

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

**TIMOSHENKO KİRİŞ-KOLON ELEMANLARDAN OLUŞAN
ELASTİK MESNETLİ YARI-RİJİT BAĞLI DÜZLEMSEL
ÇERÇEVELERİN STABİLİTE VE İKİNCİ-MERTEBE ANALİZİ
İÇİN MATRİS YÖNTEMİ**

Serpil ÇELİK

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

DİYARBAKIR

Haziran 2013

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

**TIMOSHENKO KİRİŞ-KOLON ELEMANLARDAN OLUŞAN
ELASTİK MESNETLİ YARI-RİJİT BAĞLI DÜZLEMSEL
ÇERÇEVELERİN STABİLİTE VE İKİNCİ-MERTEBE ANALİZİ
İÇİN MATRİS YÖNTEMİ**

Serpil ÇELİK

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

DİYARBAKIR

Haziran 2013

T.C.
DİCLE ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ MÜDÜRLÜĞÜNE
DIYARBAKIR

Serpil ÇELİK tarafından yapılan “Timoshenko Kiriş-Kolon Elemanlardan Oluşan Elastik Mesnetli Yarı-Rijit Bağlı Düzlemsel Çerçevelerin Stabilite ve İkinci Mertebe Analizi İçin Matris Yöntemi” 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 : Yrd. Doç. Dr. Mücahit YILDIRIM

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

Tez Savunma Sınavı Tarihi: 21 / 06 / 2013

Yukarıdaki bilgilerin doğruluğunu onaylarım.

.... / / 2013

Prof. Dr. Hamdi TEMEL
Enstitü Müdürü

TEŞEKKÜR

Yüksek lisans tez konusunun belirlenmesinde ve bu çalışmayı hazırlamam sırasında bana yardımcı olan, her türlü soruma cevap verme ilgi ve sabrı gösteren değerli danışman hocam Yrd. Doç. Dr. Halil GÖRGÜN'e ve üzerimde emeği olan tüm öğretim üyelerine teşekkürlerimi arz ederim.

Ayrıca bu günlere ulaşmamı sağlayan, benden desteklerini hiç esirgemeyen sevgili aileme, öğüt ve teşviklerinden ötürü arkadaşım Ahmet AKGÖNÜL'e sonsuz teşekkür ederim.

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
TEŞEKKÜR	I
İÇİNDEKİLER	II
ÖZET	V
ABSTRACT	VII
ÇİZELGE LİSTESİ	IX
ŞEKİL LİSTESİ	XI
EK LİSTESİ	XII
KISALTIMA VE SİMGELER	XIII
1. GİRİŞ	1
1.1. Geometrik Nonlineerlik.....	2
1.2. Boşluklu Perdeler.....	6
1.3. Elastik Ankastre Mesnetler.....	7
2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR	9
2.1. Yapılan kabuller.....	12
2.2. Kullanılan Notasyon.....	13
3. MATERYAL VE METOD	15
3.1. Düzlem Taşıyıcı Sistemlerde Rijitlik Matrisi Yöntemi.....	15
3.2. Eleman Rijitlik Etki Katsayıları.....	15
3.3. Eleman Rijitlik Matrisin Oluşturulması.....	18
3.4. Düğüm Noktalarında Uygunluk ve Denge Koşulları.....	18
3.5. Sistem Rijitlik Matrisi.....	19
3.6. Ara Yük Hali.....	19
3.7. Çubuk Elemanlarının Dönel Yaylarla Bağlı Olması Durumu.....	20
3.8. Elastik Mesnetler.....	20
3.9. Çeşitli Mesnet Şekilleri ve Bunlarla İlgili Sınır Şartları.....	20
3.9.a) Ankastre (Geçme) Mesnet.....	21
3.9.b) Serbest Uç (Bağısız Uç).....	22
3.9.c) Mafsallı Mesnet.....	22
3.9.d) Elastik Çöken Mafsallı Mesnet.....	22
3.9.e) Elastik Dönen Sabit Mesnet.....	23
3.9.f) Hem Elastik Çöken ve Hem de Elastik Dönen Mesnet.....	24
4. SONSUZ RİJİT KISIMLARI BULUNAN ÇUBUKLARIN II. MERTEBE TEORİSİNE AİT BİRİM DEPLASMAN SABİTLERİ	27

5.	KAYMA ŞEKİL DEĞİŞTİRMELERİ GÖZ ÖNÜNDE TUTULAN VE UÇLARINDA DÖNEL YAYLAR BULUNAN BİR ÇUBUĞUN ELEMAN RİJİTLİK MATRİSİ	31
5.1.	Genel Denklemler	31
5.1.1.	Basınç Hali	32
5.1.2.	Çekme Hali	34
5.2.	Birim Deplasman Sabitlerinin Elde Edilmesi	35
5.2.1.	Basınç Hali	35
5.2.2.	Çekme Hali	40
6.	EKSENEL VE KESME KUVVETLERLE DÖNEL YAYLARIN ANKASTRE KİRİŞLERİN UÇ MOMENTLERİ ÜZERİNE ETKİSİ	49
6.1.	Uniform Yayılı Yük	49
6.1.1.	Basınç Hali	49
6.1.2.	Çekme Hali	52
6.2.	Tekil Yük	55
6.2.1.	Basınç Hali	55
6.2.2.	Çekme Hali	57
6.3.	Doğrusal Yayılı Yük	58
6.3.1.	Basınç Hali	58
6.3.2.	Çekme Hali	60
6.4.	Simetrik Trapez Yayılı Yük	61
6.4.1.	Basınç Hali	61
6.4.2.	Çekme Hali	63
6.5.	Üçgen Yayılı Yük	64
6.5.1.	Basınç Hali	64
6.5.2.	Çekme Hali	65
7.	BİLGİSAYAR PROGRAMI İLE İLGİLİ AÇIKLAMALAR	67
7.1.	Bilgisayar Programı İle İlgili Veriler	67
7.2.	Dosyalı Program için Veri Dosyasının Hazırlanması	68
7.3.	Program İşlem Sırası	68
7.4.	Programda Bazı İşlemler	69
7.4.	Sayısal Uygulamalar	70
8.	SONUÇLAR	95
9.	KAYNAKLAR	97

EKLER.....	101
ÖZGEÇMİŞ.....	125

ÖZET

TIMOSHENKO KİRİŞ-KOLON ELEMANLARDAN OLUŞAN ELASTİK MESNETLİ YARI-RİJİT BAĞLI DÜZLEMSEL ÇERÇEVELERİN STABİLİTE VE İKİNCİ-MERTEBE ANALİZİ İÇİN MATRİS YÖNTEMİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Serpil ÇELİK

DİCLE ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

2013

Bu çalışmada, kayma deformasyonlarının etkisi de göz önüne alınarak uçlarında sonsuz rijit kısımları bulunan, düğüm noktalarına ve mesnetlere 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 ikinci merteye teorisine ait birim deplasman sabitleri elde edilmiştir.

Beşinci bölümde uçlarında dönel yaylar bulunan çubuklara ait eleman rijitlik matrisi kayma şekil deformasyonları dikkate alınarak ikinci merteye 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 ankastrelük 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 çözümlenmesiyle aşağıdaki sonuçlar ortaya çıkmıştır.

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

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

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

- Yukarıdaki sonuçların kolon-temel arasındaki elastik mesnetler için de geçerli olduğu görülmüştür.

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

ABSTRACT

MATRIX METHOD FOR STABILITY AND SECOND ORDER ANALYSIS OF FLEXIBLY SUPPORTED PLANE FRAMES COMPOSED OF TIMOSHENKO BEAM COLUMN MEMBERS WITH SEMI-RIGID CONNECTIONS

M.Sc. THESIS

Serpil ÇELİK

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

2013

In the current study, the geometrically nonlinear analysis of frames composed of members with rigid end sections flexibly connected to the nodes and bases 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 for rigid end sections.

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.
- The above results are also valid for the column-bases connections with elastic supports.

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

ÇİZELGE LİSTESİ

<u>Çizelge No:</u>	<u>Sayfa</u>
Çizelge 5.1. k^1 tablosu	32
Çizelge 7.1. Örnek 1.'e ait veriler	74
Çizelge 7.2. Örnek 1.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $\nu = 0,3$	74
Çizelge 7.3. Örnek 1.'e ait birinci-mertebe elastik analizi sonunda bulunan yarı-rijit bağlı eleman uç momentlerinin karşılaştırılması	75
Çizelge 7.4. Örnek 1.'e ait ikinci-mertebe elastik analizi sonunda bulunan yarı-rijit bağlı eleman uç momentlerinin karşılaştırılması	75
Çizelge 7.5. Örnek 1.'e ait birinci ve ikinci-mertebe elastik analizi sonunda bulunan yarı-rijit bağlı düğüm deplasmanlarının karşılaştırılması	76
Çizelge 7.6. Örnek 1.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $\nu = 0,3$ $S = 7065 \text{ kNm / rad}$	76
Çizelge 7.7. Örnek 1.'e ait 2. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $\nu = 0,3$ (Timoshenko)	77
Çizelge 7.8. Örnek 1.'e ait 2. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $\nu = 0,3$	77
Çizelge 7.9. Örnek 1.'e ait 3. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $\nu = 0,3$ (Timoshenko)	77
Çizelge 7.10. Örnek 1.'e ait 3. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $\nu = 0,3$	78
Çizelge 7.11. Örnek 1.'e ait veriler. $S = \infty \text{ 1E9 kNm / rad}$	78
Çizelge 7.12. Örnek 1.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $S = \infty \text{ 1E9 kNm / rad}$	78
Çizelge 7.13. Örnek 1.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $\nu = 0,3$ $S = \infty \text{ 1E9 kNm / rad}$	79
Çizelge 7.14. Örnek 1.'e ait ikinci merteye elastik analizi sonunda bulunan yarı-rijit ve rijit bağlı eleman uç momentlerinin karşılaştırılması	79
Çizelge 7.15. Örnek 1.'e ait 1. ve 3. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanlarının karşılaştırılması $S = \infty \text{ 1E9 kNm / rad}$	80
Çizelge 7.16. Örnek 2'ye ait çerçeve elemanları için atalet momentleri (W Profil)	84
Çizelge 7.17. Örnek 2'ye ait çerçeve elemanları için elastik mesnet dönel rijitlik değerleri ($S \text{ kNm/rad}$)	84
Çizelge 7.18. Örnek 2'ye ait çerçeve elemanları için yay katsayıları (k) değerleri ($k_1=k_2=S/4EI/L$)	85

Çizelge 7.19. Örnek 2R.'ye ait veriler.	85
Çizelge 7.20. Örnek 2.'ye ait birinci ve ikinci mertebe elastik analizi sonunda bulunan yarı-rijit bağlı eleman uç momentlerinin karşılaştırılması	86
Çizelge 7.21. Örnek 2.'ye ait lineer ve nonlinear elastik analizi sonunda bulunan yarı-rijit bağlı düğüm deplasmanlarının karşılaştırılması	87
Çizelge 7.22. Örnek 2R.'ye ait 1. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri $\nu = 0$ (Euler-Bernoulli)	87
Çizelge 7.23. Örnek 2R.'ye ait 1. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $\nu = 0$	88
Çizelge 7.24. Örnek 2R.'ye ait 3. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $\nu = 0$ (Euler-Bernoulli)	89
Çizelge 7.25. Örnek 2R.'ye ait 3. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları,, $\nu = 0$	90
Çizelge 7.26. Örnek 2R.'ye ait 1. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $\nu = 0.3$ (Timoshenko)	91
Çizelge 7.27. Örnek 2R.'ye ait 1. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $\nu = 0.3$	92
Çizelge 7.28. Örnek 2R.'ye ait 3. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $\nu = 0.3$ (Timoshenko)	93
Çizelge 7.29. Örnek 2R.'ye ait 3. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $\nu = 0.3$	94

