
1	3.007114229524685D-03
2	-5.971226007789716D-04
3	-1.368433632909103D-03
4	3.013874111660728D-03
5	-1.325605587606345D-03
6	-1.187426555082153D-03
7	3.010007181453821D-03
8	-9.864309707738439D-04
9	-1.248665992533102D-03
10	8.567927044056303D-03
11	-1.026451213514973D-03
12	-1.607527064152531D-03
13	8.498978895006891D-03
14	-2.434203565178623D-03
15	-1.387788897907381D-03
16	8.473196460341181D-03
17	-1.681987863949048D-03
18	-1.409109658216716D-03
19	1.389816432856675D-02
20	-1.297678604072317D-03
21	-1.362676391760334D-03
22	1.376705962463756D-02
23	-3.099243046901292D-03
24	-1.156492704608048D-03
25	1.369904182824638D-02
26	-2.078303574251618D-03
27	-1.16888014623442D-03
28	1.799024684087995D-02
29	-1.361050040355292D-03
30	-1.030851096936416D-03
31	.0177063430534922
32	-3.305142518463096D-03
33	-7.633604362370801D-04
34	1.758030023409504D-02
35	-2.184408041782213D-03
36	-7.848066764208913D-04

Çizelge 7.31. Örnek 4'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $\nu = 0.3$
(Kayma deformasyonlar göz önüne alınmıyor)

PROBLEM ADI	: ORNEK 4
ELEMAN SAYISI	; 20
DEPLASMAN SAYISI	: 36
ELASTISITE MODULU	: 2100000
POISSON ORANI	: 0.3
ARA YUKLU EL. SAYISI	: 8
DIREK YUK SAYISI	: 4
ITERASYON SAYISI	: 1

eleman no	ELEMAN UC KUVVETLERI				
	Mij	Mji	Tij	Tji	Nj
1	-1.5759	10.8463	2.6487	-2.6487	-15.9069
2	1.6153	11.9349	3.8715	-3.8715	-35.4967
3	0.5977	11.5818	3.4798	-3.4798	-26.0964
4	1.5394	3.8673	1.5448	-1.5448	-11.4121
5	6.1610	7.9674	4.0367	-4.0367	-29.6820
6	5.2628	6.7022	3.4186	-3.4186	-18.4059
7	2.1194	0.0385	0.6165	-0.6165	-7.1864
8	6.9398	4.9436	3.3952	-3.3952	-17.8226
9	6.2682	4.1906	2.9882	-2.9882	-10.4910
10	0.8952	-2.0753	-0.3372	0.3372	-1.6636
11	5.8973	2.4977	2.3986	-2.3986	-5.5326
12	5.0484	1.7367	1.9386	-1.9386	-2.8038
13	-2.2913	-6.7397	4.4948	4.5052	0.1039
14	-2.8429	-7.2998	1.3095	7.6905	-0.0613
15	-1.5779	-9.0682	4.2257	7.7743	-1.0718
16	-2.0364	-9.4534	4.0850	7.9150	-0.4303
17	-0.0441	-7.3191	5.5228	7.9772	-2.0463
18	-2.1184	-8.0049	4.3128	7.6872	-1.0496
19	-0.8952	-4.1231	1.6636	3.3364	-4.3372
20	-1.7742	-5.0484	2.1962	2.8038	-1.9386

Çizelge 7.32. Örnek 4'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $\nu = 0.3$

Dep. no	UC DEPLASMANLARI
1	3.443459328643429D-03
2	-5.971058931603818D-04
3	-1.433771712159362D-03
4	3.450145150340811D-03
5	-1.332458431344349D-03
6	-1.191092374815838D-03
7	3.446201680563551D-03
8	-9.795948346544255D-04
9	-1.267787713584066D-03
10	9.476800672589068D-03
11	-1.025487241131865D-03
12	-1.702457250603927D-03
13	9.407831970297762D-03
14	-2.446646700900064D-03
15	-1.39958398666129D-03
16	9.380139573128596D-03
17	-1.670508700610709D-03
18	-1.433916732892926D-03
19	1.523258148443792D-02
20	-1.295247897417039D-03
21	-1.462278387353747D-03
22	1.510090164587449D-02
23	-3.115663122981456D-03
24	-1.169183368162819D-03
25	.015033358052881
26	-2.064314204826723D-03
27	-1.194124909285095D-03
28	1.963160967505783D-02
29	-1.357695943368014D-03
30	-1.119416783974287D-03
31	1.935251322494914D-02
32	-3.323344093575971D-03
33	-7.768047303583772D-04
34	1.922776438712158D-02
35	-2.169560563656608D-03
36	-8.118946211556744D-04

Çizelge 7.33. Örnek 4'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan kirişlerin ara momentleri, $\nu = 0.3$

ELEMAN NO : 13
 Mi : -2.291337560551109
 Mj : -6.739731136455299
 Xmax : 2
 Mmax : 5.947647994882305

X	M
0	2.29134
.5	4.17417
1	5.36949
1.5	5.93982
2	5.94765
2.5	5.45548
3	4.52580
3.5	3.22113
4	1.60396
4.5	-0.26321
5	-2.31789
5.5	-4.49756
6	-6.73973

ELEMAN NO : 14
 Mi : -2.842934042944562
 Mj : -7.299831993766494
 Xmax : 2.288701810093653
 Mmax : 4.841030220067753

X	M
0	2.84293
.5	3.48729
1	4.06914
1.5	4.52599
2	4.79535
2.5	4.81470
3	4.52155
3.5	3.85340
4	2.74776
4.5	1.14211
5	-1.02604
5.5	-3.81918
6	-7.29983

8. BİLGİSAYAR PROGRAMININ ÇALIŞTIRILMASI VE ÇEŞİTLİ UYGULAMALAR

ELEMAN NO : 15
Mi : -1.577873213272254
Mj : -9.068195427588229
Xmax : 2.517634373729609
Mmax : 8.670309779822333

X	M
0	1.57787
.5	3.66292
1	5.58131
1.5	7.16636
2	8.25141
2.5	8.66979
3	8.25484
3.5	6.89544
4	4.70272
4.5	1.84332
5	-1.51607
5.5	-5.20880
6	-9.06820

ELEMAN NO : 16
Mi : -2.036369577828196
Mj : -9.453430962736523
Xmax : 2.47538883104429
Mmax : 8.777733354334185

X	M
0	2.03637
.5	4.05111
1	5.89918
1.5	7.41392
2	8.42866
2.5	8.77673
3	8.29147
3.5	6.86176
4	4.59872
4.5	1.66902
5	-1.76069
5.5	-5.52373
6	-9.45343

ELEMAN NO : 17
 Mi : -4.408923883854055D-02
 Mj : -7.319063125343064
 Xmax : 2.590935979767689
 Mmax : 8.98851311572067

X	M
0	0.04409
.5	2.76383
1	5.23356
1.5	7.20330
2	8.46471
2.5	8.97611
3	8.73751
3.5	7.74892
4	6.01032
4.5	3.52172
5	0.32480
5.5	-3.37213
6	-7.31906

ELEMAN NO : 18
 Mi : -2.118399925618942
 Mj : -8.004893872900023
 Xmax : 2.156392183456753
 Mmax : 6.768427174492324

X	M
0	2.11840
.5	4.02479
1	5.43118
1.5	6.33758
2	6.74397
2.5	6.65036
3	6.05675
3.5	4.96315
4	3.36954
4.5	1.27593
5	-1.31768
5.5	-4.41129
6	-8.00489

8. BİLGİSAYAR PROGRAMININ ÇALIŞTIRILMASI VE ÇEŞİTLİ UYGULAMALAR

ELEMAN NO : 19
Mi : -.8952485043915701
Mj : -4.123055830804546
Xmax : 3
Mmax : 5.886096336793512

X	M
0	0.89525
.5	1.72706
1	2.55886
1.5	3.39067
2	4.22248
2.5	5.05429
3	5.88610
3.5	4.21790
4	2.54971
4.5	0.88152
5	-0.78667
5.5	-2.45486
6	-4.12306

ELEMAN NO : 20
Mi : -1.774211743299498
Mj : -5.04836625206931
Xmax : 2
Mmax : 6.166685744843228

X	M
0	1.77421
.5	2.87233
1	3.97045
1.5	5.06857
2	6.16669
2.5	4.76480
3	3.36292
3.5	1.96104
4	0.55916
4.5	-0.84272
5	-2.24460
5.5	-3.64648
6	-5.04837

Çizelge 7.34. Örnek 4'e ait 5. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $\nu = 0.3$
(Kayma deformasyonlar göz önüne alınmıyor)

PROBLEM ADI	: ORNEK 4
ELEMAN SAYISI	; 20
DEPLASMAN SAYISI	: 36
ELASTISITE MODULU	: 2100000
POISSON ORANI	: 0.3
ARA YUKLU EL. SAYISI	: 8
DIREK YUK SAYISI	: 4
ITERASYON SAYISI	: 5

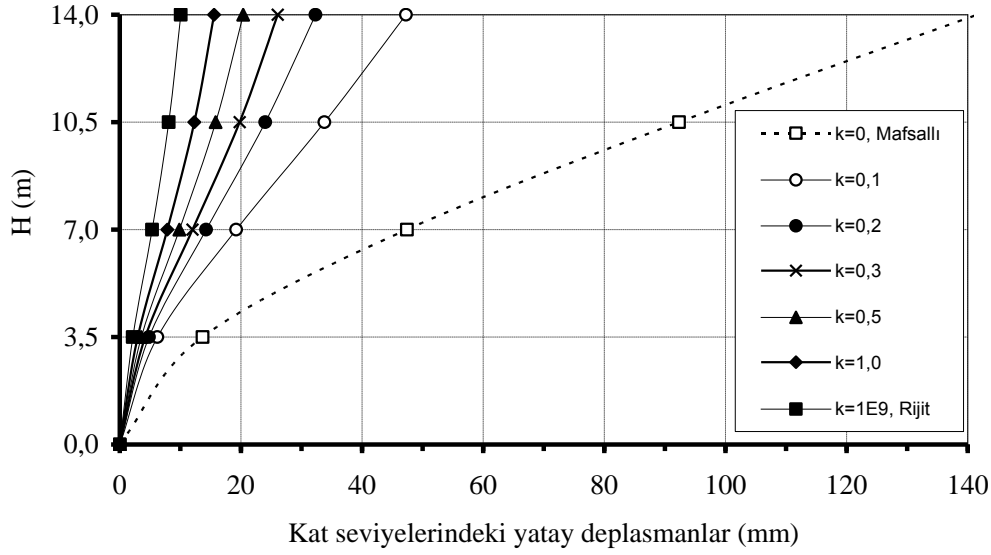
eleman no	ELEMAN UC KUVVETLERI				
	Mij	Mji	Tij	Tji	Nj
1	-1.5888	10.9460	2.6577	-2.6577	-15.8554
2	1.6288	12.0252	3.8658	-3.8658	-35.4984
3	0.5893	11.6690	3.4764	-3.4764	-26.1462
4	1.5842	3.9263	1.5546	-1.5546	-11.3761
5	6.2337	8.0480	4.0295	-4.0295	-29.6839
6	5.3084	6.7577	3.4159	-3.4159	-18.4400
7	2.1674	0.0450	0.6202	-0.6202	-7.1679
8	7.0043	4.9744	3.3932	-3.3932	-17.8243
9	6.3164	4.1965	2.9866	-2.9866	-10.5078
10	0.9139	-2.0905	-0.3383	0.3383	-1.6562
11	5.9324	2.4978	2.4019	-2.4019	-5.5343
12	5.0673	1.7220	1.9364	-1.9364	-2.8095
13	-2.3375	-6.7867	4.4793	4.5207	0.1031
14	-2.8902	-7.3471	1.2938	7.7062	-0.0605
15	-1.6291	-9.1198	4.2083	7.7917	-1.0656
16	-2.0883	-9.5050	4.0679	7.9321	-0.4293
17	-0.0769	-7.3495	5.5117	7.9883	-2.0415
18	-2.1526	-8.0384	4.3017	7.6983	-1.0502
19	-0.9139	-4.1404	1.6562	3.3438	-4.3383
20	-1.7920	-5.0673	2.1905	2.8095	-1.9364