ŞEKİL LİSTESİ

<u>Şekil No:</u>	<u>Sayfa</u>
Şekil 1.1(a). Yapı Sistemlerindeki Kiriş-Kolon Bağlantı Şekilleri (Euler-Bernoulli kiriş elemanı)	4
Şekil 1.1(b). Yapı Sistemlerindeki Kiriş-Kolon Bağlantı Şekilleri (Timoshenko kiriş elemanı)	5
Şekil 1.2. Yapı sistemlerindeki kolon-temel bağlantı şekli	6
Şekil 1.3. Boşluklu Perde	7
Şekil 1.4 Dönmeye karşı elastik ankastre mesnet	7
Şekil 3.1. İşaret Kabulü	16
Şekil 3.2. Eleman koordinatlarında eleman uç deplasmanları uç kuvvetleri ve ankastrelik uç kuvvetleri	16
Şekil 3.3. Rijitlik etki katsayıları	17
Şekil 4.1. Perde duvarları arasında bir bağ kirişi	27
Şekil 4.2. Boşluklu perdelerin uç deplasmanları	28
Şekil 5.1. İşaret Kabulü	31
Şekil 5.2. Basınç hali $d_3=1$ yüklemesi	35
Şekil 5.3. Basınç hali $d_6=1$ yüklemesi	37
Şekil 5.4. Basınç hali $d_2=1$ yüklemesi	38
Şekil 5.5. Basınç hali $d_5=1$ yüklemesi	40
Şekil 5.6. Çekme hali $d_3=1$ yüklemesi	40
Şekil 5.7. Çekme hali $d_6=1$ yüklemesi	42
Şekil 5.8. Çekme hali $d_2=1$ yüklemesi	43
Şekil 5.9. Çekme hali $d_5=1$ yüklemesi	44
Şekil 6.1. Uniform yüklü ankastre kiriş	49
Şekil 6.2. Tekil yüklü ankastre kiriş	55
Şekil 6.3. Doğrusal yayılı yüklü ankastre kiriş	58
Şekil 6.4. Simetrik Trapez yüklü ankastre kiriş	61
Şekil 6.5. Üçgen yayılı yüklü ankastre kiriş	64
Şekil 7.1. Örnek 1: Yatay ötelenmesi önlenmemiş yarı-rijit bağlı elastik mesnetli düzlemsel bir çerçevenin birinci ve ikinci merteye analizi	72
Şekil 7.2. Örnek 1.'in kodlama durumu	73
Şekil 7.3. Örnek 2: Yatay yüklere maruz yarı-rijit bağlı kiriş-kolon, kolon-temel elastik mesnetli düzlemsel bir çerçevenin birinci ve ikinci merteye analizi	82
Şekil 7.4. Örnek 2.'nin kodlama durumu	83

EK LİSTESİ

Ek-1: Akış Diyagramı	101
Ek-2: Örnek 2'nin Veri Dosyası	102
Ek-3: Program Listesi	106

KISALTMA VE SİMGELER

- E : Elastisite modülü,
G : Kayma modülü,
I : Atalet momenti,
A : Eleman kesit alanı,
k : Kesit şekline bağlı katsayı,
L : Eleman boyu,
S : Elastik mesnet dönel rijitliği,
f : Ankastrilik 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,

1. GİRİŞ

Yüksek mukavemetli beton ve çelik üretimi ve betonarme kesit hesaplarının taşıma gücü yöntemine göre yapılması, geçmişe oranla, daha ince, narin ve çok katlı betonarme elemanların üretilmesini olanaklı kılmıştır. Kat sayısı arttıkça yüksek binalardaki yatay etkiler de doğal olarak artmaktadır. Sonuç olarak, düşey yükler için tasarlanmış olan kolonlar bu yatay etkilerden doğan eğilme momentlerine karşı yeterli olmazlar. Bu durumda, binaların yatay yüklere karşı dayanımlarını arttırmak için, kolonlara göre daha yüksek düzlem içi eğilme rijitliklerine (EI) sahip olduklarından perde duvarlar kullanılır. 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, Karacan 2011, Çelik 2012).

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(a)-(b)'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 konstrüksiyonda kirişlerin kolonlara birleşim yerlerinin tam

rijit davranmadığı bilinmektedir (Aksoğan ve Akkaya 1991, Aksoğan ve Görgün 1993, Yılmaz 2008, Karacan 2011, Kaymak 2012, Çelik 2012). Ayrıca Şekil 1.2. de görüldüğü gibi kolon temel birleşim yerlerinin de tam rijit olarak birbirlerine bağlı varsayımına uygun davranmadıkları görülmektedir. Böyle durumlarda kiriş-kolon ve kolon-temel bağlantı noktalarında birbirlerine elastik dönel yaylarla bağlıymış gibi davranırlar. Bu gibi durumlarda eşdeğer dönel yay sabitleri deneysel ve benzeri yöntemlerle yaklaşık olarak bulunduğunda yapı sisteminin analizini yapmak mümkün olmaktadır. Bu amaçla yapılan bu çalışmada QBASIC dilinde bir bilgisayar programı hazırlanmıştır. Hazırlanan bilgisayar programında rijitlik matrisi yöntemi kullanılmıştır. Yöntemi uygulayabilmek için kayma şekil değiştirmeleri de hesaba katılarak nonlineer analize ait eleman rijitlik matrisinin teşkili ve ankastrelilik 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 dönel yaylar ile bağlanmış olan çerçevelerin statik analizi yapılabilmektedir.

Diğer birçok bilim ve mühendislik konularında olduğu gibi yapı analizlerinde de analizcinin en etkili aracı lineerleştirmedir. 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 aksenal 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

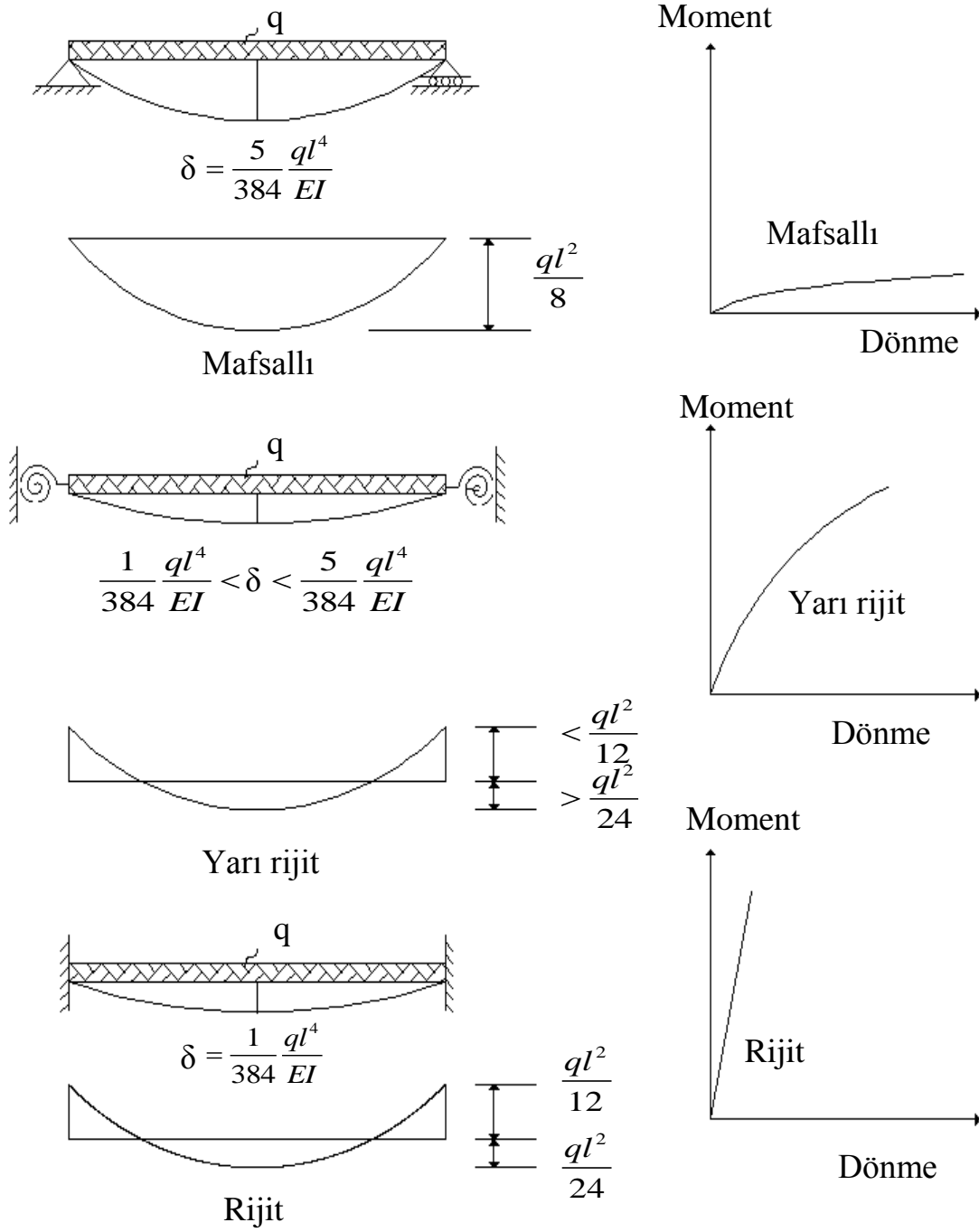
rijitliğine etki ederek analizin nonlineer olmasına neden olurlar. Bu nonlineerlik yapı elemanlarının ve sonuç olarak yapının rijitlik matrisinin yük düzenine bağlı olarak değişmesinden kaynaklanır. Yapının bilinen rijitlik matrisine gelen katkıya geometrik rijitlik matrisi ve elastik rijitlik matrisi 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.

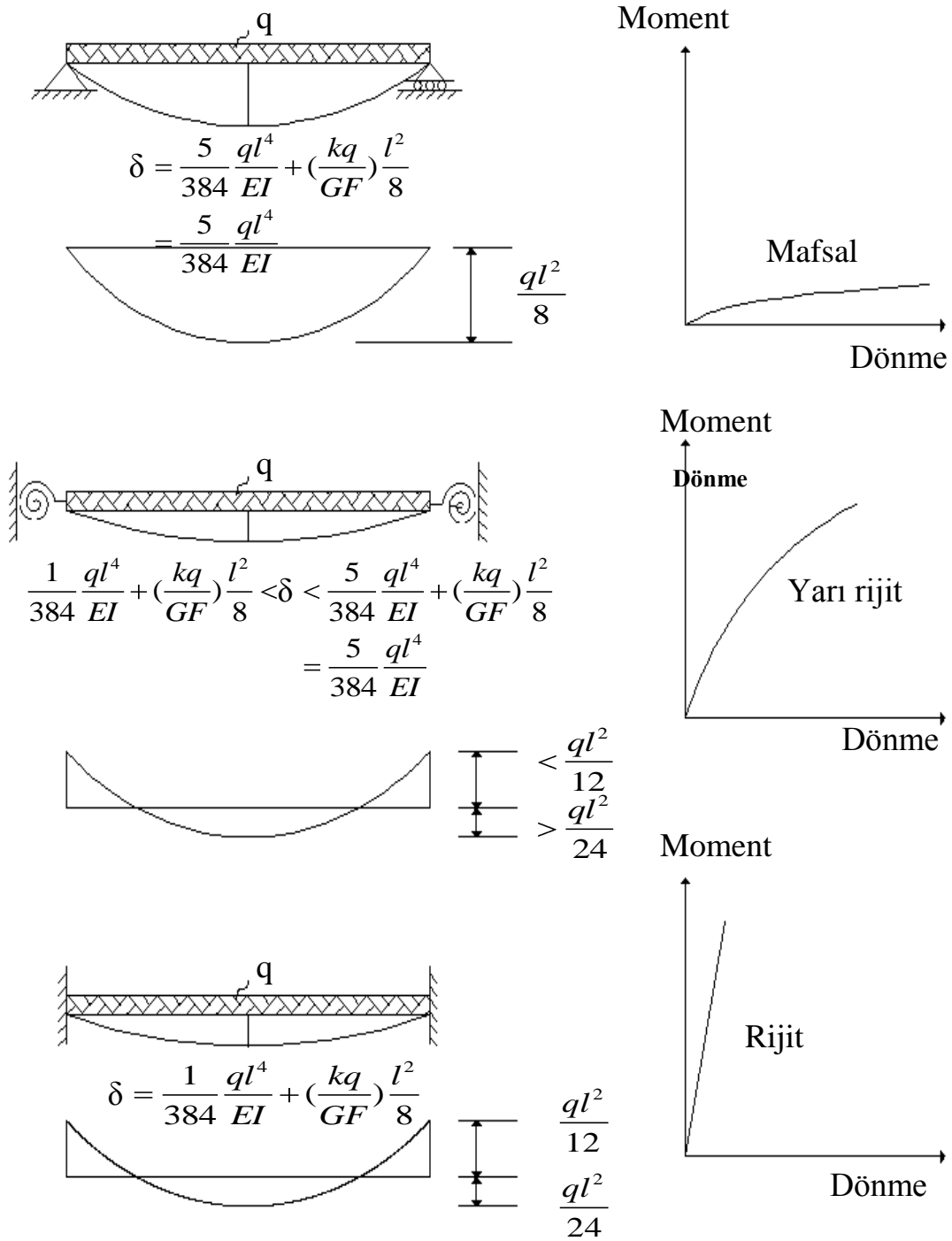
Boşluklu veya boşluksuz perde duvarları içinde oluşan gerilme ve şekil değiştirmelerin elastisite teorisi ile kesin çözümü önemli güçlükler arz etmektedir. Problemin çözümünde, sayısal yöntemler arasında sonlu elemanlar yöntemi uygun olmakla beraber yeter hassaslıkta çözüm elde edebilmek için perdelerin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

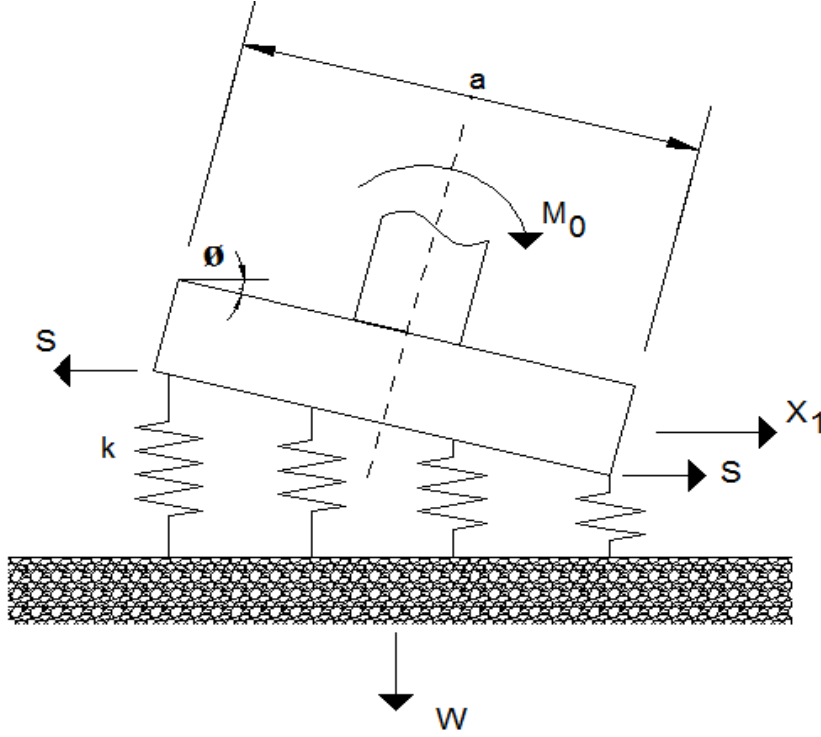
Bilgisayar için programlama mümkün olduğundan, denklemlerin yazılışı ve çözümü bilgisayar tarafından çok hızlı ve yanlışsız olarak yapılabilmektedir. Ayrıca rijitlik matrisinde en büyük elemanlar köşegen üzerinde bulunduğundan çözümde doğruluk derecesi yüksektir (Dinçer 1989).