Çizelge 7.35. Örnek 4'e ait 5. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $\nu = 0.3$

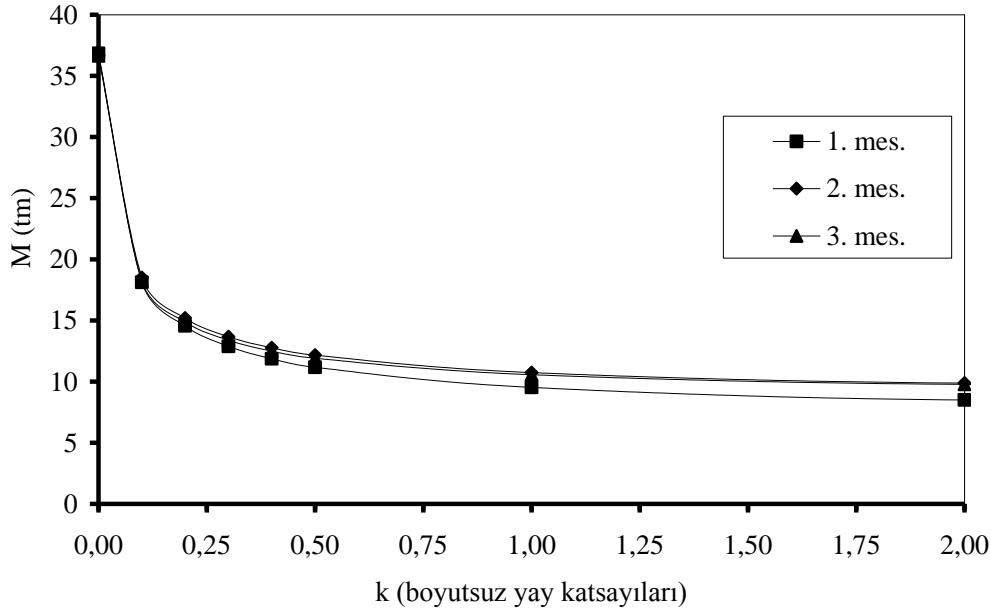
Dep.no	UC DEPLASMANLARI
1	3.474958927675018D-03
2	-5.951734475875358D-04
3	-1.446766611153643D-03
4	3.481594841283299D-03
5	-1.332522472773002D-03
6	-1.202832175593809D-03
7	3.477701624367648D-03
8	-9.814632387986218D-04
9	-1.28107770811628D-03
10	9.567133298670255D-03
11	-1.022204735177285D-03
12	-1.717101689979787D-03
13	9.498562851909332D-03
14	-2.446783531853596D-03
15	-1.412664437059897D-03
16	9.470934747763759D-03
17	-1.673654375611762D-03
18	-1.448565154257514D-03
19	1.537128347327851D-02
20	-1.291268427100083D-03
21	-1.472137092270235D-03
22	1.523991107439633D-02
23	-3.115864582819907D-03
24	-1.178091865208538D-03
25	1.517233370306355D-02
26	-2.068092215305236D-03
27	-1.203892210595156D-03
28	1.979833874976037D-02
29	-1.353438103154995D-03
30	-1.125373975667135D-03
31	.0195191712054238
32	-3.323608143611363D-03
33	-7.816684229697053D-04
34	1.939456291803307D-02
35	-2.173554353834243D-03
36	-8.177831830205011D-04

Çizelge 7.36. Örnek 4'e ait sonuçların karşılaştırılması.

Çubuk no	Lineer		Kes. Lineer		Nonlinear		Kes:Nonlinear	
	M _i	M _j	M _i	M _j	M _i	M _j	M _i	M _j
1	-1.3673	10.3883	-1.5759	10.8463	-1.3752	10.4683	-1.5888	10.9460
2	1.8021	11.9983	1.6153	11.9349	1.8151	12.0785	1.6288	12.0252
3	0.7306	11.4481	0.5977	11.5818	0.7237	11.5230	0.5893	11.6690
4	1.5445	3.6055	1.5394	3.8673	1.5848	3.6564	1.5842	3.9263
5	6.3290	8.0544	6.1610	7.9674	6.3973	8.1298	6.2337	8.0480
6	5.2935	6.6732	5.2628	6.7022	5.3351	6.7234	5.3084	6.7577
7	2.0004	-0.0841	2.1194	0.0385	2.0438	-0.0776	2.1674	0.0450
8	6.9969	5.0259	6.9398	4.9436	7.0561	5.0546	7.0043	4.9744
9	6.3022	4.2586	6.2682	4.1906	6.3457	4.2644	6.3164	4.1965
10	0.7048	-2.1410	0.8952	-2.0753	0.7202	-2.1548	0.9139	-2.0905
11	5.9736	2.5999	5.8973	2.4977	6.0069	2.6008	5.9324	2.4978
12	5.0802	1.7825	5.0484	1.7367	5.0970	1.7694	5.0673	1.7220
13	-2.2381	-6.8545	-2.2913	-6.7397	-2.2812	-6.8987	-2.3375	-6.7867
14	-3.0019	-7.4038	-2.8429	-7.2998	-3.0462	-7.4471	-2.8902	-7.3471
15	-1.4604	-9.1720	-1.5779	-9.0682	-1.5073	-9.2203	-1.6291	-9.1198
16	-2.1829	-9.5522	-2.0364	-9.4534	-2.2315	-9.5995	-2.0883	-9.5050
17	0.1406	-7.3554	-0.0441	-7.3191	0.1110	-7.3836	-0.0769	-7.3495
18	-2.2414	-8.0847	-2.1184	-8.0049	-2.2733	-8.1152	-2.1526	-8.0384
19	-0.7048	-4.1249	-0.8912	-4.1231	-0.7202	-4.1420	-0.9139	-4.1404
20	-1.8487	-5.0802	-1.7742	-5.0484	-1.8649	-5.0970	-1.7920	-5.0673



Şekil 7.9. Örnek 4'ün kat seviyelerindeki yatay deplasmanların yay katsayısı ile değişimi



Şekil 7.10. Örnek 4 için 1, 2 ve 3 nolu mesnetlerdeki momentlerin yay katsayıları ile değişimi

8. SONUÇLAR

Bu çalışmada, uçlarında sonsuz rijit kısımları bulunan ve düğüm noktalarına dönel yaylarla bağlı çubuklardan oluşan düzlemsel çerçevelerin statik analizinde geometrik nonlineerlik incelenmiştir. Analizde kayma şekil değiştirmeleri de göz önüne alınmıştır. Hazırlanan bilgisayar programı ile geometrik nonlineer analizin, gerçek çözüme çok yakın sonuçlar veren rijitlik matrisi yöntemi kullanılması ile, kişisel bilgisayarlarla yapılabileceği anlaşılmıştır.

İki boyutlu ince yapı elemanlarındaki düzlem içi kuvvetler belirli bir düzeyin altında kaldıkları sürece sistemin lineer davranışını bozmazlar. Ancak malzemenin elastisite modülü ile yapı elemanlarının mesnetleniş şekli ve atalet momentlerine bağlı olarak yük belirli bir düzeye çıkınca iç kuvvetler eğilme momentlerine katkıları nedeniyle yapı elemanlarının rijitliğine etki ederek analizin nonlineer olmasına neden olmaktadır.

Yapılan çalışmada uçlarında sonsuz rijit kısımları bulunan ve dönel yaylarla bağlı çubuklardan oluşan düzlemsel çerçevelerin değişik yay katsayıları ile çözümlü karşılaştırılmasıyla aşağıdaki sonuçlar ortaya çıkmıştır.

- Yay katsayıları büyüdükçe uç momentler büyümekte, buna karşılık açıklık momenti küçülmektedir.
- Yay katsayıları büyüdükçe, sistem deplasmanları küçülmekte, yay katsayıları limit olarak sonsuz büyük değerler aldığı zaman sistem her yayla bağlı noktada rijit bağlıymış gibi davranmaktadır.
- Sistemdeki yay katsayıları küçüldükçe, sistem deplasman değerleri büyümektedir. Yay katsayılarının sıfır limit değere varması durumunda sistem yay bulunan noktalarda mafsalla bağlıymış gibi davranmaktadır.

Ayrıca bazı hallerde, yapı elemanlarının kesit yükseklikleri, açıklıklarının yanında oldukça büyük değerler aldığı kayma şekil değiştirmelerinin etkisi de önemli olmaktadır. Bunun yanında artan rijitlikleri nedeniyle lineer davrandıkları gözlenmiştir. Özellikle nonlineer analize gerek duyulan problemler, yüksek dayanımlı malzemeler ile yapılan narin yapılar ile ilgili problemlerdir.

9. KAYNAKLAR

- Girjavalabhan, C.V. 1969. Analysis of Shear Wall Openings. Journal of The Structural Division, ASCE, 95(10): 2093-2103
- Ghali. A., Neville, A.M. 1971. Structural Analysis. Bizim Büro Basımevi, 779, Ankara.
- Ackroyd, M.H., Gerstle, K.H. 1983. Elastic Stability of Flexibly Connected Frames. Journal of Structural Engineering, ASCE, 109 (1): 241-245.
- Çakıroğlu, A., Çetmeli, E. 1983. Yapı Statiği. Matbaa Teknisyenleri Basım Evi, 411, İstanbul.
- Dündar, C., Kırıl, E. 1986. Perdeli Yapı Sistemlerinin Bilgisayar İle Hesabı. T.M.M.O.B. Yayınları, Teknik Yayınevi, 195, Ankara
- Dinçer, R. 1989. Kesme Kuvvetini Hesaba Katarak Uçlarında Rijit Bölgeler Bulunan Çubuklardan Oluşan Düzlemsel Çerçevelerin Nonlinear Analizi İçin Bir Bilgisayar Programı. Yüksek Lisans Tezi, Çukurova Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana. 185.
- Aksoğan, O., Akkaya, F. 1991. A Computer Program For The Analysis of Flexibly Connected Frames. Ç.Ü.J.FAC.ENG.ARCH., 6 (2): 25-41.
- Aksoğan, O., Görgün, H. 1993. The Nonlinear Analysis of Planar Frames Composed of Flexibly Connected Members. Ç.Ü.J.FAC.ENG.ARCH., 8 (2): 117-129.
- Aksoğan, O., Oskouei, A.V., Akavcı, S.S. 1993. Uçlarında Rijit Bölgeler Bulunan Elastik Bağlı Çubuklardan Oluşan Çerçevelerin Nonlinear Analizi. 7. Prefabrikasyon Sempozyumu Bildirileri, İstanbul, XI-1-21.
- Aksoğan, O., Akavcı, S. S. 1994. Uçlarında Rijit Bölgeler Bulunan Dönel Yaylı Çubuklardan Oluşan Düzlemsel Çerçevelerin Stabilite Analizi. Ç.Ü.J.FAC.ENG.ARCH., Special Issue: 1-13.
- Aksoğan, O., Akavcı, S. S., Görgün, H. 2005. Analysis Of Frames With Flexible Connections. Ç.Ü.J.FAC.ENG.ARCH., 20 (1): 1-11.
- Azizinamini, A., Radzinski, J.B. 1989. Static and Cyclic Performance of Semi-Rigid Steel Beam-to-Column Connections. Journal of Structural Engineering, ASCE, 115 (12): 2979-2999.
- Cunningham, R. 1990. Some Aspects of Semi-Rigid Connections in Structural Steelwork. The Structural Engineering, 68 (5): 85-92.