Şekil 1.1(a). Yapı sistemlerindeki kiriş-kolon bağlantı şekilleri
(Euler-Bernoulli kiriş elemanı)



Şekil 1.1(b). Yapı sistemlerindeki kiriş-kolon bağlantı şekilleri
(Timoshenko kiriş elemanı)



Şekil 1.2. Yapı sistemlerindeki kolon-temel bağlantı şekli

1.2. Boşluklu Perdeler

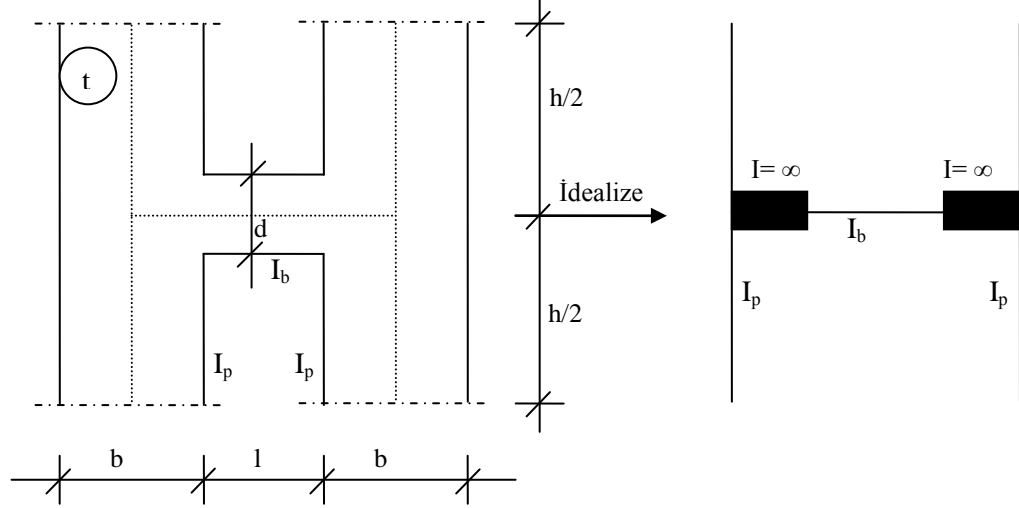
Perdeli sistemlerde, kapı, pencere boşlukları bırakılması nedeniyle perde elemanlarda düşeyde bir süreksizlik meydana gelmektedir. Perdeli sistemlerin özel bir hali olarak düşünülebilecek bu tür sistemlere boşluklu perdeler denilmektedir.

Bu durumda boşluklu perdeleri; iki perde duvarın, bağ kirişleri diye adlandırılabilen kısa kirişlerle birbirlerine bağlandığı perde sistemler olarak tanımlamak mümkündür (Şekil 1.3).

Genelde söz konusu bağ elemanlarının boyutları, gerek mimari zorunluluklar gerekse çözüm kolaylığı açısından tüm katlarda sabit olacak şekilde düzenlenir. Ancak bu durumda boşluklu perdelerin bağ elemanları bazı bölgelerde (perdeye saplandığı kesimler) yetersiz kalabilir. Yeterli olup olmayacağına karar vermek bakımından, bağ elemanlarının plastik davranışlarının da bilinmesi gerekir.

Statik hesaplarda kolaylık olması açısından eşdeğer çerçeve yöntemi önerilmektedir. Boşluklu perdeler, bağlantı kirişi eksenleriyle perde eksenlerinin oluşturduğu çerçeveler olarak idealize edilerek hesap yapılır.

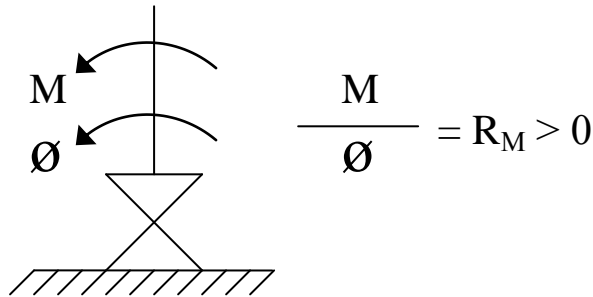
İdealize etmede kirişlerin geniş perdeler, perdelerin de yüksek bağlantı kirişlerinin içinde kalan bölgeleri sonsuz rijit olarak alınmaktadır.(Şekil 1.3).



Şekil 1.3. Boşluklu perde

1.3. Elastik Ankastre Mesnetler (Dönmeye karşı elastik ankastre mesnet)

Bu tip mesnetlerin x , y doğrusal yer değiştirmeleri sıfırdır. Mesnede bir moment etkidiği zaman bu mesnet ϕ kadar döner, bu dönme M ile orantılıdır. Yani; $M/\phi = R_M > 0$ oranı sabittir. R_M sabitine mesnedin dönme karşı redörü denir. Bu mesnedin gösteriliş şekli Şekil 1.4.'deki gibidir (Çakıroğlu ve Çetmeli, 1983).



Şekil 1.4. Dönmeye karşı elastik ankastre mesnet

Bu çalışmanın yapılış nedeni yukarıda bahsedilen özelliklerin ayrı ayrı ele alınmasının birleştirilmesidir. Bu çalışma (Yılmaz 2008, Karacan 2011, Çelik 2012, Kaymak 2012) yapılan Yüksek Lisans Tez çalışmalarının devamı olup, o tezlerde dikkate alınan bütün özelliklere ek olarak bu çalışmada yukarıda bahsedilen kolon-temel bağlantılarının elastik dönel yaylarla bağlı oldukları dikkate alınmıştır Şekil 1.2. Şekil 1.2'de:

a: temel uzunluğu,

k: yay katsayısı,

w: zeminin düşey yerdeğiştirmesi,

S: temel zeminin yüzey reaksiyonu,

x_1 : yatay koordinat,

\emptyset : Temelin dönme eğimini göstermektedir.

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.

Romstad ve Subramanian (1970), 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.

Ghali ve Neville (1971), ikinci mertebe 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.

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

tain etmiş ve bunlardan faydalanarak elde ettiği tablolar vermiştir. Ayrıca ikinci mertbe 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 mertbe 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 Kıral (1986), boşluklu perdelerde, bağ kirişinin perde eksenindeki birim deplasman sabitlerini, birinci mertbe 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.

Dinçer (1989), kayma deformasyonlarının etkisi göz önüne alınarak rijit bağlı çubuklar için rijit uçların varlığının ikinci mertbe analizine etkilerini değişik ara yük durumlarını da inceleyerek ele almışlardır.

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 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 nonlinear 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 nonlinear analizini, yayların nonlinear 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.

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.

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

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.

Hayalioğlu ve Değertekin. (2005), yarı-rijit bağlantılı çelik çerçevelerin ve kolon temellerinin genetik optimizasyon yöntemiyle minimum maliyet dizaynı üzerinde çalışmışlardır.

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.

Karacan (2011), kesme kuvvetini hesaba katarak uçlarında rijit bölgeler bulunan ve düğüm noktalarına dönel yaylarla bağlı çubuklardan oluşan düzlemsel çerçevelerin nonlinear analizi üzerinde çalışmışlar.

Kaymak (2012), kesme kuvvetini hesaba katarak uçlarında rijit bölgeler bulunan ve düğüm noktalarına dönel yaylarla bağlı çubuklardan oluşan düzlemsel çerçevelerin stabilite analizi üzerinde çalışmışlar.

Çelik (2012), kesme kuvvetini hesaba katarak uçlarında rijit bölgeler bulunan ve düğüm noktalarına dönel yaylarla bağlı çubuklardan oluşan düzlemsel çerçevelerin geometrik ve malzeme bakımından nonlinear analizi üzerinde çalışmışlar.

Ochoa (2012), kesme kuvvetini hesaba katarak elastik mesnetli yarı-rijit bağlı düzlemsel çerçevelerin stabilite ve ikinci mertebe analizi üzerinde çalışmıştır.

Bu çalışma literatürde eksik kalan ve yukarıdaki çalışmalara ek olarak kesme kuvvetini hesaba katıp elastik bağlı kolon-temel birleşimlerini 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 bölgeleri sonsuz rijittir.

7. Geometrik nonlineerlik 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,
S : Elastik mesnet dönel rijitliği,
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, açı 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 matrise “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, Kıral 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.

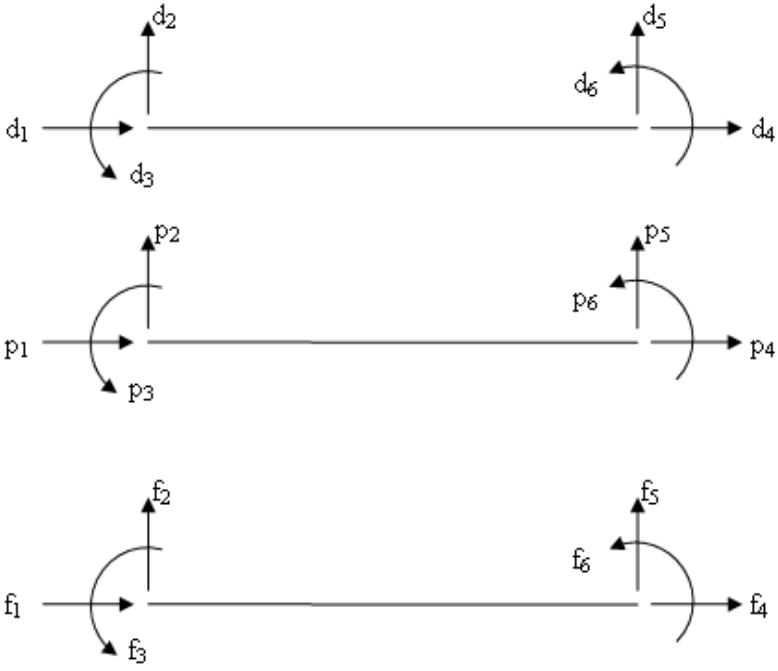
Kuvvetler ve ötelenmeler için doğru, dönmeler için eğri oklar kullanılır ve bütün oklar sıra ile numaralanır (Şekil 3.1, Şekil 3.2).