Erdem, H., Aksoğan O.1994. The Analysis of Frames Consisting of Members Connected to Their Rigid End Sections By Nonlinear Rotational Springs. Ç.Ü.J.FAC.ENG.ARCH., 9 (1): 33-46.

Görgün, H., Yılmaz, S., Aksoğan, O. 2008. The Linear Analysis of Planar Frames Composed of Flexibly Connected Members Taking Shear Deformations Into Consideration. Ç.Ü.J.FAC.ENG.ARCH., 23 (1): 1-14.

Görgün, H., Yılmaz, S., Aksoğan, O. 2008. The Nonlinear Analysis of Planar Frames Composed of Flexibly Connected Members Taking Shear Deformations Into Consideration. Ç.Ü.J.FAC.ENG.ARCH., 23 (1): 15-28.

Görgün, H., Yılmaz, S. 2008. The Nonlinear Analysis of Frames With Semi-Rigid Connections And Shear Deformations. Proceedings of The Ninth Internatioal Conference On Computational Structurel Technology (B.H.V. Topping And M. Papadrakakis. Editors) Civil-Comp Press, Stirlingshire, Scotland, 1-13.

Görgün, H., Yılmaz, S. 2008. The Nonlinear Analysis of Planar Frames Composed of Flexibly Connected Members Considering The Shear Effect On The Bending. Proceedings of The 8th International Congress On Advances In Civil Engineering, Eastern Mediterranean University, Famagusta, North Cyprus, 141-149.

Livesly, R.K. 1964. Matrix Methods of Structural Analysis. Pergamon Pres. Inc., New York.

Monforton, A.R., Wu, T.S., 1963. Matrix Analysis of Semi-Rigidly Connected Frames. Journal of Structural Division, ASCE, 89: 13-42.

Romstad, K.M., Subraminian, C.V. 1970. Analysis of Frames With Partial Connection Rigidity. Journal of Structural Division, ASCE, 96: 2283-2300.

Popov, E.P., Petersson, H. 1979. Program Subwall, Finite Element Analysis of Structural Walls. Journal ACI,

Stelmack, T.W., Marley, M.J., Gerstle, K.H. 1986. Analysis And Tests of Flexibly Connected Steel Frames. Journal of Structural Engineering, 112 (7): 1573-1588.

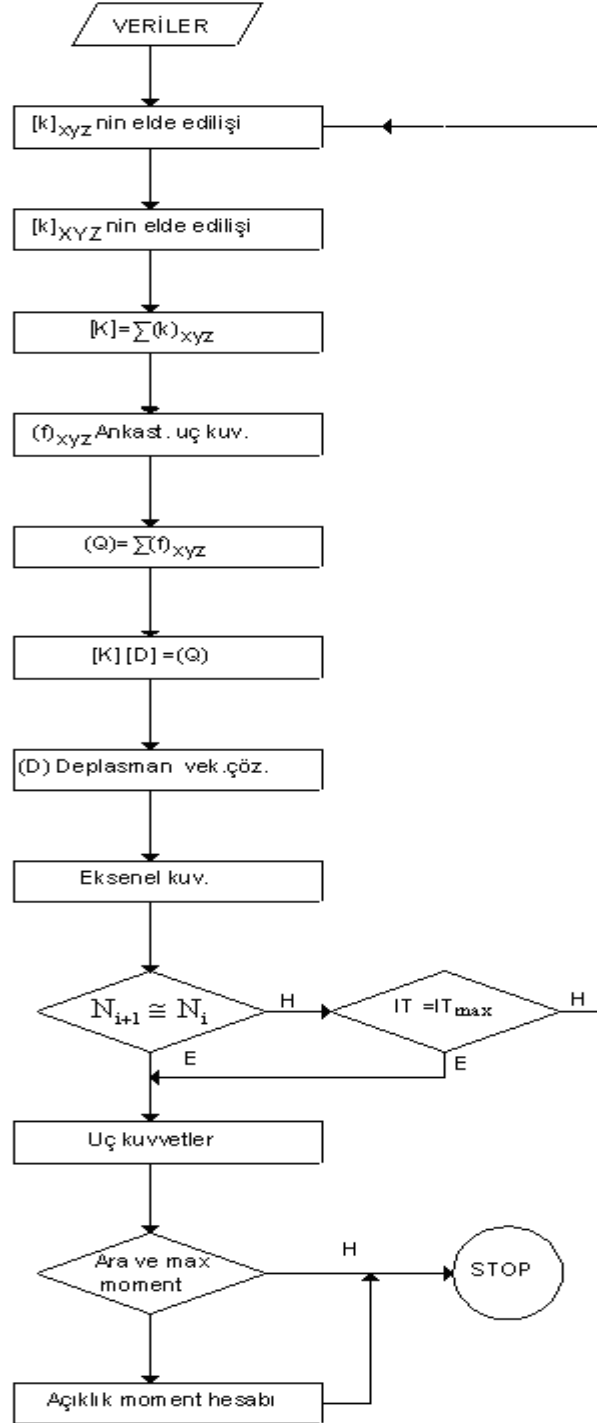
Yu, CR., Shanmugam, N.E. 1986. Stability of Frames With Semi-Rigid Joints, Comput. Struct, 23 (5): 639-468.

Yılmaz, S. 2008. Kesme Kuvvetini Hesaba Katarak Dügüm Noktalarına Dönel Yaylarla Bağlı Çubuklardan Oluşan Düzlemsel Çerçvelerin Nonlineer Analizi. Yüksek Lisans Tezi, Dicle Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Diyarbakır. 124.

EKLER

Ek - 1 : Akış Diyagramı

PROGRAM AKIŞ DİYAGRAMI



Ek - 2 : Örnek 4'ün Veri Dosyası

- I Eleman sayısı, deplasman sayısı, ara yüklü eleman sayısı, direk yük sayısı, elastik mesnet sayısı, elastisite modülü, poisson oranı ve iterasyon sayısı.
- II Sırasıyla; eleman no, eleman tarifi, kesit alanı, atalet momenti, yay katsayıları ve kod numaraları.
- III Mesnetler dahil düğüm sayısı ve sırasıyla, düğüm numarası, x ve y koordinatları.
- IV Ara yüklü eleman no, yük sayısı ve sırasıyla, yükün çeşidi, yükün şiddeti, yükün i ucundan mesafesi.
- V Direk yüklerin deplasman doğrultuları ve şiddetleri.

20	36	8	4	0	0	0.21E+07	0.3	1] I				
1	4	1	0.0444	0.00722	1E9	1E9	1	2	3	0	0	0] II
2	5	2	0.0444	0.00722	1E9	1E9	4	5	6	0	0	0	
3	6	3	0.0444	0.00722	1E9	1E9	7	8	9	0	0	0	
4	7	4	0.0444	0.00722	1E9	1E9	10	11	12	1	2	3	
5	8	5	0.0444	0.00722	1E9	1E9	13	14	15	4	5	6	
6	9	6	0.0444	0.00722	1E9	1E9	16	17	18	7	8	9	
7	10	7	0.0444	0.00722	1E9	1E9	19	20	21	10	11	12	
8	11	8	0.0444	0.00722	1E9	1E9	22	23	24	13	14	15	
9	12	9	0.0444	0.00722	1E9	1E9	25	26	27	16	17	18	
10	13	10	0.0444	0.00722	1E9	1E9	28	29	30	19	20	21	
11	14	11	0.0444	0.00722	1E9	1E9	31	32	33	22	23	24	
12	15	12	0.0444	0.00722	1E9	1E9	34	35	36	25	26	27	
13	4	5	0.0444	0.00722	0.50	0.60	1	2	3	4	5	6	
14	5	6	0.0444	0.00722	0.60	0.50	4	5	6	7	8	9	
15	7	8	0.0444	0.00722	0.50	0.60	10	11	12	13	14	15	
16	8	9	0.0444	0.00722	0.60	0.50	13	14	15	16	17	18	
17	10	11	0.0444	0.00722	0.50	0.50	19	20	21	22	23	24	
18	11	12	0.0444	0.00722	0.60	0.50	22	23	24	25	26	27	
19	13	14	0.0444	0.00722	0.50	0.60	28	29	30	31	32	33	
20	14	15	0.0444	0.00722	0.60	0.50	31	32	33	34	35	36	

15			
1	0.	0.	
2	6.	0.	
3	12.	0.	
4	0.	3.5	
5	6.	3.5	
6	12.	3.5	
7	0.	7.	
8	6.	7.	III
9	12.	7.	
10	0.	10.5	
11	6.	10.5	
12	12.	10.5	
13	0.	14.	
14	6.	14.	
15	12.	14.	

13	1	}	IV
3	3.		
0.0			
14	1		
3	0.		
3.0			
15	1		
5	4.		
3.0			
16	1		
5	4.		
3.0			
17	1		
4	3.		
1.5			
18	1		
1	2.		
19	1		
2	5.		
3.0			
20	1		
2	5.		
2.0			
1	1.0	}	V
10	2.0		
19	3.0		
28	4.0		

Ek - 3 : Program Listesi

```
5 DEFDBL A-Z
10 DIM XY(30, 2), F(6, 6), M(6, 6), T(3, 3), H(3, 3), KOD(30, 6)
    V(30, 12)
20 DIM P(30, 2), UZ(20, 4), BI(30), DI(30), K1(30), K2(30), WP(20, 4)
    EU(30), XMAX(30)
30 DIM W(30, 6), S(30), C(30), A(30), I(30), Q(55), PC(30), CI(30)
    DY(55)
40 DIM YK(20), UC(30, 2), N(30, 2), R(30), Y(30, 6), L(30), MMAX(30)
    WG(20, 4)
50 DIM KB(55, 55), DEG(20, 4), SH(3, 3), HT(3, 3), XIJ(3, 3)
    MM(30, 30)
60 REM
70 REM BU PROGRAM RIJITLIK MATRISI YONTEMI ILE KAYMA
75 REM SEKIL DEGISTIRMELERI DE GOZ ONUNDE TUTULARAK
80 REM DUGUM NOKTALARINA DONEL YAYLARLA BAGLI
90 REM CUBUKLARDAN OLUSAN DUZLEM CERCEVE VE SUREKLI
100 REM KIRISLERIN LINEER VE NONLINEER ANALIZINI YAPAR..
110 REM
120 REM ES=eleman sayisi, DS=deplasman sayisi
130 REM EM=elastisite modulu
140 REM KM=kayma modulu, KK=kesite bağlı sabit
150 CLS
180 PRINT "                NONLINEER ANALIZ PROGRAMI      "
210 PRINT "VERI DOSYASI ADI      :";
220 INPUT "", VER$
225 PRINT "CIKTI DOSYASI ADI      :";
227 INPUT "", DOS$
230 OPEN "I", #1, VER$
240 INPUT #1, ES
250 INPUT #1, DS
260 INPUT #1, YS
270 INPUT #1, DYS
280 INPUT #1, RBS
290 INPUT #1, EMS
300 INPUT #1, EM
310 INPUT #1, PO
320 INPUT #1, ITSAY
330 FOR I = 1 TO ES
340 INPUT #1, N
350 INPUT #1, UC(N, 1)
360 INPUT #1, UC(N, 2)
370 INPUT #1, A(N)
380 INPUT #1, I(N)
385 INPUT #1, K1(N)
386 INPUT #1, K2(N)
390 FOR J = 1 TO 6
400 INPUT #1, KOD(N, J)
410 NEXT J
420 NEXT I
430 INPUT #1, DSAY
440 FOR N = 1 TO DSAY
445 INPUT #1, N
450 INPUT #1, XY(N, 1)
460 INPUT #1, XY(N, 2)
470 NEXT N
480 FOR N = 1 TO ES
490 I = UC(N, 1)
```

```

500 J = UC(N, 2)
510 LX = XY(J, 1) - XY(I, 1)
520 LY = XY(J, 2) - XY(I, 2)
530 L(N) = SQR(LX ^ 2 + LY ^ 2)
540 C(N) = LX / L(N)
550 S(N) = LY / L(N)
560 NEXT N
570 PI = 4 * ATN(1)
580 IF RBS = 0 THEN 650
590 FOR I = 1 TO RBS
600 INPUT #1, N
610 INPUT #1, DI(N)
620 INPUT #1, BI(N)
630 L(N) = L(N) - DI(N) - BI(N)
640 NEXT I
650 IF YS = 0 THEN 800
660 FOR S = 1 TO YS
670 INPUT #1, P(S, 1)
680 INPUT #1, P(S, 2)
690 FOR M = 1 TO P(S, 2)
700 INPUT #1, DEG(S, M)
710 INPUT #1, WP(S, M)
720 IF DEG(S, M) = 3 THEN 740
730 GOTO 750
740 INPUT #1, WG(S, M)
750 IF DEG(S, M) = 1 THEN 780
760 IF DEG(S, M) = 3 THEN 780
770 INPUT #1, UZ(S, M)
780 NEXT M
790 NEXT S
800 IF DYS = 0 THEN 810 ELSE GOSUB 3850
810 IF EMS = 0 THEN 820 ELSE GOSUB 3910
820 IF PO = 0 THEN 840
830 KM = EM / 2 / (1 + PO): KK = 5 / 6
840 FOR I = 1 TO ES
850 EU(I) = PI ^ 2 * I(I) * EM / L(I) ^ 2
860 FOR J = 1 TO 5
870 IJ = J + 1
880 FOR Z = IJ TO 6
890 IF (KOD(I, J) = 0 OR KOD(I, Z) = 0) THEN 920
900 K = ABS(ABS(KOD(I, J)) - ABS(KOD(I, Z)))
910 IF K > IBND THEN IBND = K
920 NEXT Z, J, I
930 IBND = IBND + 1
940 CLS
950 COLOR 16, 7
960 LOCATE 12, 30: PRINT " LUTFEN BEKLEYINIZ "
970 COLOR 2, 0
980 LOCATE 2, 65: PRINT "iterasyon :"; SAYI + 1
990 FOR T = 1 TO DS
1000 FOR U = 1 TO IBND
1010 KB(T, U) = 0
1020 NEXT U, T
1030 FOR A = 1 TO DS
1040 Q(A) = DY(A)
1050 NEXT A
1060 IF EMS = 0 THEN 1100
1070 FOR I = 1 TO DS
1080 KB(I, 1) = KB(I, 1) + YK(I)

```

```

1090 NEXT I
1095 REM ** ELEMEN RIJITLIK MATRISLERI **
1100 FOR N = 1 TO ES
1110 KE = KK * KM * A(N)
1120 FOR I = 1 TO 3
1130 FOR J = 1 TO 3
1140 XIJ(I, J) = 0: T(I, J) = 0
1150 NEXT J, I
1160 IF KE = 0 THEN 1200
1170 WR = EM * I(N) / L(N) ^ 2 / KE
1180 R(N) = ABS(N(N, 2) / EU(N) / (1 + EU(N) / KE))
1190 GOTO 1220
1200 WR = 0
1210 R(N) = ABS(N(N, 2) / EU(N))
1220 IF ABS(R(N)) < .001 THEN 1370
1230 IF KE = 0 THEN SR = 1 ELSE SR = 1 - N(N, 2) / KE
1240 U = L(N) * SQR(ABS(N(N, 2) / (EM * I(N) * SR)))
1245 AA = U / L(N)
1250 IF N(N, 2) < -1E-30 THEN 1300
1260 CS = COS(U)
1270 SN = SIN(U)
1280 XX = 1
1290 GOTO 1330
1300 CS = (EXP(U) + EXP(-U)) / 2
1310 SN = (EXP(U) - EXP(-U)) / 2
1320 XX = -1
1330 KA = 4 * EM * I(N) * K1(N) / L(N) :
      KB = 4 * EM * I(N) * K2(N) / L(N)
1333 HH1 = (AA * EM * I(N) * (N(N, 2) * L(N)
      + XX * (KA + KB)) - U * XX * KA * KB * SR) * SN
1334 HH2 = -XX * (N(N, 2) * L(N) * (KA + KB)
      + 2 * XX * KA * KB) * CS + 2 * KA * KB
1335 H = HH1 + HH2
1340 UU = U * (-XX * KA * KB * SN + U * XX * KA * KB * SR) / H
1350 OO2 = U * ((N(N, 2) * L(N) * KB + XX * KA * KB) * SN
      - U * XX * KA * KB * CS * SR) / H
1355 OO1 = U * ((N(N, 2) * L(N) * KA + XX * KA * KB) * SN
      - U * XX * KA * KB * CS * SR) / H
1360 GOTO 1390
1370 B1 = 1 / 4 / K1(N) : B2 = 1 / 4 / K2(N) : B3 = WR
1371 H = 4 * (3 * B1 * B2 + B1 + B2) + 12 * (B1 + B2 + 1) * B3 + 1
1372 UU = (2 - 12 * B3) / H
1375 OO2 = (4 * (3 * B1 + 1) + 12 * B3) / H
1380 OO1 = (4 * (3 * B2 + 1) + 12 * B3) / H
1390 W(N, 6) = OO2
1395 W(N, 5) = OO1
1400 W(N, 4) = UU
1405 W(N, 3) = W(N, 5) + W(N, 4)
1410 W(N, 2) = W(N, 6) + W(N, 4)
1420 W(N, 1) = W(N, 2) + W(N, 3) - (N(N, 2) * L(N) ^ 2) / EM / I(N)
1430 X11 = A(N) * EM / L(N)
1440 X22 = W(N, 1) * EM * I(N) / L(N) ^ 3
1450 X32 = W(N, 3) * EM * I(N) / L(N) ^ 2
1460 X33 = W(N, 5) * EM * I(N) / L(N)
1465 X62 = W(N, 2) * EM * I(N) / L(N) ^ 2
1466 X63 = W(N, 4) * EM * I(N) / L(N)
1467 X66 = W(N, 6) * EM * I(N) / L(N)
1470 T(1, 1) = C(N)
1480 T(2, 2) = C(N)

```

```

1490 T(1, 2) = S(N)
1500 T(2, 1) = -S(N)
1510 T(3, 3) = 1
1520 XIJ(1, 1) = X11
1530 XIJ(2, 2) = X22
1540 XIJ(3, 2) = X32 + X22 * DI(N)
1550 XIJ(2, 3) = XIJ(3, 2)
1560 XIJ(3, 3) = X33 + 2 * X32 * DI(N) + X22 * DI(N) ^ 2
      - N(N, 2) * DI(N)
1570 GOSUB 3720
1580 FOR X = 1 TO 3
1590 FOR Y = 1 TO 3
1600 M(X, Y) = XIJ(X, Y)
1610 XIJ(X, Y) = 0
1620 NEXT Y, X
1630 XIJ(1, 1) = -X11
1640 XIJ(2, 2) = -X22
1650 XIJ(3, 2) = X62 + X22 * BI(N)
1660 XIJ(2, 3) = -X32 - X22 * DI(N)
1670 XIJ(3, 3) = X63 + X32 * BI(N) + X62 * DI(N) + X22 * DI(N) * BI(N)
1680 GOSUB 3720
1690 FOR I = 1 TO 3
1700 FOR J = 1 TO 3
1710 IJ = I + 3
1720 M(IJ, J) = XIJ(I, J)
1730 XIJ(I, J) = 0
1740 NEXT J, I
1750 XIJ(1, 1) = X11
1760 XIJ(2, 2) = X22
1770 XIJ(3, 2) = -X62 - X22 * BI(N)
1780 XIJ(3, 3) = X66 + 2 * X62 * BI(N) + X22 * BI(N) ^ 2
      - N(N, 2) * BI(N)
1790 XIJ(2, 3) = XIJ(3, 2)
1800 GOSUB 3720
1810 FOR I = 1 TO 3
1820 FOR J = 1 TO 3
1830 HT(I, J) = 0
1840 SH(I, J) = 0
1850 IX = I + 3
1860 JX = J + 3
1870 M(IX, JX) = XIJ(I, J)
1880 NEXT J, I
1890 FOR I = 1 TO 6
1900 FOR J = 1 TO 6
1910 M(I, J) = M(J, I)
1920 NEXT J, I
1930 FOR I = 1 TO 6
1935 REM ** SISTEM RIJITLIK MATRISI
1936 REM ** OLUSTURULUYOR *****
1940 KN = ABS(KOD(N, I))
1950 IF KN = 0 THEN 2050
1960 K1 = KN / KOD(N, I)
1970 FOR J = 1 TO 6
1980 LN = ABS(KOD(N, J))
1990 IF LN = 0 THEN 2040
2000 K2 = LN / KOD(N, J)
2010 IF LN < KN THEN 2040
2020 WA = LN - KN + 1
2030 KB(KN, WA) = KB(KN, WA) + M(I, J) * K1 * K2

```

```

2040 NEXT J
2050 NEXT I
2060 NEXT N
2070 GOSUB 4450
2080 GOSUB 3970
2090 F(4, 3) = 0
2100 F(4, 6) = 0
2105 REM ** EKSENEL KUVVETLER BULUNUR **
2110 FOR N = 1 TO ES
2120 N(N, 1) = 0
2130 NX = A(N) * EM / L(N)
2140 F(4, 1) = -C(N) * NX
2150 F(4, 2) = -S(N) * NX
2160 F(4, 4) = -F(4, 1)
2170 F(4, 5) = -F(4, 2)
2180 FOR I = 1 TO 6
2190 KN = KOD(N, I)
2200 IF KN = 0 THEN 2240
2210 KNO = ABS(KN)
2220 K1 = KNO / KN
2230 N(N, 1) = N(N, 1) + F(4, I) * Q(KNO) * K1
2240 NEXT I, N
2250 SS = 0
2260 FOR N = 1 TO ES
2270 CIK = N(N, 1) + N(N, 2)
2280 TOP = ABS(N(N, 1)) + ABS(N(N, 2))
2290 IF TOP < .001 THEN 2320
2300 BOL = ABS(CIK / TOP)
2310 IF BOL > .001 THEN SS = 1
2320 NEXT N
2330 FOR N = 1 TO ES
2340 N(N, 2) = -N(N, 1)
2350 NEXT N
2360 SAYI = SAYI + 1
2370 IF SAYI = ITSAY THEN 2390
2380 IF SS = 1 THEN 940
2385 REM ** ELEMEN RIJITLIK MATRISI
2386 REM TRANSFORMASYON MATRISLERI ILE CARPILARAK
2387 REM F(I,J) LER BULUNUYOR **
2390 FOR N = 1 TO ES
2400 IF R(N) < .001 THEN N(N, 1) = 0
2410 X1 = A(N) * EM / L(N)
2420 X2 = W(N, 1) * EM * I(N) / L(N) ^ 3
2430 X3 = W(N, 3) * EM * I(N) / L(N) ^ 2
2440 X4 = W(N, 5) * EM * I(N) / L(N)
2450 X5 = W(N, 4) * EM * I(N) / L(N)
2452 X6 = W(N, 2) * EM * I(N) / L(N) ^ 2
2455 X7 = W(N, 6) * EM * I(N) / L(N)
2460 IX = X3 + X2 * DI(N)
2470 F(3, 1) = -S(N) * IX
2480 F(3, 2) = C(N) * IX
2490 F(3, 3) = X4 + 2 * X3 * DI(N) + X2 * DI(N) ^ 2 + N(N, 1) * DI(N)
2500 F(3, 4) = -F(3, 1)
2510 F(3, 5) = -F(3, 2)
2520 F(3, 6) = X5 + X3 * BI(N) + X6 * DI(N) + X2 * DI(N) * BI(N)
2530 IY = X6 + X2 * BI(N)
2540 F(6, 1) = -S(N) * IY
2550 F(6, 2) = C(N) * IY
2560 F(6, 3) = X5 + X3 * BI(N) + X6 * DI(N) + X2 * DI(N) * BI(N)