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

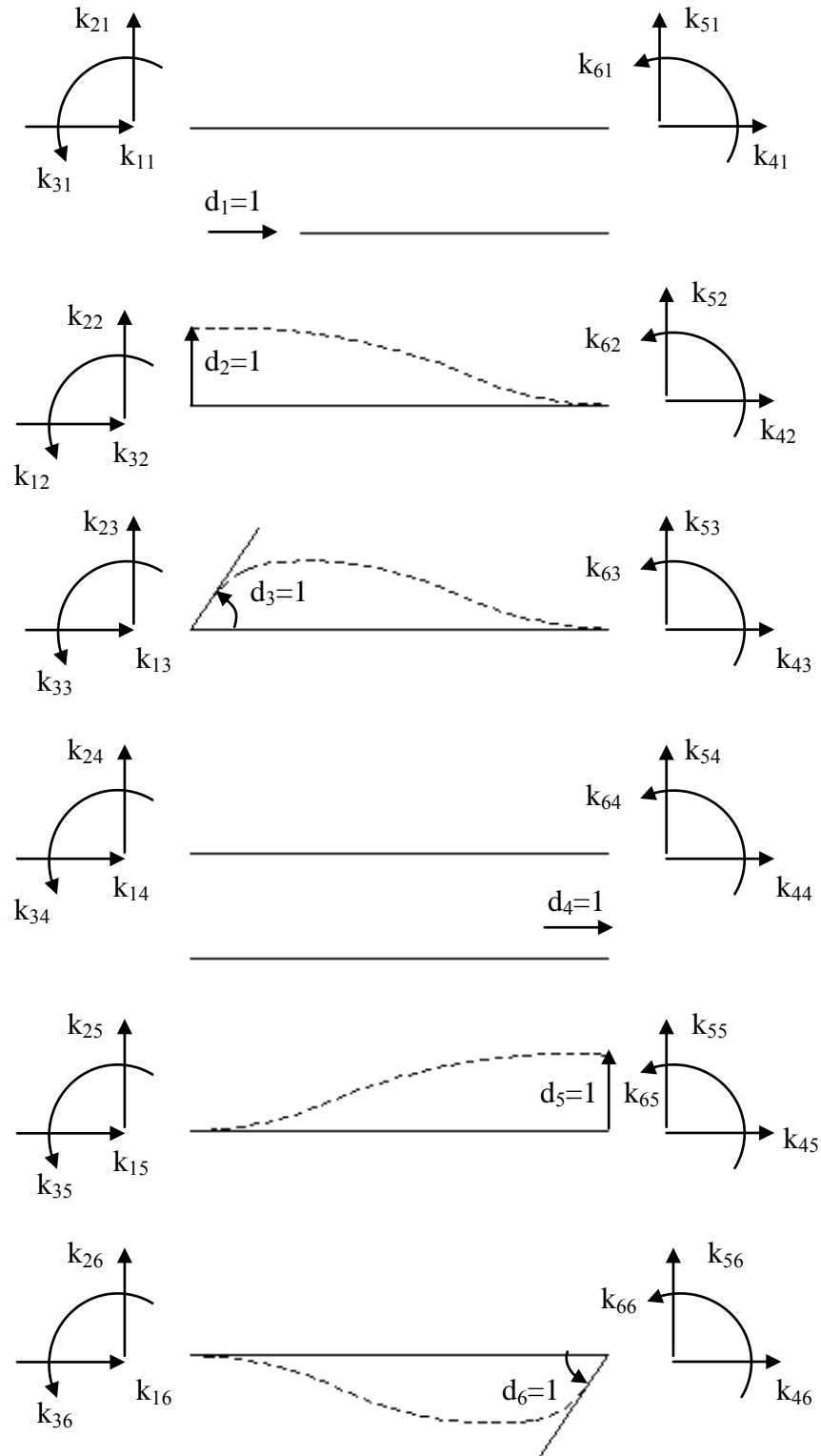
Adı geçen katsayılar literatürde kayma deformasyonları ihmal edilerek lineer analiz ile verilmektedir (Tezcan, (1970), Çakıroğlu, Özden ve Özmen, (1970), Dündar, Kıral ve Mengi (1985) Yine kayma deformasyonlarının etkileri de dikkate alınarak lineer analiz ile Dündar ve Kıral (1986), nonlineer analiz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



Şekil 3.1. İşaret kabulü



Şekil 3.2. Eleman koordinatlarında eleman uç deplasmanları uç kuvvetleri ve ankastrelük 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 $P = k d + f$ 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 \bar{P} , \bar{k} , \bar{d} ve \bar{f} sırası ile uç kuvvetleri kolon vektörü, eleman rijitlik matrisi, uç deplasmanları kolon vektörü ve ankastrelik 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. (Denklemler 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 $\{R\}$ hesap edilir. Bu $\{R\}$ kolon vektörü sistem koordinatlarına dönüştürülür. $\{R\}$ 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. 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.

3.8. 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.

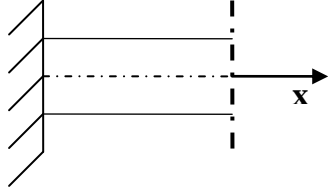
3.9. Çeşitli Mesnet Şekilleri ve Bunlarla İlgili Sınır Şartları

$$\frac{d^4y}{dx^4} = \frac{w}{EI} \quad (3.3)$$

diferansiyel denklemi dördüncü mertebededir; entegrasyonunda dört tane sabite rastlanır. Bunların belirtilmesi için çubukların uçlarındaki bağlantı şeklinin, kısaca, mesnet şartlarının bilinmesi gerekir. Bu şartlar her uç için iki tane olduğundan, mevcut iki uç için de dört tane eder. Aşağıda sırasıyla çeşitli mesnet şekilleri ve bunlarla ilgili sınır şartları incelenecektir (İnan, 1984).

a) Ankastre (Geçme) mesnet:

Burada çökme ve dönmeye karşı olan serbestlikler tamamıyla yok edilmiştir. Her yönden tam bağlı olan bu mesnette şartlar;



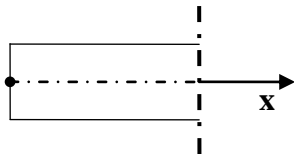
$$x = 0 \quad \text{için} \quad y = 0 \quad \text{ve} \quad y' = 0 \quad (3.4)$$

den ibarettir. Şartların her ikisi de geometrik karakterlidir. Mesnet çubuk eksenini doğrultusunda kayıcı ankastre de olsa şartlarda bir değişiklik yapmaya gerek yoktur; çünkü doğru eksenli çubuklarda eksen doğrultusundaki yer değiştirme sıfır kabul edilmiştir.

b) Serbest uç (Bağısız uç): Burada çubuğun ucu tamamen serbest olduğu için şartlar geometrik tipten değildir; uç kesite etkiyen kuvvet ve kuvvet çiftinin verilen belirli değerlere eşit olması, burası için sınır şartlarından ibarettir. Kuvvet ile ilgili olduklarından bunlara dinamik şartlar adı verilir. Mesela serbest (bağısız) olan uç aynı zamanda etki bakımından da boş ise, burada $T = 0$ ve $M = 0$ olur. Diğer taraftan

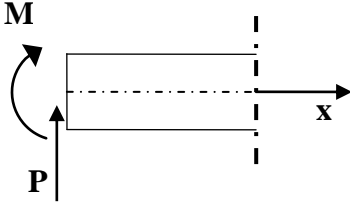
$$\left. \begin{array}{l} y(x) = \text{çökmeler,} \\ y'(x) = \text{eğimler veya kesit dönmeleri,} \\ -EIy''(x) = M, \text{ eğilme momenti,} \\ -EIy'''(x) = T, \text{ kesme kuvveti,} \\ EIy^{IV}(x) = w, \text{ yayılı yükün şiddeti.} \end{array} \right\} \quad (3.5)$$

göz önüne alınınca bu dinamik şartları, y fonksiyonunun türevleriyle ifade edebiliriz:



$$x = 0 \quad \text{için} \quad y''' = 0 \quad \text{ve} \quad y'' = 0 \quad (3.6)$$

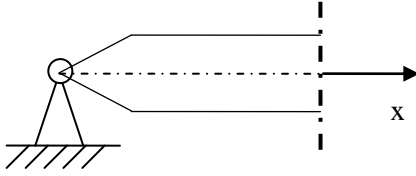
Eğer serbest uca etkiyen bir P dış kuvvetiyle, M dış momentini verilmiş ise şartlar;



$$x = 0 \quad \text{için} \quad -EIy''' = P \quad \text{ve} \quad -EIy'' = M \quad (3.7)$$

şeklinde yazılacak demektir.

c) Mafsallı mesnet: Burada çubuğun ucu çökmeye karşı bağlı olduğu halde, dönme serbestliği vardır. O halde $x = 0$ ve $M = 0$ alınacak demektir. Biri geometrik diğeri dinamik tipten olan bu karışık hal için aranan iki şart;



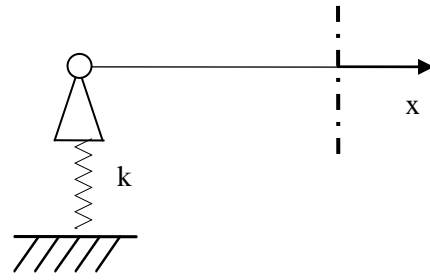
$$x = 0 \quad \text{için} \quad y = 0 \quad \text{ve} \quad y'' = 0 \quad (3.8)$$

dan ibarettir. Şu noktayı önemle belirtelim ki, mesnedin sabit veya kayıcı mafsallı olması, sınır şartlarında bir değişiklik yapmaz, çünkü w (yatay yer değiştirme) = 0 dır.

Yukarıda ele alınan bağ şekillerinden başka, bir de çökmeye veya dönmeye karşı elastik olarak bağlı mesnet tipleri vardır. Uçtaki bağlar esnek olduğundan buralarda çökmelerle veya dönme açılarıyla orantılı tepkiler doğmaktadır. Meydana gelen tepkilerin yönü daima ilgili mesnet hareketlerine karşı gelecek bir tarzdadır. Şimdi bunları inceleyelim.

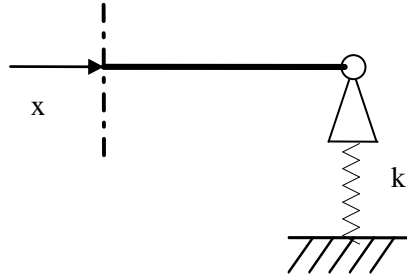
d) Elastik çöken mafsallı mesnet:

Bu mesnet mafsallı olduğu için, $M = 0$ edecek, yalnız çökmelerle orantılı bir tepki doğacağından, y ile y''' arasında bir bağıntı olması gerekir. Buradaki iki şart



$$x = 0 \quad \text{için} \quad -EIy''' = ky \quad \text{ve} \quad y'' = 0 \quad (3.9)$$

den ibarettir. Denklemdeki k orantı katsayısı daima pozitif olup yay sabiti adıyla anılır ve boyutu itibari ile $[k] = \text{kg/cm}$ dir. Söz konusu mesnet, çubuğun sağ ucunda ise, ilk şartta işaret değişikliği yapmak gerekir:



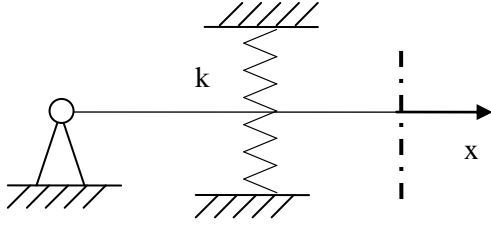
$$x = L \quad \text{için} \quad EIy''' = ky \quad \text{ve} \quad y'' = 0 \quad (3.10)$$

olacaktır. Sol ve sağ mesnet için, yalnız işaret bakımından farklı olan, bu iki şart şöylece özetlenebilir:

$$EIy''' \pm ky = 0 \quad (3.11)$$

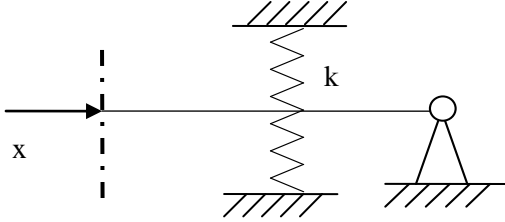
Burada üst işaret sol ve alt işaret sağ mesnet için uygulanacak demektir.

e) Elastik dönen sabit mesnet: Burada çökme bakımından tam bağıllık vardır, yani $y = 0$; yalnız mesnette dönme açılarıyla orantılı bir tepki kuvvet çifti (moment) doğmaktadır. Şartlar



$$x = 0 \quad \text{için} \quad y = 0 \quad \text{ve} \quad EIy'' = \mu y' \quad (3.12)$$

den ibarettir. Denklemden görülen μ orantı katsayısı, sabit ve pozitif bir değer olup boyutu $[\mu] = \text{kg/cm}$ dir. Söz konusu mesnet çubuğunun sağ ucunda bulunursa sınır şartında, işaret bakımından bir değişiklik yapmak gerekir:



$$x = L \quad \text{için} \quad y = 0 \quad \text{ve} \quad -EIy'' = \mu y' \quad (3.13)$$

olacaktır. Sol ve sağ mesnet için yalnız işaret bakımından farklı olan bu şartları şöyle ifade edebiliriz:

$$EIy'' - \mu y' = 0 \quad (3.14)$$

$$EIy'' + \mu y' = 0 \quad (3.15)$$

Burada üst denklem sol ve alt denklem de sağ mesnet için uygulanacak demektir.

f) Hem elastik çöken ve hem de elastik dönen mesnet: Bu tip yukarıda d ve e hallerinde incelenen mesnet şekillerinin birleştirilmesinden elde olunur. Sınır şartlarına gelince (3.11) ve (3.14) ten

$$y''' \pm cy = 0 \quad \text{ve} \quad y'' - \mu y' = 0, \quad y'' + \mu y' = 0 \quad (3.16)$$

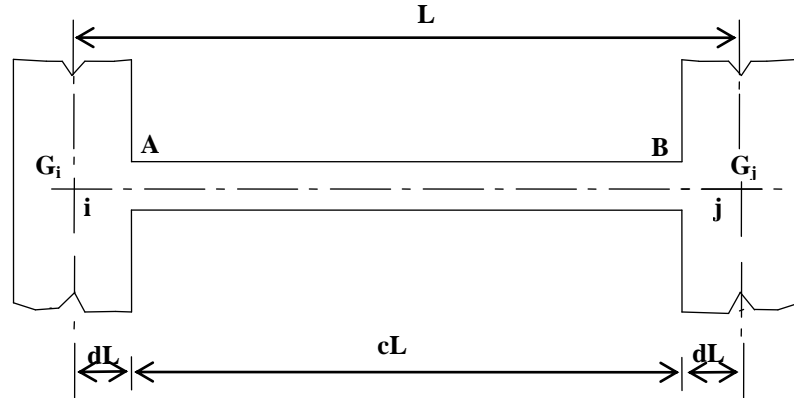
gibi genel bir tarzda ifade olunabilir. Burada üst işaretler sol ve alt işaretler de sağ mesnet için uygulanacaktır. (3.16) şartları geneldir, a, b ve c hallerinde incelenen sınır şartlarını da kapsar. Böyle haller için yalnız k ve μ sabitleri yerine sıfır veya sonsuz almak gerekir.