```

```

2570 F(6, 4) = -F(6, 1)
2580 F(6, 5) = -F(6, 2)
2590 F(6, 6) = X7 + 2 * X6 * BI(N) + X2 * BI(N) ^ 2 + N(N, 1) * BI(N)
2600 IX = A(N) * EM / L(N)
2610 F(4, 1) = -C(N) * IX
2620 F(4, 2) = -S(N) * IX
2630 F(4, 3) = 0
2640 F(4, 4) = -F(4, 1)
2650 F(4, 5) = -F(4, 2)
2660 F(4, 6) = 0
2670 FOR J = 1 TO 6
2680 F(1, J) = -F(4, J)
2690 NEXT J
2700 F(2, 1) = -S(N) * X2
2710 F(2, 2) = C(N) * X2
2720 F(2, 3) = X3 + X2 * DI(N)
2730 F(2, 4) = -F(2, 1)
2740 F(2, 5) = -F(2, 2)
2750 F(2, 6) = X6 + X2 * BI(N)
2760 FOR I = 1 TO 6
2770 F(5, I) = -F(2, I)
2780 NEXT I
2785 REM ** ELEMAN UC KUVVETLERI
2786 REM     BULUNUYOR          **
2790 FOR I = 1 TO 6
2800 Y(N, I) = 0
2810 FOR J = 1 TO 6
2820 KD = KOD(N, J)
2830 IF KD = 0 THEN 2870
2840 KDU = ABS(KD)
2850 K1 = KDU / KD
2860 Y(N, I) = Y(N, I) + F(I, J) * Q(KDU) * K1
2870 NEXT J, I, N
2880 FOR N = 1 TO ES
2890 FOR K = 1 TO 6
2900 Y(N, K) = Y(N, K) + V(N, K + 6)
2910 NEXT K, N
3000 GOTO 12350
3010 REM ** KOORDINAT DONUSUMU **
3720 FOR I = 1 TO 3
3730 FOR J = 1 TO 3
3740 H(I, J) = 0
3750 FOR K = 1 TO 3
3760 H(I, J) = H(I, J) + T(K, I) * XIJ(K, J)
3770 NEXT K, J, I
3780 FOR I = 1 TO 3
3790 FOR J = 1 TO 3
3800 XIJ(I, J) = 0
3810 FOR K = 1 TO 3
3820 XIJ(I, J) = XIJ(I, J) + H(I, K) * T(K, J)
3830 NEXT K, J, I
3840 RETURN
3850 REM ** DIREK YUKLER **
3860 FOR I = 1 TO DYS
3870 INPUT #1, YD
3880 INPUT #1, DY(YD)
3890 NEXT I
3900 RETURN
3910 REM **ELASTIK MESNET **

```

```

3920 FOR J = 1 TO EMS
3930 INPUT #1, YD
3940 INPUT #1, YK(YD)
3950 NEXT J
3960 RETURN
3970 NRS = DS - 1
3980 NR = DS
3990 FOR N = 1 TO NRS
4000 M = N - 1
4010 IF IBND < NR - M THEN 4030
4020 MR = NR - M: GOTO 4040
4030 MR = IBND
4040 PIVOT = KB(N, 1)
4050 FOR L = 2 TO MR
4060 CP = KB(N, L) / PIVOT
4070 I = M + L
4080 J = 0
4090 FOR K = L TO MR
4100 J = J + 1
4110 KB(I, J) = KB(I, J) - CP * KB(N, K)
4120 NEXT K
4130 KB(N, L) = CP
4140 NEXT L
4150 NEXT N
4160 FOR N = 1 TO NRS
4170 M = N - 1
4180 IF IBND < NR - M THEN 4210
4190 MR = NR - M
4200 GOTO 4220
4210 MR = IBND
4220 CP = Q(N)
4230 Q(N) = CP / KB(N, 1)
4240 FOR L = 2 TO MR
4250 I = M + L
4260 Q(I) = Q(I) - KB(N, L) * CP
4270 NEXT L
4280 NEXT N
4290 Q(NR) = Q(NR) / KB(NR, 1)
4300 FOR I = 1 TO NRS
4310 N = NR - I
4320 M = N - 1
4330 IF IBND < (NR - M) THEN 4360
4340 MR = NR - M
4350 GOTO 4370
4360 MR = IBND
4370 FOR K = 2 TO MR
4380 L = M + K
4390 Q(N) = Q(N) - KB(N, K) * Q(L)
4400 NEXT K
4410 NEXT I
4420 COLOR 2, 0
4430 RETURN
4440 REM * ANKASTRELIK UC KUVVETLERI *
4450 F(1, 1) = 0: F(4, 1) = 0
4460 FOR X = 1 TO ES
4470 FOR Z = 1 TO 6
4480 V(X, Z) = 0: NEXT Z, X
4490 FOR O = 1 TO YS
4500 FOR G = 1 TO P(O, 2)

```



```

4510 N = P(O, 1)
4520 KE = KK * KM * A(N)
4525 B1 = 1 / 4 / K1(N): B2 = 1 / 4 / K2(N): B3 = WR
4526 H = 4 * (3 * B1 * B2 + B1 + B2) + 12 * (B1 + B2 + 1) * B3 + 1
4530 IF KE = 0 THEN KR = EM * I(N) ELSE
      KR = EM * I(N) * (1 - N(N, 2) / KE)
4540 IF KE = 0 THEN KT = 1 ELSE KT = 1 / (1 - N(N, 2) / KE)
4541 SR1 = 1 / (4 * K1(N)): SR2 = 1 / (4 * K2(N))
4545 IY = (U ^ 2 * TT - KT * U ^ 2 * TT * (SR1 + SR2) - U ^ 4 * SR1 *
SR2) * S + (U ^ 3 * TT * (SR1 + SR2) + 2 * KT * U) * C - 2 * KT * U
4550 U = L(N) * SQRT(ABS(N(N, 2) / KR))
4560 ON DEG(O, G) GOTO 4570, 4780, 5090, 5500, 5830
4570 REM *** UNIFORM ARA YUK ***
4580 IF ABS(R(N)) < .001 THEN 4690
4590 IF N(N, 2) < -1E-30 THEN 4620
4595 C = COS(U): S = SIN(U)
4600 TT = 1
4610 GOTO 4645
4620 C = (EXP(U) + EXP(-U)) / 2
4630 S = (EXP(U) - EXP(-U)) / 2
4640 TT = -1
4645 SR1 = 1 / (4 * K1(N)): SR2 = 1 / (4 * K2(N))
4650 IX1 = U * (TT * U ^ 2 * SR2 + 2 * (KT + 1)) * S
      + (U ^ 2 * (2 * SR2 - 1) + TT * 4 * KT) * C
      - (U ^ 2 * (2 * SR2 + 1) + TT * 4 * KT)
4655 IX2 = U * (TT * U ^ 2 * SR1 + 2 * (KT + 1)) * S
      + (U ^ 2 * (2 * SR1 - 1) + TT * 4 * KT) * C
      - (U ^ 2 * (2 * SR1 + 1) + TT * 4 * KT)
4660 H = U * (TT * 1 - TT * KT * (SR1 + SR2)
      - U ^ 2 * SR1 * SR2) * S
      + (TT * U ^ 2 * (SR1 + SR2) + 2 * KT) * C - 2 * KT
4665 F(3, 1) = WP(O, G) * L(N) ^ 2 * KT / (2 * U ^ 2) * IX1 / H
4670 F(6, 1) = -WP(O, G) * L(N) ^ 2 * KT / (2 * U ^ 2) * IX2 / H
4680 GOTO 4720
4690 H = 4 * (3 * B1 * B2 + B1 + B2) + 12 * (B1 + B2 + 1) * B3 + 1
4700 F(3, 1) = WP(O, G) * L(N) ^ 2 * (6 * B2 + 1 + 12 * B3) / 12 / H
4710 F(6, 1) = -WP(O, G) * L(N) ^ 2 * (6 * B1 + 1 + 12 * B3) / 12 / H
4720 F(2, 1) = WP(O, G) * L(N) / 2 + (F(3, 1) + F(6, 1)) / L(N)
4730 F(5, 1) = WP(O, G) * L(N) / 2 - (F(3, 1) + F(6, 1)) / L(N)
4735 F(3, 1) = F(3, 1) + F(2, 1) * DI(N)
4736 F(6, 1) = F(6, 1) - F(5, 1) * BI(N)
4740 FOR I = 1 TO 6
4750 V(N, I) = V(N, I) + F(I, 1)
4760 NEXT I
4770 GOTO 6260
4780 REM *** TEKIL ARA YUK ***
4790 A = UZ(O, G) / L(N): B = 1 - A
4800 IF ABS(R(N)) < .001 THEN 4990
4810 IF N(N, 2) < -1E-30 THEN 4870
4820 C = COS(U): S = SIN(U)
4830 CBU = COS(B * U): SBU = SIN(B * U)
4840 SAU = SIN(A * U): CAU = COS(A * U)
4850 TT = 1
4860 GOTO 4940
4870 C = (EXP(U) + EXP(-U)) / 2
4880 S = (EXP(U) - EXP(-U)) / 2
4890 CBU = (EXP(B * U) + EXP(-B * U)) / 2
4900 SBU = (EXP(B * U) - EXP(-B * U)) / 2
4910 SAU = (EXP(A * U) - EXP(-A * U)) / 2

```

```

4920 CAU = (EXP(A * U) + EXP(-A * U)) / 2
4930 TT = -1
4940 IX1 = KT * (TT * B * U ^ 2 * SR2 + KT) * S
      - (TT * U ^ 2 * SR2 + KT) * SBU - KT * B * U * C
      + U * CBU - KT * SAU - KT * A * U
4945 IX2 = KT * (TT * A * U ^ 2 * SR1 + KT) * S
      - (TT * U ^ 2 * SR1 + KT) * SAU - KT * A * U * C
      + U * CAU - KT * SBU - KT * B * U
4950 H = U * (TT * 1 - TT * KT * (SR1 + SR2) - U ^ 2 * SR1 * SR2) * S
      + (TT * U ^ 2 * (SR1 + SR2) + 2 * KT) * C - 2 * KT
4960 F(3, 1) = WP(O, G) * L(N) / U * IX1 / H
4970 F(6, 1) = -WP(O, G) * L(N) / U * IX2 / H
4980 GOTO 5010
4990 H = 4 * (3 * B1 * B2 + B1 + B2) + 1
4995 F(3, 1) = WP(O, G) * L(N) * A * (2 * B2 * (A ^ 2 - 3 * A + 2)
      + A ^ 2 - 2 * A + 1) / H
5000 F(6, 1) = -WP(O, G) * L(N) * B * (2 * B1 * (B ^ 2 - 3 * B + 2)
      + B ^ 2 - 2 * B + 1) / H
5010 F(2, 1) = WP(O, G) * (L(N) - UZ(O, G)) / L(N)
      + (F(3, 1) + F(6, 1)) / L(N)
5020 F(5, 1) = WP(O, G) - F(2, 1)
5025 F(3, 1) = F(3, 1) + F(2, 1) * DI(N)
5026 F(6, 1) = F(6, 1) - F(5, 1) * BI(N)
5050 FOR I = 1 TO 6
5060 V(N, I) = V(N, I) + F(I, 1)
5070 NEXT I
5080 GOTO 6260
5090 REM * DOGRUSAL YAYILI YUK *
5100 IF ABS(R(N)) < .001 THEN 5310
5110 IF N(N, 2) < -1E-30 THEN 5150
5120 C = COS(U) : S = SIN(U)
5130 TT = 1
5140 GOTO 5180
5150 C = (EXP(U) + EXP(-U)) / 2
5160 S = (EXP(U) - EXP(-U)) / 2
5170 TT = -1
5180 IXI = U * (TT * 2 * SR2 * (U ^ 2 - TT * 3) + 3 * (KT + 2)) * S
      + 2 * (U ^ 2 * (3 * SR2 - 1) + 3 * (KT + 1)) * C
      - (U ^ 2 + 6 * (KT + 1))
5200 IYI = U * (SR2 * (TT * U ^ 2 + 6)
      + 3 * KT) * S - (U ^ 2 + 6 * (KT - 1)) * C
      - 2 * (U ^ 2 * (3 * SR2 + 1) + TT * 3 * (KT - 1))
5210 IXJ = U * (TT * 2 * SR1 * (U ^ 2 - TT * 3)
      + 3 * (KT + 2)) * S + 2 * (U ^ 2 * (3 * SR1 - 1)
      + 3 * (KT + 1)) * C - (U ^ 2 + 6 * (KT + 1))
5220 IYJ = U * (SR1 * (TT * U ^ 2 + 6) + 3 * KT) * S
      - (U ^ 2 + 6 * (KT - 1)) * C - 2 * (U ^ 2 * (3 * SR1 + 1)
      + TT * 3 * (KT - 1))
5230 H = U * (TT * 1 - TT * KT * (SR1 + SR2)
      - U ^ 2 * SR1 * SR2) * S
      + (TT * U ^ 2 * (SR1 + SR2) + 2 * KT) * C - 2 * KT
5240 F(3, 1) = WP(O, G) * L(N) ^ 2 * KT / (6 * U ^ 2) * IXI / H
      + WG(O, G) * L(N) ^ 2 * KT / (6 * U ^ 2) * IYI / H
5250 F(6, 1) = -WP(O, G) * L(N) ^ 2 * KT / (6 * U ^ 2) * IXJ / H
      - WG(O, G) * L(N) ^ 2 * KT / (6 * U ^ 2) * IYJ / H
5300 GOTO 5350
5310 H = 4 * (3 * B1 * B2 + B1 + B2) + 12 * (B1 + B2 + 1) * B3 + 1
5315 IX1 = (6 * (8 * WP(O, G) + 7 * WG(O, G)) * B2 + 3 * (3 * WP(O, G)
      + 2 * WG(O, G)) + 90 * (WP(O, G) + WG(O, G)) * B3)

```

```

5320 IX2 = (6 * (8 * WG(O, G) + 7 * WP(O, G)) * B1 + 3 * (3 * WG(O, G)
      + 2 * WP(O, G)) + 90 * (WP(O, G) + WG(O, G)) * B3)
5330 F(3, 1) = L(N) ^ 2 / 180 * IX1 / H
5340 F(6, 1) = -L(N) ^ 2 / 180 * IX2 / H
5350 IX = WP(O, G) * L(N) / 3
5360 IY = WG(O, G) * L(N) / 6
5370 F(2, 1) = IX + IY + (F(3, 1) + F(6, 1)) / L(N)
5380 IX = WP(O, G) * L(N)
5390 IY = (WG(O, G) - WP(O, G)) * L(N) / 2
5400 F(5, 1) = IX + IY - F(2, 1)
5410 F(3, 1) = F(3, 1) + F(2, 1) * DI(N)
5420 F(6, 1) = F(6, 1) - F(5, 1) * BI(N)
5430 FOR I = 1 TO 6
5440 V(N, I) = V(N, I) + F(I, 1)
5450 NEXT I
5460 GOTO 6260
5500 REM *** SIMETRIK TRAPEZ
5510 REM      YAYILI ARA YUK ***
5520 A = UZ(O, G) * 2 / L(N)
5530 B = 1 - A
5540 IF ABS(R(N)) < .001 THEN 5730
5550 IF N(N, 2) < -1E-30 THEN 5620
5560 C = COS(U / 2)
5570 S = SIN(U / 2)
5580 CAU = COS(A * U / 2)
5585 CBU = COS(B * U / 2)
5590 SAU = SIN(A * U / 2)
5595 SBU = SIN(B * U / 2)
5600 TT = 1
5610 GOTO 5670
5620 C = (EXP(U / 2) + EXP(-U / 2)) / 2
5630 S = (EXP(U / 2) - EXP(-U / 2)) / 2
5640 CAU = (EXP(A * U / 2) + EXP(-A * U / 2)) / 2
5645 CBU = (EXP(B * U / 2) + EXP(-B * U / 2)) / 2
5650 SAU = (EXP(A * U / 2) - EXP(-A * U / 2)) / 2
5655 SBU = (EXP(B * U / 2) - EXP(-B * U / 2)) / 2
5660 TT = -1
5670 A1 = (TT * A * U ^ 2 * (A - 2) - 8) * C + 8 * CBU
5696 H = S + U * SR1 * C
5700 F(3, 1) = WP(O, G) * L(N) ^ 2 * KT / (4 * A * U ^ 3) * A1 / H
5710 F(6, 1) = -F(3, 1)
5720 GOTO 5750
5730 Z = A / 2
5731 IX1 = (A ^ 3 - 4 * A ^ 2 + 8)
5732 IX2 = (2 * B1 + 1)
5733 H = 4 * (3 * B1 * B2 + B1 + B2) + 12 * (B1 + B2 + 1) * B3 + 1
5735 F(3, 1) = WP(O, G) * L(N) ^ 2 / 96 * IX1 / IX2
5740 F(6, 1) = -F(3, 1)
5750 F(2, 1) = WP(O, G) * L(N) * (1 / 2 - A / 4)
5760 F(5, 1) = F(2, 1)
5770 F(3, 1) = F(3, 1) + F(2, 1) * DI(N)
5780 F(6, 1) = F(6, 1) - F(5, 1) * BI(N)
5790 FOR I = 1 TO 6
5800 V(N, I) = V(N, I) + F(I, 1)
5810 NEXT I
5820 GOTO 6260
5830 REM *** UCGEN ARA YUK ***
5840 A = UZ(O, G) / L(N)
5850 B = (L(N) - UZ(O, G)) / L(N)

```

```

5860 IF ABS(R(N)) < .001 THEN 6130
5870 IF N(N, 2) < -1E-30 THEN 5950
5880 C = COS(U) : S = SIN(U)
5890 SBU = SIN(B * U)
5900 SAU = SIN(A * U)
5910 CBU = COS(B * U)
5920 CAU = COS(A * U)
5930 TT = 1
5940 GOTO 6020
5950 C = (EXP(U) + EXP(-U)) / 2
5960 S = (EXP(U) - EXP(-U)) / 2
5970 CBU = (EXP(B * U) + EXP(-B * U)) / 2
5980 SBU = (EXP(B * U) - EXP(-B * U)) / 2
5990 SAU = (EXP(A * U) - EXP(-A * U)) / 2
6000 CAU = (EXP(A * U) + EXP(-A * U)) / 2
6010 TT = -1
6020 A1 = (1 / (TT * B * U ^ 2) + 1 / 3 - B / 6) * (KT * S - U)
6030 B1 = -TT * 1 / (A * B * U ^ 2) * ((TT * U ^ 2 * SR2 + KT) * SBU
- U * CBU + KT * SAU)
6040 C1 = (TT * 1 / (A * U ^ 2) + 1 / 3 - A / 6) * ((TT * U ^ 2 * SR2
+ KT) * S - U * C)
6060 A2 = (1 / (TT * A * U ^ 2) + 1 / 3 - A / 6) * (KT * S - U)
6070 B2 = -TT * 1 / (A * B * U ^ 2) * ((TT * U ^ 2 * SR1 + KT) * SAU
- U * CAU + KT * SBU)
6080 C2 = (TT * 1 / (B * U ^ 2) + 1 / 3 - B / 6) * ((TT * U ^ 2 * SR1
+ KT) * S - U * C)
6090 H = U * (TT * 1 - TT * KT * (SR1 + SR2) - U ^ 2 * SR1 * SR2) * S
+ (TT * U ^ 2 * (SR1 + SR2) + 2 * KT) * C - 2 * KT
6100 F(3, 1) = WP(O, G) * L(N) ^ 2 / U * (A1 + B1 + C1) / H
6110 F(6, 1) = -WP(O, G) * L(N) ^ 2 / U * (A2 + B2 + C2) / H
6120 GOTO 6190
6130 A1 = (16 * (A + 1) + 6 * (A ^ 3 - 4 * A ^ 2)) * B2
6140 C1 = (3 * (A ^ 3 + A + 1) - 7 * A ^ 2) + 30 * (A * B + 1) * B3
6150 A2 = (16 * (B + 1) + 6 * (B ^ 3 - 4 * B ^ 2)) * B1
6160 C2 = (3 * (B ^ 3 + B + 1) - 7 * B ^ 2) + 30 * (A * B + 1) * B3
6170 F(3, 1) = WP(O, G) * L(N) ^ 2 / 60 * (A1 + C1) / H
6180 F(6, 1) = -WP(O, G) * L(N) ^ 2 / 60 * (A2 + C2) / H
6190 F(2, 1) = WP(O, G) * L(N) * (B ^ 2 / 3 + A * B / 2 + A ^ 2 / 6)
+ (F(3, 1) + F(6, 1)) / L(N)
6200 F(5, 1) = WP(O, G) * L(N) / 2 - F(2, 1)
6210 F(3, 1) = F(3, 1) + F(2, 1) * DI(N)
6220 F(6, 1) = F(6, 1) - F(5, 1) * BI(N)
6230 FOR I = 1 TO 6
6240 V(N, I) = V(N, I) + F(I, 1)
6250 NEXT I
6260 NEXT G, O
6270 FOR J = 1 TO ES
6280 FOR X = 1 TO 6
6290 V(J, X + 6) = V(J, X)
6300 NEXT X, J
6310 FOR N = 1 TO ES
6320 VN1 = V(N, 1) : VN2 = V(N, 2)
6330 VN3 = V(N, 3) : VN4 = V(N, 4)
6340 VN5 = V(N, 5) : VN6 = V(N, 6)
6350 T(1, 1) = C(N) : T(2, 2) = C(N)
6360 T(2, 1) = -S(N) : T(3, 3) = 1
6370 T(1, 2) = S(N)
6380 FOR I = 1 TO 3
6390 M(1, I) = 0 : M(1, I + 3) = 0