Bu çalışmada yukarıda bahsedilen elastik dönen kolon-temel bağlantılarının elastik dönel yayalarla bağlı oldukları dikkate alınmıştır (Bkz. Şekil 1.2).

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

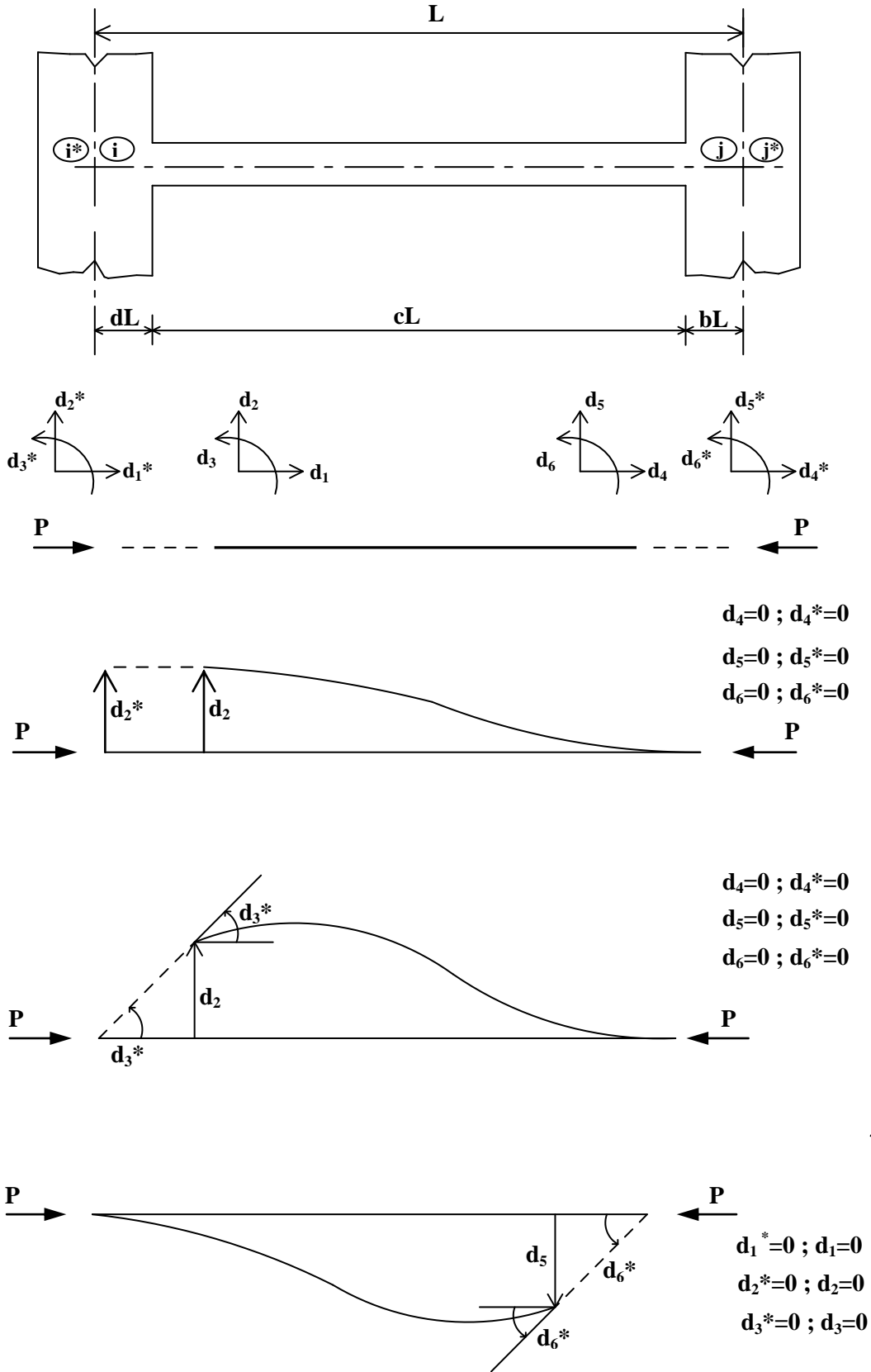
Boşluklu perdeler, bağlantı kirişi eksenleriyle perde eksenlerinin oluşturduğu çerçeveler olarak idealize edilerek hesap yapılır. İdealize etmede, kirişlerin geniş perdeler, perdelerin de yüksek bağlantı kirişlerinin içinde kalan bölgeleri sonsuz rijit olarak alınmaktadır. Bundan başka kirişleri çok 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.

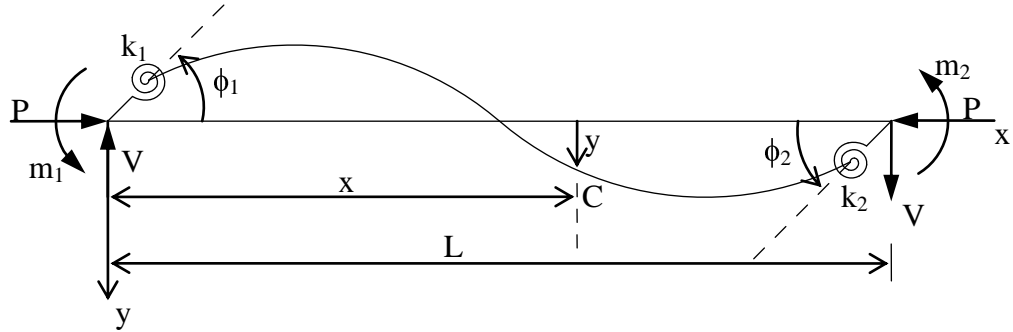
O halde bağ kirişinin birim deplasman sabitleri, yukarıdaki eşitliklerde $i j$ çubuğunun birim deplasman sabitleri yerine konularak bulunabilir (Yukarıdaki eşitlikler P yerine sıfır değer vermek suretiyle lineer analiz için de geçerlidir.). Normal kuvvetin çekme olması halinde denklemlerdeki P işaret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

$$EI, \quad GkA = GA_s, \quad k = 1/k' \quad (5.1)$$

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 rölatif 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.

k' TABLOSU

Kesit	Daire	Dikdörtge n	İnce halka	Putrel -NP. No8
k'	1.18	1.20	2.00	2.52

Çizelge 5.1.

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

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

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

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

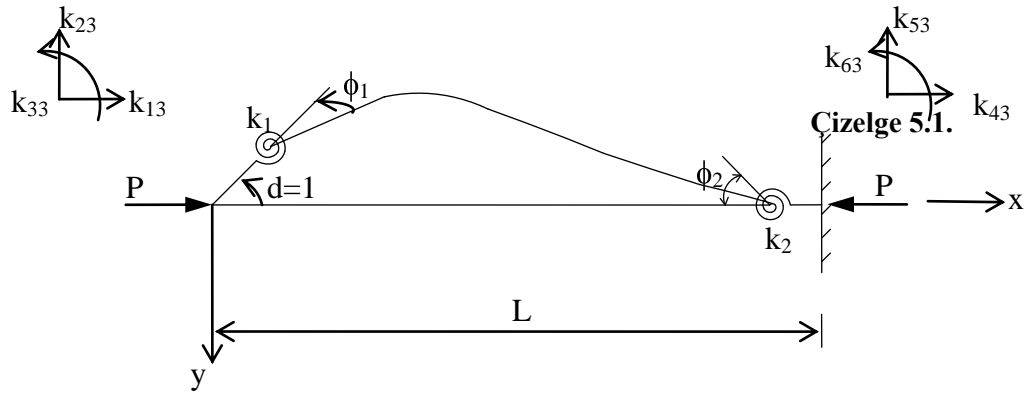
şeklini alırlar.

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 değerlerine sıfır değer verip hesaplamak gerekir.

5.2.1. Basınç Hali

$d_3 = 1$ için



Şekil 5.2. $d_3 = 1$ yüklemesi

Sınır koşulları

a - uçlarındaki çökmeler

$$x = 0 \text{ da } y = 0 \quad (5.30)$$

$$x = L \text{ de } y = 0 \quad (5.31)$$

b - uçlarındaki dönmeler

$x = 0$ da, (5.4) denkleminde

$$y'_0 = y'_f + y'_s(0) \quad (5.32)$$

Eğilmeden dolayı,

$$y'_f(0) = -1 + \frac{k_{33}}{J_1} \quad (5.33)$$

Kaymadan dolayı, (5.7) denkleminde

$$y'_s = \frac{M'}{GA_s} = \frac{P}{GA_s} y'(0) + \left(\frac{k_{33} + k_{63}}{LGA_s} \right) \quad (5.34)$$

olduğuna göre, (5.32) denkleminde yerine konulursa,

$x = 0$ durumunda,

$$y'(0) = -\frac{1}{1 - P/GA_s} + \frac{k_{33}}{J_1 (1 - P/GA_s)} + \left(\frac{k_{33} + k_{63}}{L\bar{k}_s} \right) \quad (5.35)$$

şeklinde bulunur.

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 konulur 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,

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

$$\Omega = \psi \delta \psi^2 \beta_1 \beta_2 - 1 + \beta_1 + \beta_2 \sin \psi - 2 + \psi^2 \delta \beta_1 + \beta_2 \cos \psi + 2$$

kısaltmaları yapılırsa,

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

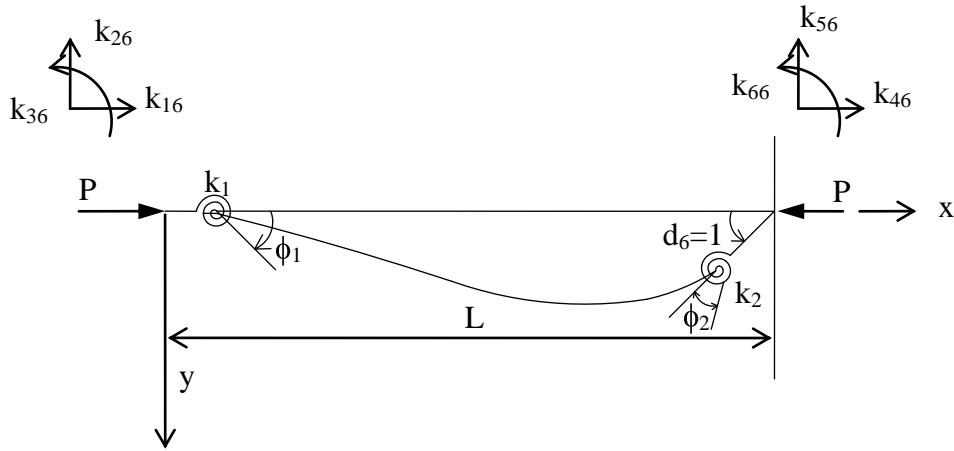
$$k_{63} = \frac{EI}{L\Omega} \psi \left(\psi \delta - \sin \psi \right) = k_{36} \quad (5.41)$$

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

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

ifadeleri elde edilir. Burada,

$d_6 = 1$ için,



Şekil 5.3. $d_6 = 1$ yüklemesi

Sınır koşulları :

a - uçlarındaki çökmeler

$$x = 0 \text{ da } y = 0 \quad (5.44)$$

$$x = L \text{ de } y = 0 \quad (5.45)$$

b - uçlarındaki dönmeler

$x = 0$ durumunda,

$$y'(0) = \frac{k_{36}}{J_1 (1 - P/GA_s)} + \left(\frac{k_{36} + k_{66}}{L\bar{k}_s} \right) \quad (5.46)$$

$x = L$ durumunda,

$$y'(L) = -\frac{1}{1 - P/GA_s} + \frac{k_{66}}{J_2 (1 - P/GA_s)} + \left(\frac{k_{36} + k_{66}}{L\bar{k}_s} \right) \quad (5.47)$$

şeklindedir.

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,

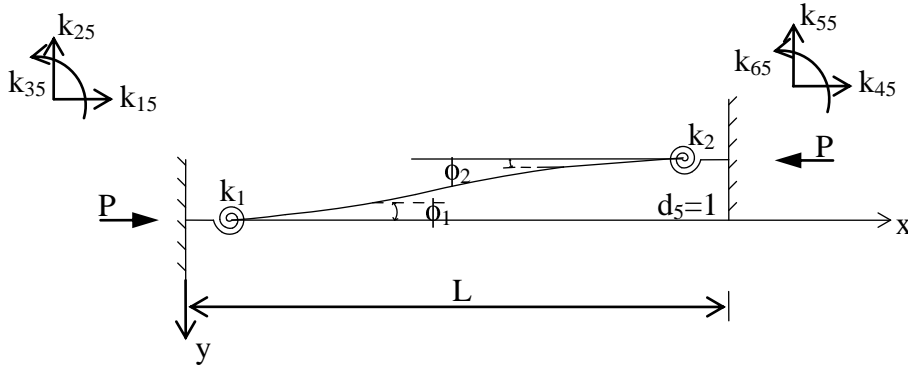
$$k_{32} = \frac{EI}{L^2 \Omega} \psi^2 \delta \ \psi \beta_2 \sin \psi - \cos \psi + 1 = k_{23} = -k_{35} = -k_{53} \quad (5.63)$$

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

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

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

$d_5 = 1$ için,



Şekil 5.5. $d_5 = 1$ yüklemesi

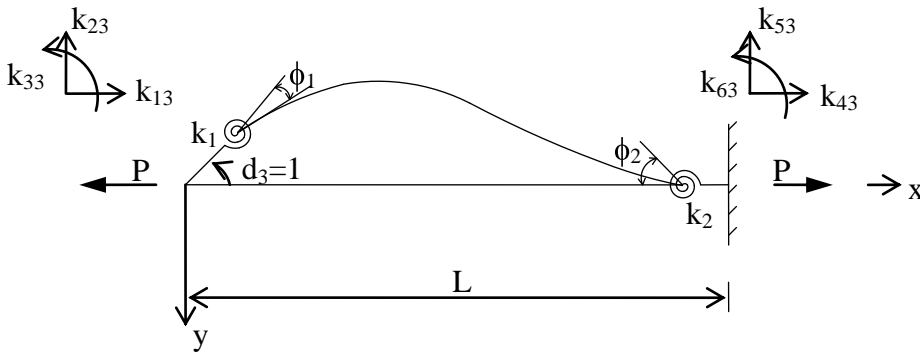
Şekil 5.5'e göre

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

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,

$$y = 0 \quad (5.68)$$

$x = L$ durumunda,

$$y = 0 \quad (5.69)$$

b - uçlarındaki dönmeler

$$y'(0) = -\frac{1}{1+P/GA_s} + \frac{k_{33}}{J_1} + \frac{1+P/GA_s}{L\bar{k}_s} \left(\frac{k_{33} + k_{63}}{L\bar{k}_s} \right) \quad (5.70)$$

$$y'(L) = \frac{k_{63}}{J_2} + \frac{1+P/GA_s}{L\bar{k}_s} \left(\frac{k_{33} + k_{63}}{L\bar{k}_s} \right) \quad (5.71)$$

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,

$$A = -\left(\frac{k_{33} \cosh(\psi) + k_{63}}{P \sinh(\psi)} \right) \quad (5.72)$$

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

ve birim deplasman sabitleri,

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

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

kısaltmaları yapılırsa,

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

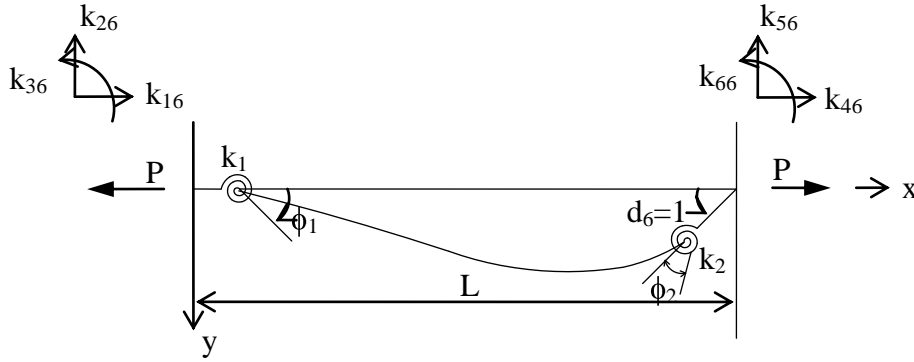
$$k_{63} = -\frac{EI}{L\Omega} \psi \left(\psi \delta - \sinh \psi \right) = k_{36} \quad (5.75)$$

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

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

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,

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

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

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

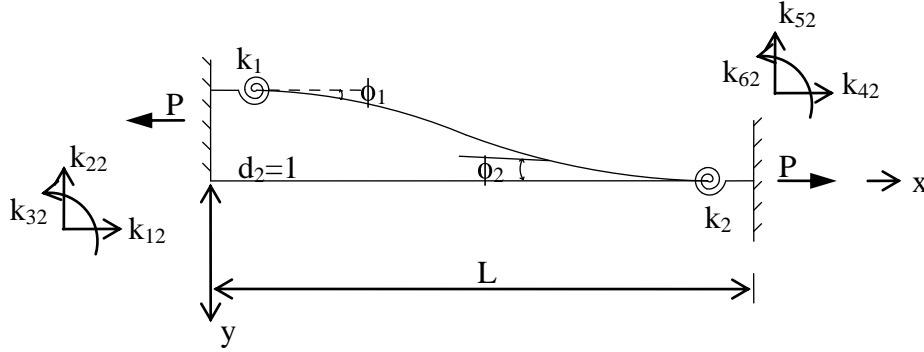
$$k_{66} = -\frac{EI}{L\Omega} \psi \quad 1 - \psi^2 \delta \beta_1 \sinh \psi - \psi \delta \cosh \psi \quad (5.83)$$

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

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

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,

$$y' \big|_0 = \frac{k_{32}}{J_1 (1 + P/GA_s)} + \left(\frac{k_{32} + k_{62} + P}{Lk_s} \right) \quad (5.91)$$

$x = L$ 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 çözülürse, 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,

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

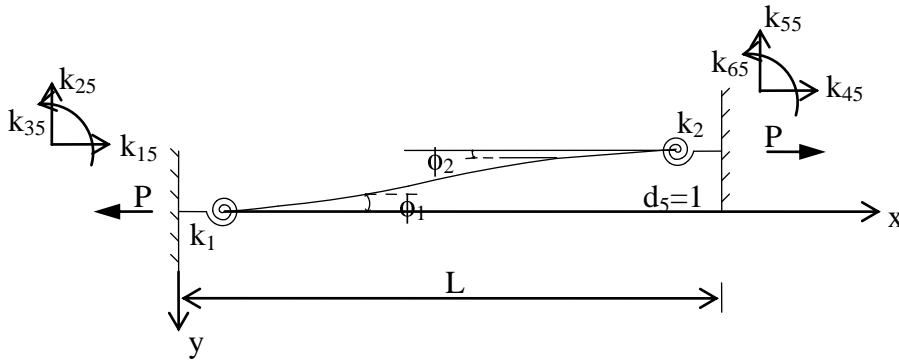
$$k_{62} = \frac{EI}{L^2 \Omega} \psi^2 \delta \quad \psi \beta_1 \sinh \psi + \cosh \psi - 1 = k_{26} = -k_{56} = -k_{65} \quad (5.96)$$

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

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

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

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

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

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

Kısaltmaları yapılırsa,

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

$$\chi_1 = 12 & 1+\beta_1+\beta_2 & & & & & & & & & (5.102a)$$

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

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

$$\chi_4 = 4 & 1+3 & \beta+\beta_2 & & & & & & & & (5.102d)$$

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

$$\chi_6 = 4 & 1+3 & \beta+\beta_1 & & & & & & & & (5.102f)$$

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

$$\chi_1 = \psi^3\delta^2 & 1-\psi^2\beta_1\beta_2 & \sin \psi + \psi & \beta_1+\beta_2 & \cos \psi & & & & & & (5.103a)$$

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

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

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

$$\chi_5 = \psi \left[\psi \delta - \sin \psi \right] \quad (5.103e)$$

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

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

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

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

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

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

$$\chi_5 = -\psi \left[\psi \delta - \sinh \psi \right] \quad (5.104e)$$

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

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

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.

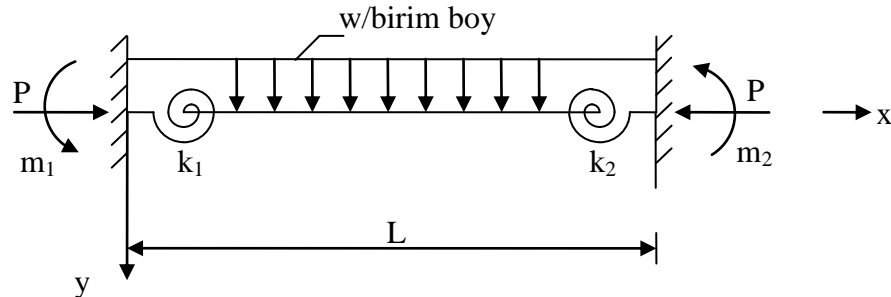
Bu bölümde, yukarıdaki etkiler dikkate alınarak aşağıda verilen yüklemeler altında ankastrelik uç momentleri bulunacaktır.

- 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,

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

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

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,

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

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

formülleri elde edilir. Burada

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

$$\Omega = \psi \delta \left[\psi^2\beta_1\beta_2 - 1 + \beta_1 + \beta_2 \right] \sin\psi - \left[2 + \psi^2\delta \left[\beta_1 + \beta_2 \right] \right] \cos\psi + 2$$

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

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,

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

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

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,

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

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

ifadeleri elde edilir.

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

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

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

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,

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

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

formülleri elde edilir. Burada,

$$\Omega = \psi \delta \psi^2 \beta_1 \beta_2 + 1 - \beta_1 - \beta_2 \sinh \psi - 2 - \psi^2 \delta \beta_1 + \beta_2 \cosh \psi + 2$$

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

kısaltmaları kullanılmıştır.

Yukarıda bulunan formüller $P=0$ hariç bütün aksenal basınç ve aksenal 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

$$\beta = \beta_1 = \beta_2 = 0 \text{ bu durumda,}$$

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

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

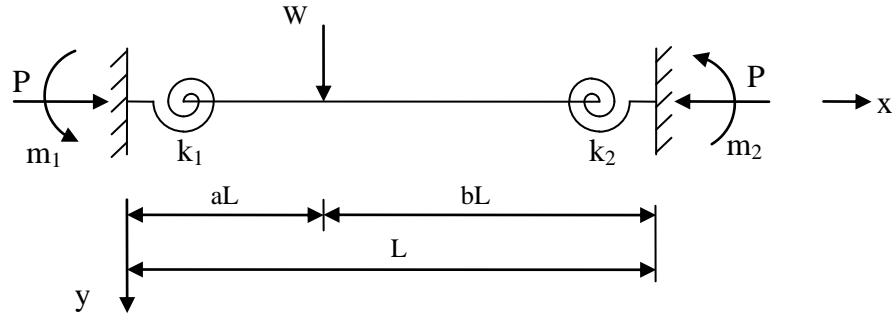
ankastrelik uç momentlerini veren formülleri elde edilir.

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, $aL \leq x \leq L$,

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

olduğuna göre, yukarıda yazılan çözüm sırası takip edilerek,

2. bölge için,

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

denklemleri elde edilir.

Sınır koşulları :

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

$x=0$ durumunda,

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

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

$x=L$ durumunda,

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

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,

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

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

formülleri elde edilir. Burada,

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

$$\Omega = \psi \delta \left[\psi^2\beta_1\beta_2 - 1 + \beta_1 + \beta_2 \quad \sin \psi - 2 + \psi^2\delta \beta_1 + \beta_2 \quad \cos \psi + 2 \right]$$

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

kısaltmaları kullanılmıştır.

6.2.2. Çekme Hali

Basınç halindeki benzer şekilde yapılan hesaplar sonucunda,

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

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

formülleri elde edilir. Burada,

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

$$\Omega = \psi \delta \left[\psi^2\beta_1\beta_2 + 1 - \beta_1 - \beta_2 \quad \sinh \psi - 2 - \psi^2\delta \beta_1 + \beta_2 \quad \cosh \psi + 2 \right]$$

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

kısaltmaları kullanılmıştır.