```

```

6400 M(1, I) = M(1, I) + T(1, I) * VN1
6410 M(1, I) = M(1, I) + T(2, I) * VN2
6420 M(1, I) = M(1, I) + T(3, I) * VN3
6430 M(1, I + 3) = M(1, I + 3) + T(1, I) * VN4
6440 M(1, I + 3) = M(1, I + 3) + T(2, I) * VN5
6450 M(1, I + 3) = M(1, I + 3) + T(3, I) * VN6
6460 NEXT I
6470 FOR I = 1 TO 3
6480 V(N, I) = M(1, I)
6490 V(N, I + 3) = M(1, I + 3)
6500 NEXT I, N
6510 FOR N = 1 TO ES
6520 FOR J = 1 TO DS
6530 FOR K = 1 TO 6
6540 IF ABS(KOD(N, K)) <> J THEN 6580
6550 KD = ABS(KOD(N, K))
6560 K1 = KD / KOD(N, K)
6570 Q(J) = Q(J) - V(N, K) * K1
6580 NEXT K, J, N
6590 RETURN
6595 REM *** ARA ve MAX. MOMENTLER ***
6600 FOR O = 1 TO YS
6840 N = P(O, 1)
6860 IF ABS(R(N)) < .001 THEN 7110
6870 KE = KK * KM * A(N)
6880 X = UZ(O, 1) / L(N)
6890 Y = 1 - X
6900 IF KE = 0 THEN 6940
6910 KR = EM * I(N) * (1 - N(N, 2) / KE)
6920 KT = KE * (1 - N(N, 2) / KE)
6930 GOTO 6960
6940 KR = EM * I(N)
6950 KT = 1E+30
6955 KA = 4 * EM * I(N) * K1(N) / L(N) :
      KB = 4 * EM * I(N) * K2(N) / L(N)
6960 U = SQR(ABS(N(N, 2) / KR))
6970 IF DEG(O, 1) = 4 THEN 6980 ELSE 7000
6980 X = 2 * UZ(O, 1) / L(N)
6990 Y = 1 - X
7000 IF N(N, 2) < -1E-30 THEN 7090
7010 S = SIN(U * L(N))
7020 C = COS(U * L(N))
7030 TT = 1
7040 GOTO 7110
7050 SAU = SIN(X * U * L(N) / 2)
7060 CAU = COS(X * U * L(N) / 2)
7070 TT = 1
7080 GOTO 7110
7090 C = (EXP(U * L(N)) + EXP(-U * L(N))) / 2
7100 S = (EXP(U * L(N)) - EXP(-U * L(N))) / 2: TT = -1
7110 MI = Y(N, 3) - Y(N, 2) * DI(N)
7120 MJ = Y(N, 6) + Y(N, 5) * BI(N)
7130 IF ABS(R(N)) < .001 THEN 7160
7140 ON DEG(O, 1) GOSUB 7180, 7280, 7570, 7840, 8400
7150 GOTO 8895
7160 ON DEG(O, 1) GOSUB 7250, 7500, 7740, 8210, 8750
7170 GOTO 8895
7175 REM ** NONLINEER UNIFORM **
7180 IX = TT * MI / U ^ 2 / KR * C / S + TT * MJ / U ^ 2 / KR / S

```

```

7190 IY = WP(O, 1) * (1 - C) / S * (1 / U ^ 4 / KR)
7200 A1 = IX + IY
7210 B1 = WP(O, 1) / U ^ 4 / KR - TT * MI / U ^ 2 / KR
7220 E1 = TT * WP(O, 1) / U ^ 2 / KR
7230 D1 = 0: D2 = 0: E2 = E1: A2 = A1: B2 = B1
7240 RETURN
7245 REM ** LINEER UNIFORM **
7250 XM = Y(N, 2) / WP(O, 1)
7260 M = -WP(O, 1) * XM ^ 2 / 2 - MI + Y(N, 2) * XM
7270 RETURN
7275 REM ** NONLINEER TEKIL **
7280 IX = TT * (MI + MJ) / (U ^ 3 * L(N) * KR)
7290 IY = TT * WP(O, 1) * Y / (U ^ 3 * KR)
7300 IZ = MI / U / KA
7320 A1 = IX + IY + IZ + IW
7330 B1 = -TT * MI / U ^ 2 / KR
7340 IV = MJ * S / U ^ 2 / KR + TT * MI * C / U ^ 3 / L(N) / KR
7350 IX = TT * MJ * C / U ^ 3 / L(N) / KR
7360 IY = -TT * WP(O, 1) * X * C / U ^ 3 / KR
7370 IZ = MJ * C / U / KB
7400 A2 = IV + IX + IY + IZ
7410 IX = TT * MJ * C / U ^ 2 / KR - TT * MI * S / U ^ 3 / L(N) / KR
7420 IV = -TT * MJ * S / (U ^ 3 * L(N) * KR)
7430 IY = TT * WP(O, 1) * X * S / (U ^ 3 * KR)
7440 IZ = -MJ * S / U / KB
7470 B2 = IX + IV + IY + IZ
7480 D1 = 0: D2 = 0: E1 = 0: E2 = 0
7490 RETURN
7495 REM ** LINEER TEKIL **
7500 XM = UZ(O, 1)
7510 IF XM > UZ(O, 1) THEN 7540
7520 M = Y(N, 2) * XM - MI
7530 GOTO 7550
7540 M = WP(O, 1) * (UZ(O, 1) - XM) - MI + Y(N, 2) * XM
7550 RETURN
7555 REM ** NONLINEER DOGRUSAL **
7570 K2 = -WP(O, 1) * C / U ^ 4 / KR / S
7580 K3 = TT * MI * C / U ^ 2 / KR / S
7590 K4 = TT * MJ / U ^ 2 / KR / S
7610 K6 = WG(O, 1) / U ^ 4 / KR / S
7620 A1 = K2 + K3 + K4 + K6
7640 L2 = WP(O, 1) / U ^ 4 / KR
7650 L3 = -TT * MI / U ^ 2 / KR
7660 B1 = L2 + L3
7670 M1 = TT * WG(O, 1) / U ^ 2 / L(N) / KR
7680 M2 = -TT * WP(O, 1) / U ^ 2 / L(N) / KR
7690 D1 = M1 + M2
7700 E1 = TT * WP(O, 1) / U ^ 2 / KR
7710 E2 = E1
7720 D2 = D1
7730 RETURN
7735 REM ** LINEER DOGRUSAL **
7740 X1 = WP(O, 1) ^ 2 - 4 * (WP(O, 1)
- WG(O, 1)) / 2 / L(N) * Y(N, 2)
7750 XM1 = WP(O, 1) + SQR(ABS(X1))
7760 XM2 = WP(O, 1) - SQR(ABS(X1))
7765 Y1 = (WP(O, 1) - WG(O, 1)) / L(N)
7766 IF Y1 = 0 THEN 7795
7768 XM1 = XM1 / Y1: XM2 = XM2 / Y1

```

```

7770 IF XM1 > XM2 THEN XM = XM1 ELSE 7790
7780 GOTO 7800
7790 XM = XM2
7792 GOTO 7800
7795 XM = Y(N, 2) / WP(O, 1)
7800 M1 = -MI + Y(N, 2) * XM - WP(O, 1) * XM ^ 2 / 2
7810 M2 = -(WG(O, 1) - WP(O, 1)) * XM ^ 3 / 6 / L(N)
7820 M = M1 + M2
7830 RETURN
7835 REM ** NONLINEER TRAPEZ **
7840 IX = -TT * WP(O, 1) * X * L(N) / 4 / U ^ 3 / KR
7850 IV = TT * WP(O, 1) * L(N) / 2 / U ^ 3 / KR
7860 IY = MI / U / KA
7870 IZ = 2 * WP(O, 1) / X / L(N) / U ^ 5 / KR
7900 IW = TT * (MI + MJ) / (U ^ 3 * L(N) * KR)
7910 A1 = IX + IV + IZ + IW + IY
7920 B1 = -TT * MI / U ^ 2 / KR
7930 IT = -TT * WP(O, 1) * X * L(N) / 4 / U ^ 3 / KR
7940 IV = TT * WP(O, 1) * L(N) / 2 / U ^ 3 / KR
7960 IY = 2 * WP(O, 1) / X / L(N) / U ^ 5 / KR
7970 HH = 0
8000 IW = -TT * (MI + MJ) / (U ^ 3 * L(N) * KR)
8010 A3 = IT + IV + IY + IW
8020 B3 = TT * MJ / U ^ 2 / KR
8030 U = U * L(N)
8035 SR1 = 1 / (4 * K1(N))
8040 IF N(N, 2) < -1E-30 THEN 8080
8050 CA = COS(X * U / 2)
8060 SA = SIN(X * U / 2)
8070 GOTO 8100
8080 CA = (EXP(U * X / 2) + EXP(-U * X / 2)) / 2
8090 SA = (EXP(U * X / 2) - EXP(-U * X / 2)) / 2
8100 IX = -TT * X / 4 / U ^ 3 + TT * 1 / 2 / U ^ 3
      + 2 / X / U ^ 5 - 2 * CA / X / U ^ 5
8104 IY = TT * L(N) ^ 2 / KR * (MI + MJ) * (1 / U ^ 3)
8106 IZ = L(N) ^ 2 / KR * MI * (SR1 / U)
8110 IF KE = 0 THEN 8120 ELSE 8130
8120 KT = 1: KE = 1
8130 A2 = WP(O, 1) * L(N) ^ 4 / KR * IX + IY + IZ
8140 IX = 2 * SA / X / U ^ 5
8145 IY = -TT * L(N) ^ 2 * MI / KR * (1 / U ^ 2)
8150 B2 = WP(O, 1) * L(N) ^ 4 / KR * IX + IY
8160 U = U / L(N)
8170 D1 = TT * 2 * WP(O, 1) / X / L(N) / U ^ 2 / KR
8180 E2 = TT * WP(O, 1) / U ^ 2 / KR
8190 D2 = 0: E1 = 0: D3 = D1: E3 = 0
8200 RETURN
8205 REM ** LINEER TRAPEZ **
8210 XM = SQR(ABS(Y(N, 2) * 2 * UZ(O, 1) / WP(O, 1)))
8220 IF XM < 0 OR XM > UZ(O, 1) THEN XM = UZ(O, 1) / 2
      + Y(N, 2) / WP(O, 1)
8230 IF XM < UZ(O, 1) OR XM > (L(N) - UZ(O, 1)) THEN 8250
8240 GOTO 8260
8250 XM = SQR(ABS(Y(N, 5) * 2 * UZ(O, 1) / WP(O, 1)))
8260 YM = L(N) - UZ(O, 1)
8270 IF XM <= YM AND XM > UZ(O, 1) THEN 8310
8280 IF XM <= L(N) AND XM > YM THEN 8350
8290 M = -MI + Y(N, 2) * XM - WP(O, 1) * XM ^ 3 / 6 / UZ(O, 1)
8300 RETURN