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

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

$$m_2 = -WLb \frac{a + 2\beta_1 + a + 1}{1 + 4\beta_1 + \beta_2 + 3\beta_1\beta_2}$$

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

$$m_1 = \frac{Wab^2}{L^2}$$

$$m_2 = \frac{Wba^2}{L^2}$$

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

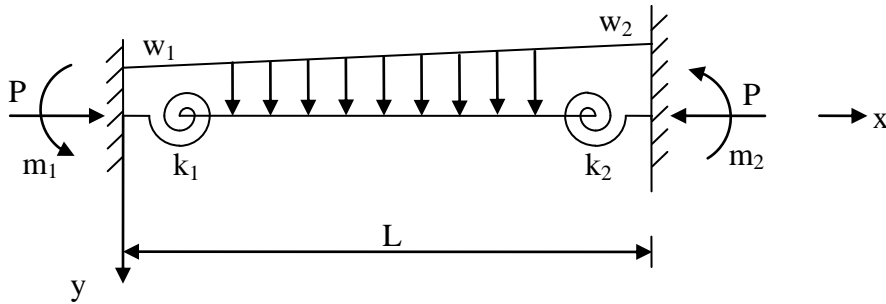
$$m_1 = \frac{WL}{8}$$

$$m_2 = -\frac{WL}{8}$$

ankastrelik uç momentlerini veren formülleri elde edilir.

6.3. Doğrusal Yaylı Yük

6.3.1. Basınç Hali



Şekil 6.3. Doğrusal yaylı yüklü ankastre kiriş

Şekil 6.3.'de görülen iki ucu ankastre kiriş doğrusal yaylı 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,

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

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

ankastrelik uç momentleri elde edilir. Burada,

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

$$\Omega = \psi \delta \psi^2 \beta_1 \beta_2 - 1 + \beta_1 + \beta_2 \sin \psi - 2 + \psi^2 \delta \beta_1 + \beta_2 \cos \psi + 2$$

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

kısaltmaları kullanılmıştır.

6.3.2. Çekme Hali

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

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

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

şeklinde bulunur. Burada,

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

$$\Omega = \psi \delta \psi^2 \beta_1 \beta_2 + 1 - \beta_1 - \beta_2 \sinh \psi - 2 - \psi^2 \delta \beta_1 + \beta_2 \cosh \psi + 2$$

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

kısaltmaları kullanılmıştır.

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

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

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

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
 $\beta = \beta_1 = \beta_2 = 0$,

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

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

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

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

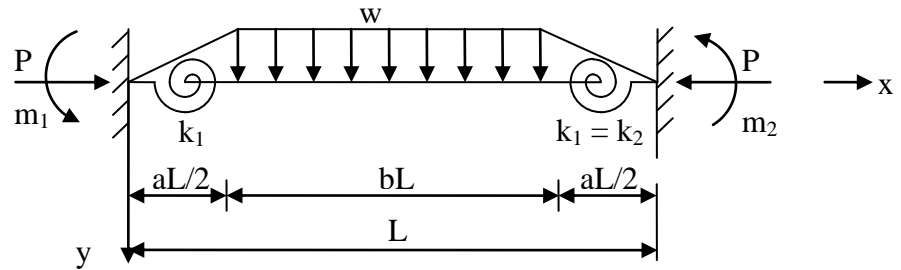
$$m_2 = -\frac{L^2}{60} (3w + 2w) = -\frac{5wL^2}{60} = -\frac{wL^2}{12}$$

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;

$$y_1 = A_1 \sin \alpha x + B_1 \cos \alpha x + \frac{1}{P} \left(\frac{wx^3}{3\alpha L} + \frac{waLx}{4} - \frac{wLx}{2} \right) + \left[\frac{m_1}{P} - \frac{2wx}{aL\alpha^2} \left(\frac{1}{P} + \frac{1}{k_s} \right) \right] \quad (6.67)$$

olarak elde edilir.

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

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

olduğuna göre, elde edilen diferansiyel denklemin genel çözümü;

$$y_2 = A_2 \sin \alpha x + B_2 \cos \alpha x + \frac{1}{P} \left(\frac{wx^2}{2} - \frac{wLx}{2} + \frac{w}{24} aL^2 \right) + \left[\frac{m_1}{P} - \frac{w}{\alpha^2} \left(\frac{1}{P} + \frac{1}{k_s} \right) \right] \quad (6.69)$$

olarak elde edilir.

Sınır koşulları :

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

$$x=0 \text{ da } y_1' = \frac{m_1}{J_1 (1 - P/GA_s)} + \left(\frac{2-a}{4k_s} \right) wL \quad (6.71)$$

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

$$x = aL/2 \text{ de } y_1' = y_2' \quad (6.73)$$

$$x = L/2 \text{ de } y_2' = 0 \quad (6.74)$$

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 ankastrelük 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,

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

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

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,

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

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

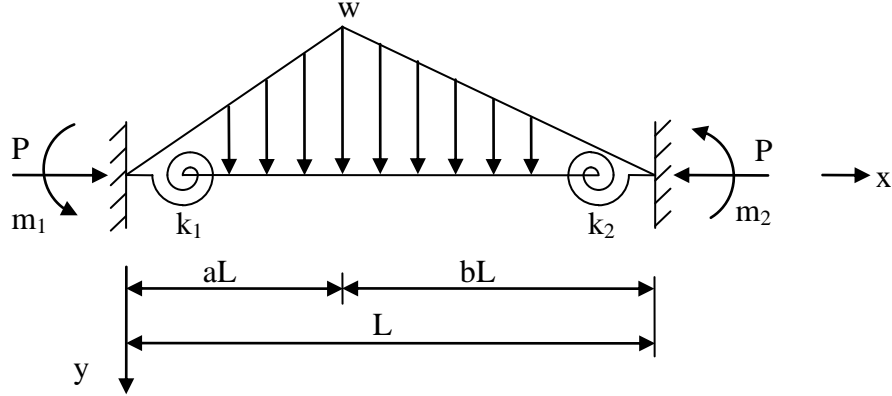
ankastrelik uç momentlerini veren formülleri elde edilir.

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 ankastrelilik uç momenti,



Şekil 6.5. Üçgen yayılı yüklü ankastre kiriş

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

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

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

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

$$\Omega = \psi \delta \psi^2 \beta_1 \beta_2 - 1 + \beta_1 + \beta_2 \sin \psi - 2 + \psi^2 \delta \beta_1 + \beta_2 \cos \psi + 2$$

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

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,

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

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,

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

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

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

$$\beta = \beta_1 = \beta_2 = 0 ,$$

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

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

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 PROGRAMI İLE İLGİLİ AÇIKLAMALAR

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.

7.1. 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. Eleman yay katsayıları,
14. Eleman kod numaraları,
15. Düğüm sayısı, düğüm no ve koordinatları,
16. Varsa rijit uç boyları,
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.

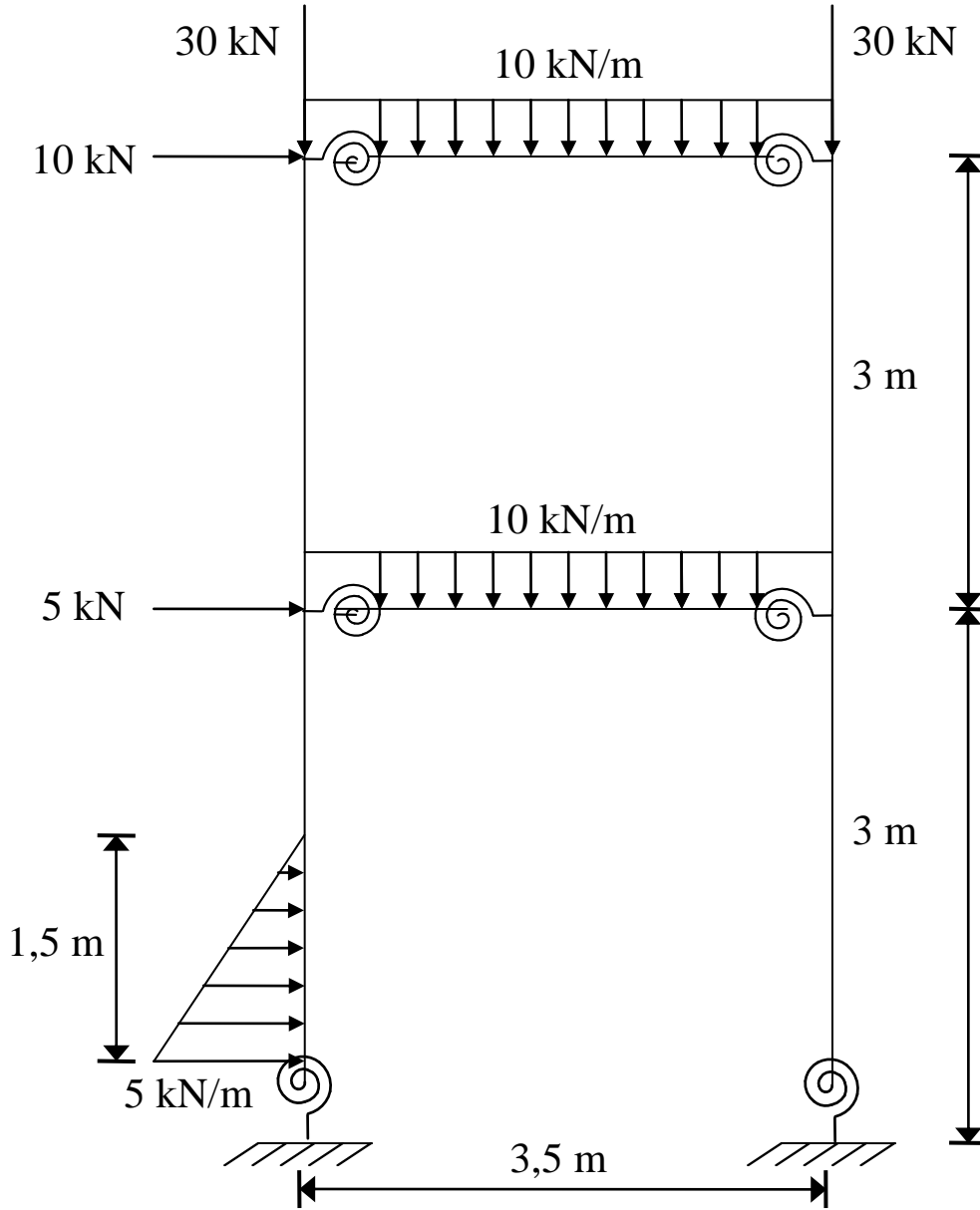
7.5. Sayısal Uygulamalar

Bu bölümde, hazırlanan bilgisayar programı ile bazı problemler çözümlenerek veriler ve çıktılar çizelgeler halinde verilmiştir.

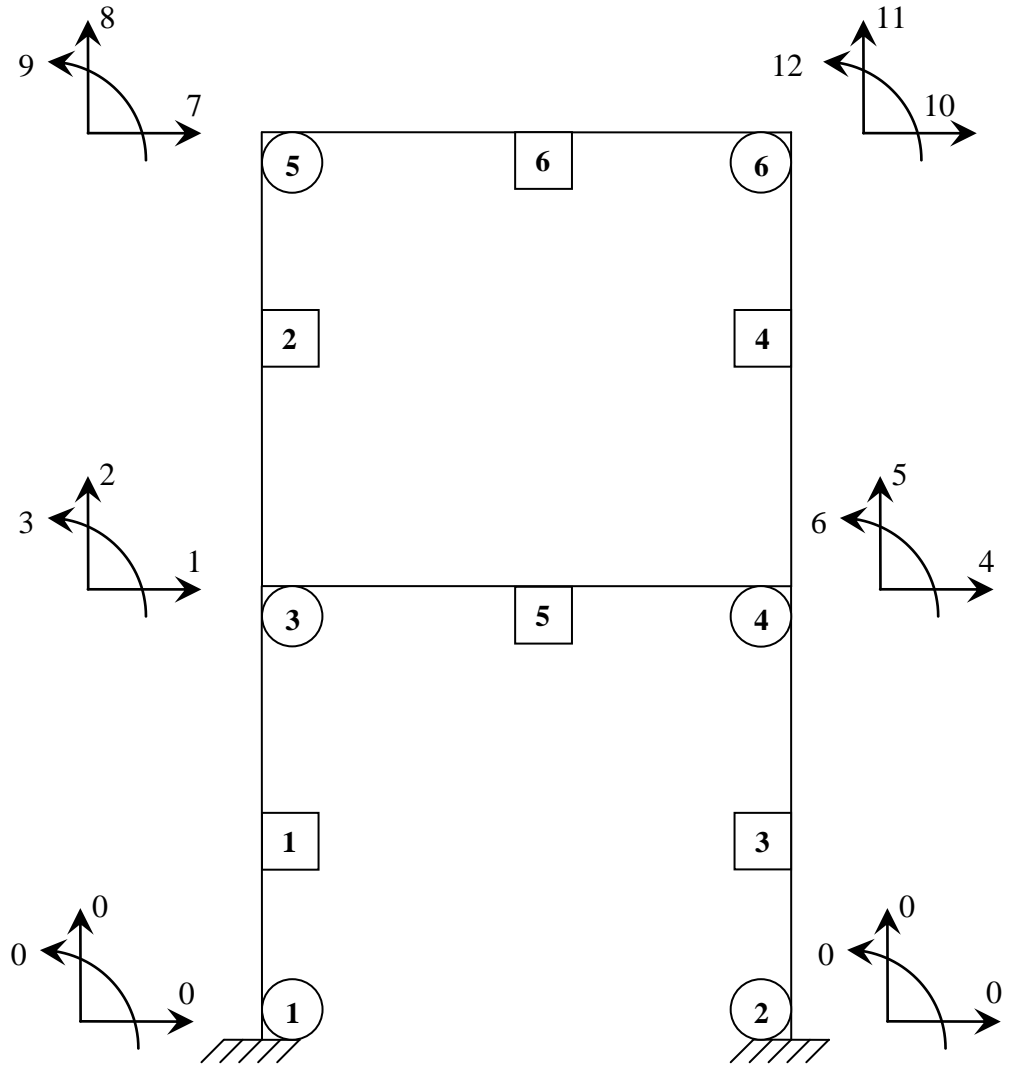
Örnek 1: Yarı-rijit bağlantılı kiriş ve kolonlardan oluşan düzlemsel bir çerçevenin ikinci mertebe analizi.