```

```

8310 IX = -MI + Y(N, 2) * XM
      - WP(O, 1) * UZ(O, 1) / 2 * (XM - 2 * UZ(O, 1) / 3)
8320 IY = -WP(O, 1) * (XM - UZ(O, 1)) ^ 2 / 2
8330 M = IX + IY
8340 RETURN
8350 IX = -MI + Y(N, 2) * XM
      - WP(O, 1) * UZ(O, 1) / 2 * (XM - 2 * UZ(O, 1) / 3)
8360 IY = -WP(O, 1) * (XM - L(N)
      + UZ(O, 1)) ^ 2 / UZ(O, 1) * ((L(N) - XM + 2 * UZ(O, 1)) / 6)
8370 IZ = -WP(O, 1) * (L(N) - 2 * UZ(O, 1)) * (XM - L(N) / 2)
8380 M = IX + IY + IZ
8390 RETURN
8395 REM ** NONLINEER UCGEN **
8400 IK = WP(O, 1) / U ^ 5 / X / L(N) / KR
8410 IL = TT * (MI + MJ) / U ^ 3 / L(N) / KR
8420 IM = TT * WP(O, 1) * Y ^ 2 * L(N) / 3 / U ^ 3 / KR
8430 IN = TT * WP(O, 1) * X * Y * L(N) / 2 / U ^ 3 / KR
8440 IP = TT * WP(O, 1) * X ^ 2 * L(N) / 6 / U ^ 3 / KR
8450 IR = MI / U / KA
8500 A1 = IK + IL + IM + IN + IP + IR
8510 B1 = -TT * MI / U ^ 2 / KR
8520 IL = -TT * WP(O, 1) * L(N) * C / 6 / Y / U ^ 3 / KR
8530 IM = -WP(O, 1) * C / Y / L(N) / U ^ 5 / KR
8540 IN = TT * WP(O, 1) * X ^ 2 * L(N) * C / 6 / Y / U ^ 3 / KR
8550 IR = MJ * C / U / KB
8560 ISS = TT * (MI + MJ) * C / U ^ 3 / L(N) / KR
8570 IT = MJ * S / U ^ 2 / KR
8600 A2 = IL + IM + IN + IR + ISS + IT
8610 IR = TT * WP(O, 1) * L(N) * S / 6 / Y / U ^ 3 / KR
8620 ISS = WP(O, 1) * S / Y / L(N) / U ^ 5 / KR
8630 IT = -TT * WP(O, 1) * X ^ 2 * L(N) * S / 6 / Y / U ^ 3 / KR
8640 IV = -MJ * S / U / KB
8650 IX = -TT * (MI + MJ) * S / U ^ 3 / L(N) / KR
8660 IY = TT * MJ * C / U ^ 2 / KR
8690 B2 = IR + ISS + IT + IV + IX + IY
8700 D1 = TT * WP(O, 1) / U ^ 2 / X / L(N) / KR
8710 D2 = -TT * WP(O, 1) / U ^ 2 / Y / L(N) / KR
8720 E1 = 0
8730 E2 = TT * WP(O, 1) / Y / U ^ 2 / KR
8740 RETURN
8745 REM ** LINEER UCGEN **
8750 XM = SQR(ABS(Y(N, 2) * 2 * UZ(O, 1) / WP(O, 1)))
8760 IF XM < 0 OR XM > UZ(O, 1) THEN 8780
8770 GOTO 8790
8780 XM = L(N) - SQR(ABS(Y(N, 5) * 2 * (L(N) - UZ(O, 1)) / WP(O, 1)))
8790 IF XM > UZ(O, 1) THEN 8820
8800 M = -MI + Y(N, 2) * XM - WP(O, 1) * XM ^ 3 / 6 / UZ(O, 1)
8810 RETURN
8820 IX = -MI + Y(N, 2) * XM
      - WP(O, 1) * UZ(O, 1) / 2 * (XM - 2 * UZ(O, 1) / 3)
8830 IY = -WP(O, 1) * (XM - UZ(O, 1)) ^ 2 / (L(N) - UZ(O, 1))
      * (3 * L(N) - XM - 2 * UZ(O, 1)) / 6
8840 M = IX + IY
8850 RETURN
8895 IF R(N) < .001 THEN 8900 ELSE 8930
8900 XMAX(N) = XM
8910 MMAX(N) = M
8930 Q = 6
8960 FOR XM = 0 TO L(N) STEP .5

```



```

8970 IF R(N) < .001 THEN 8980 ELSE 9000
8980 ON DEG(O, 1) GOSUB 7260, 7510, 7800, 8260, 8790
8990 GOTO 9250
9000 IF UZ(O, 1) = 0 THEN 9150
9010 IF DEG(O, 1) = 4 THEN 9040
9020 CV = L(N)
9030 GOTO 9050
9040 CV = L(N) - UZ(O, 1)
9050 IF XM > UZ(O, 1) AND XM <= CV THEN 9170
9060 IF XM <= UZ(O, 1) THEN 9150
9070 A = A3: B = B3: D = D3: E = E3: LM = L(N) - XM
9080 IF N(N, 2) < -1E-30 THEN 9090 ELSE 9120
9090 C = (EXP(U * LM) + EXP(-U * LM)) / 2
9100 S = (EXP(U * LM) - EXP(-U * LM)) / 2
9110 GOTO 9130
9120 S = SIN(U * LM): C = COS(U * LM)
9130 M = KR * (TT * A * U ^ 2 * S + TT * B * U ^ 2 * C - D * LM - E)
9140 GOTO 9250
9150 A = A1: B = B1: D = D1: E = E1
9160 GOTO 9190
9170 A = A2: B = B2
9180 D = D2: E = E2
9190 IF N(N, 2) < -1E-30 THEN 9200 ELSE 9230
9200 C = (EXP(U * XM) + EXP(-U * XM)) / 2
9210 S = (EXP(U * XM) - EXP(-U * XM)) / 2
9220 GOTO 9240
9230 S = SIN(U * XM): C = COS(U * XM)
9240 M = KR * (TT * A * U ^ 2 * S + TT * B * U ^ 2 * C - D * XM - E)
9250 Q = Q + 1
9280 HH = HH + 1
9290 MM(N, HH) = M
9300 NEXT XM
9310 MM = MM(N, 1)
9320 FOR X = 1 TO (L(N) * 2)
9330 Y = X + 1
9340 IF MM < MM(N, Y) THEN MM = MM(N, Y) ELSE 9350
9345 MM = MM(N, Y): XM = .5 * X
9350 NEXT X
9352 IF MMAX(N) > MM THEN 9353 ELSE 9358
9353 MM = MMAX(N): XM = XMAX(N)
9358 MMAX(N) = MM: XMAX(N) = XM
9359 HH = 0
9360 NEXT O
9430 RETURN
12000 REM ** VERILERIN KAYDEDILMESI **
12350 OPEN DOS$ FOR APPEND AS #2
12380 PRINT #2, TAB(2)
12390 PRINT #2, TAB(2)
12400 PRINT #2, TAB(2)
12410 PRINT #2, TAB(2)
12420 PRINT #2, TAB(2)
12430 PRINT #2, TAB(2)
12435 PRINT #2, TAB(2)
12450 PRINT #2, TAB(2)
12455 PRINT #2, TAB(2)
12460 PRINT #2, TAB(2)
12470 PRINT #2, TAB(2)
12480 PRINT #2, : PRINT #2,
12490 PRINT #2,

```

PROBLEM ADI	: "; VER\$; TAB(49);
ELEMAN SAYISI	; "; ES; TAB(49);
DEPLASMAN SAYISI	: "; DS; TAB(49);
ELASTISITE MODULU	: "; EM; TAB(49);
POISSON ORANI	: "; PO; TAB(49);
ARA YUKLU EL. SAYISI	: "; YS; TAB(49);
DIREK YUK SAYISI	: "; DYS; TAB(49);
ITERASYON SAYISI	: "; ITSAY; TAB(49);

```

12520 PRINT #2, TAB(25); "DUGUM"; TAB(35); "X"; TAB(45); "Y"
12530 PRINT #2, TAB(24); "-----"; TAB(34); "----"; TAB(44); "-----"
12540 FOR X = 1 TO DSAY
12550 PRINT #2, TAB(25); X; TAB(34); USING "##.##"; XY(X, 1);
12560 PRINT #2, TAB(43); USING "##.##"; XY(X, 2)
12570 NEXT X
12580 PRINT #2, : PRINT #2,
12590 PRINT #2, TAB(12); "ELAMAN"; TAB(20); "BOYU";
12600 PRINT #2, TAB(28); "ATALET"; TAB(40); "ALAN";
12610 PRINT #2, TAB(48); "I"; TAB(53); "J";
12620 PRINT #2, TAB(60); "KOD NUMARALARI"
12630 PRINT #2, TAB(12); "-----"; TAB(20); "-----";
12640 PRINT #2, TAB(28); "-----"; TAB(40); "-----";
12650 PRINT #2, TAB(47); "----"; TAB(52); "----";
12660 PRINT #2, TAB(57); "-----"
12670 FOR N = 1 TO ES
12680 PRINT #2, TAB(13); N; TAB(18); USING "###.##"; L(N);
12690 PRINT #2, TAB(26); USING "###.#####"; I(N);
12700 PRINT #2, TAB(38); USING "###.#####"; A(N);
12710 PRINT #2, TAB(47); UC(N, 1); TAB(52); UC(N, 2);
12720 PRINT #2, TAB(56); KOD(N, 1); TAB(60); KOD(N, 2);
12730 PRINT #2, TAB(64); KOD(N, 3); TAB(68); KOD(N, 4);
12740 PRINT #2, TAB(72); KOD(N, 5); TAB(76); KOD(N, 6)
12750 NEXT N
12760 PRINT #2, : PRINT #2,
12770 PRINT #2, TAB(23); "|";
12780 PRINT #2, TAB(39); "ELEMEN UC KUVVETLERI"
12790 PRINT #2, TAB(24); "-----"
12800 PRINT #2, TAB(15); "eleman"; TAB(23); "| "
12810 PRINT #2, TAB(18); "no"; TAB(28); "Mij";
12820 PRINT #2, TAB(39); "Mji"; TAB(51); "Tij";
12830 PRINT #2, TAB(62); "Tji"; TAB(74); "Nj"
12840 PRINT #2, TAB(15); "-----|";
12850 PRINT #2, TAB(24); "-----"
12860 FOR N = 1 TO ES
12870 PRINT #2, TAB(16); N; TAB(25); USING "#####.#####";
Y(N, 3) - Y(N, 2) * DI(N);
12880 PRINT #2, TAB(36); USING "#####.#####";
Y(N, 6) + Y(N, 5) * BI(N);
12890 PRINT #2, TAB(47); USING "#####.#####"; Y(N, 2);
12900 PRINT #2, TAB(58); USING "#####.#####"; Y(N, 5);
12910 PRINT #2, TAB(69); USING "#####.#####"; Y(N, 4)
12920 NEXT N
12930 PRINT #2, : PRINT #2,
12980 PRINT #2, TAB(2); " Dep.no          UC DEPLASMANLARI"
12990 PRINT #2, TAB(2); " |-----|"
13000 FOR X = 1 TO DS
13010 PRINT #2, TAB(5); X; TAB(15); Q(X)
13020 NEXT X
13050 IF YS = 0 THEN 13370
13080 GOSUB 6600
13090 FOR O = 1 TO YS
13092 PRINT #2, : PRINT #2,
13095 LL = 0
13100 N = P(O, 1)
13110 PRINT #2, TAB(2); "ELEMEN NO      :"; N
13120 PRINT #2, TAB(2); "Mi              :"; Y(N, 3) - Y(N, 2) * DI(N)
13130 PRINT #2, TAB(2); "Mj              :"; Y(N, 6) + Y(N, 5) * BI(N)
13140 PRINT #2, TAB(2); "Xmax            :"; XMAX(N)

```

```
13150 PRINT #2, TAB(2); "Mmax      :"; MMAX(N)
13160 PRINT #2,
13170 PRINT #2, TAB(14); " X          M"
13180 PRINT #2, TAB(14); "-----  -----"
13190 FOR X = 0 TO L(N) STEP .5
13200 LL = LL + 1
13210 PRINT #2, TAB(14); X; TAB(24); USING "####.####"; MM(N, LL)
13230 NEXT X, O
13370 CLOSE 2: CLS
```

ÖZGEÇMİŞ

1988’de Muş’ ta doğdu. 2004 yılında Varto Lisesi’nden mezun oldu. 2009’da Dicle Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü’nden mezun oldu. 2011 yılında Karayolları 9. Bölge Müdürlüğünde Mühendis olarak göreve başladı. Hala aynı görevi sürdürmektedir.