Bu problemde, yatay ve düşey yüklere maruz tek açıklıklı iki katlı bir çerçeve incelenmiştir.(Şekil 7.1) Çerçeve elemanlarına ait geometrik özellikler ile eleman tarifleri ve kod numaraları Çizelge 7.1’de, kesit tesirleri ise Çizelge 7.2’de görülmektedir. Bu örnek daha önce Aristizabal-Ochoa (2012) tarafından birinci ve ikinci mertebe analizi için çözülmüş olup, lineer analize karşı gelen 1. iterasyon sonuçları Çizelge 7.3’de, problemin nonlinear analize karşı gelen ikinci iterasyon ve üçüncü iterasyon sonucunda elde edilen analiz sonuçları Çizelge 7.4’de karşılaştırılmış ve sonuçların birbirleriyle çakıştığı gözlenmiştir. Yükleme durumu Şekil 7.1’de kodlama durumu Şekil 7.2’de verilmiştir. Kayma deformasyonları etkileri, Timoshenko kiriş teorisi, göz önüne alınan çerçevede elastik mesnet dönel rijitliği $S = 7065 \text{ kNm/rad}$ (Kolon-temel arasındaki elastik mesnetler için dönel yay sabitleri 6.75), diğer düğüm noktaları için kiriş-kolon dönel yay katsayıları 1.75 olarak verilmiştir. Birinci, ikinci ve üçüncü iterasyon elastik analizinde elde edilen kesit tesirleri Çizelge 7.5’te verilmiştir. Çizelge 7.6’da, problemin lineer analize karşı gelen 1. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları ($v = 0,3$), Çizelge 7.7’de, problemin nonlinear analize karşı gelen 2. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri ($v = 0,3$), Çizelge 7.8’de, problemin nonlinear analize karşı gelen 2. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları ($v = 0,3$), Çizelge 7.9’da, problemin nonlinear analize karşı gelen 3. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri ($v = 0,3$), Çizelge 7.10’da, problemin nonlinear analize karşı gelen 3. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları ($v = 0,3$) verilmiştir.

Aynı örnek Çizelge 7.11’de elastik mesnet dönel rijitliği $S = \infty \text{ 1E9 kNm/rad}$ (Kolon-temel arasındaki elastik mesnetler için dönel yay sabitleri 1E9), diğer düğüm noktaları için kiriş-kolon dönel yay katsayıları 1.75 alınarak çözülmüştür. Çizelge 7.12’de problemin lineer analize karşı gelen 1. iterasyon sonucu eleman uç kuvvetleri, Çizelge 7.13’te ise düğüm deplasmanları verilmiştir. Problemin diğer iterasyonları için de çözümler yapılarak elde edilen ikinci mertebe elastik analizin eleman uç kuvvetlerinin sonuçları Çizelge 7.14’te, birinci ve ikinci iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanlarının sonuçları Çizelge 7.15’te karşılaştırılmış olup, böylece elastik mesnetlerdeki dönme rijitliğinin uç deplasmanları üzerindeki etkisi incelenmiştir.



Şekil 7.1. Örnek 1: Yatay ötelenmesi önlenmemiş yarı-rijit bağlı elastik mesnetli düzlemsel bir çerçevenin birinci ve ikinci mertbe analizi



Şekil 7.2.Örnek 1'in kodlama durumu

Çizelge 7.1. Örnek 1'e ait veriler.

PROBLEM ADI	:ORNEK1
ELEMAN SAYISI	; 7
DEPLASMAN SAYISI	: 15
ELASTISITE MODULU	: 18863000
POISSON ORANI	: 0.3
ARA YUKLU EL. SAYISI	: 3
DIREK YUK SAYISI	: 4
ITERASYON SAYISI	: 1

DUGUM	X	Y
1	0.00	0.00
2	3.50	0.00
3	0.00	3.00
4	3.50	3.00
5	0.00	6.00
6	3.50	6.00
7	0.00	1.50

ELEMAN No	BOYU (m)	ATALET (m ⁴)	ALAN	I	J	KOD NUMARALARI					
1	1.50	0.0000416	0.00580	1	7	0	0	0	13	14	15
2	3.00	0.0000416	0.00580	3	5	1	2	3	4	5	6
3	3.00	0.0000416	0.00580	2	4	0	0	0	7	8	9
4	3.00	0.0000416	0.00580	4	6	7	8	9	10	11	12
5	3.50	0.0000416	0.00580	3	4	1	2	3	7	8	9
6	3.50	0.0000416	0.00580	5	6	4	5	6	10	11	12
7	1.50	0.0000416	0.00580	7	3	13	14	15	1	2	3

Çizelge 7.2. Örnek 1'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $\nu = 0,3$

$$S = 7065 \text{ kNm/rad} \left(k_1 = k_2(\text{kolon--temel}) = 6.75 \right) \left(k_1 = k_2(\text{kiriş--kolon}) = 1.75 \right)$$

eleman no	ELEMAN UC KUVVETLERI				
	Mij	Mji	Tij	Tji	Nj
1	16.3843	-4.8945	10.1599	-6.4099	-52.4241
2	1.2019	2.7639	1.3219	-1.3219	-42.3759
3	16.4752	9.2953	8.5901	-8.5901	-77.5759
4	10.8636	15.1706	8.6781	-8.6781	-52.6241
5	-5.9221	-20.1589	10.0483	24.9517	0.0879
6	-2.7639	-15.1706	12.3759	22.6241	-8.6781
7	4.8945	4.7203	6.4099	-6.4099	-52.4241

Çizelge 7.3. Örnek 1.'e ait birinci-mertebe elastik analizi sonunda bulunan yarı-rijit bağlı eleman uç momentlerinin karşılaştırılması

Eleman	Eleman uç momentleri (kNm)			
	Birinci-mertebe analizi			
	Aristizabal-Ochoa (2012)		Bu çalışma	
	m_1	m_2	m_1	m_2
1	15.9560	4.6638	16.3843	4.7203
2	1.2732	2.7759	1.2019	2.7639
3	16.7500	9.5043	16.4752	9.2953
4	10.7720	15.1790	10.8636	15.1706
5	-5.9371	-14.5950	-5.9221	-20.1589
6	-2.7759	-15.1790	-2.7639	-15.1706

Çizelge 7.4. Örnek 1.'e ait ikinci merteye elastik analizi sonunda bulunan yarı-rijit bağlı eleman uç momentlerinin karşılaştırılması

Eleman	Eleman uç momentleri (kNm)							
	İkinci-mertebe elastik analizi (İkinci iterasyon)				İkinci-mertebe elastik analizi (Üçüncü iterasyon)			
	Aristizabal Ochoa (2012)		Bu çalışma		Aristizabal-Ochoa (2012)		Bu çalışma	
	m_1	m_2	m_1	m_2	m_1	m_2	m_1	m_2
	1	19.3610	5.9407	19.3504	6.1474	19.3610	5.9277	19.3740
2	3.1824	5.2304	2.7201	4.7840	3.1927	5.2348	2.7234	4.7852
3	20.076	10.950	19.0790	10.6158	20.060	10.962	19.0587	10.6184
4	12.254	17.315	12.4801	17.2253	12.245	17.308	12.4781	17.2222
5	-9.1231	-23.204	-8.8675	-23.0959	-9.1205	-23.207	-8.8648	-23.0965
6	-5.2304	-17.315	-4.7840	-17.2253	-5.2348	-17.308	-4.7852	-17.2222

Çizelge 7.5. Örnek 1.'e ait birinci ve ikinci-mertebe elastik analizi sonunda bulunan yarı-rijit bağlı düğüm deplasmanlarının karşılaştırılması

Serbestlik dereceleri	Düğüm deplasmanları					
	Yatay ve Düşey Deplasmanlar (m), Dönmeler (Radyan)					
	Birinci mertbe analizi (Birinci iterasyon)		İkinci mertbe analizi (İkinci iterasyon)		İkinci mertbe analizi (Üçüncü iterasyon)	
	Aristizabal Ochoa (2012)	Bu çalışma	Aristizabal Ochoa (2012)	Bu çalışma	Aristizabal Ochoa (2012)	Bu çalışma
θ_1	-0.020630	-0.020760	-0.026878	-0.024924	-0.026867	-0.024918
Δ_2	-0.002	-0.001438	-0.002	-0.001359	-0.0016	-0.001359
Δ_3	0.053	0.052928	0.073	0.063975	0.073	0.063973
θ_4	-0.017756	-0.017775	-0.022796	-0.020812	-0.022803	-0.020815
Δ_5	-0.003	-0.002600	-0.003	-0.002489	-0.003	-0.002489
Δ_6	0.115	0.114635	0.157	0.140022	0.157	0.140017
θ_7	-0.016215	-0.016051	-0.021721	-0.020191	-0.021724	-0.020194
Δ_8	-0.002	-0.002127	-0.003	-0.002205	-0.003	-0.002205
Δ_9	0.053	0.052931	0.073	0.063985	0.073	0.063984
θ_{10}	-0.007795	-0.007822	-0.011130	-0.010638	-0.011514	-0.010632
Δ_{11}	-0.004	-0.003570	-0.004	-0.003680	-0.004	-0.003680
Δ_{12}	0.115	0.114357	0.157	0.139747	0.157	0.139744

Çizelge 7.6. Örnek 1.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $\nu = 0,3$
 $S = 7065 \text{ kNm / rad}$

Dep.no	UC DEPLASMANLARI
1	5.292883146918641D-02
2	-1.437519751719688D-03
3	-2.076042531728641D-02
4	0.1146350239386608
5	-2.599505954350481D-03
6	-1.777569626148669D-02
7	5.293164480785304D-02
8	-2.127203744561117D-03
9	-1.605157847790411D-02
10	0.114357402245834
11	-3.570207789212451D-03
12	-7.821630491889947D-03
13	1.934235183847394D-02
14	-7.187598758598443D-04
15	-2.059392668594079D-02

Çizelge 7.7. Örnek 1.'e ait 2. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $\nu = 0,3$ (Timoshenko)

eleman no	ELEMEN UC KUVVETLERI				
	Mij	Mji	Tij	Tji	Nj
1	19.3504	-6.1204	10.5063	-6.7563	-49.5763
2	2.7201	4.7840	1.4272	-1.4272	-41.2087
3	19.0790	10.6158	8.2437	-8.2437	-80.4237
4	12.4801	17.2253	8.5728	-8.5728	-53.7913
5	-8.8675	-23.0959	8.3676	26.6324	0.3291
6	-4.7840	-17.2253	11.2087	23.7913	-8.5728
7	6.1204	6.1474	6.7563	-6.7563	-49.5763

Çizelge 7.8. Örnek 1.'e ait 2. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $\nu = 0,3$

Dep.no	UC DEPLASMANLARI
1	6.397526370367752D-02
2	-1.359429736363422D-03
3	-2.492388371438175D-02
4	0.1400215261414638
5	-2.489411013712729D-03
6	-2.081208841408146D-02
7	6.398579242375992D-02
8	-2.205293759917383D-03
9	-2.019112836830752D-02
10	0.1397472722410153
11	-3.680302729850204D-03
12	-1.063785061723871D-02
13	0.0232824134314397
14	-6.797148681817111D-04
15	-2.495002933928054D-02

Çizelge 7.9. Örnek 1.'e ait 3. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $\nu = 0,3$ (Timoshenko)

eleman no	ELEMEN UC KUVVETLERI				
	Mij	Mji	Tij	Tji	Nj
1	19.3740	-6.1099	10.5729	-6.8229	-49.5776
2	2.7234	4.7852	1.4583	-1.4583	-41.2093
3	19.0587	10.6184	8.1771	-8.1771	-80.4224
4	12.4781	17.2222	8.5417	-8.5417	-53.7907
5	-8.8648	-23.0965	8.3683	26.6317	0.3646
6	-4.7852	-17.2222	11.2093	23.7907	-8.5417
7	6.1099	6.1414	6.8229	-6.8229	-49.5776

Çizelge 7.10. Örnek 1.'e ait 3. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $\nu = 0,3$

Dep.no	UC DEPLASMANLARI
1	6.397305518144433D-02
2	-1.359463590470694D-03
3	-2.491769859336876D-02
4	.1400169599529774
5	-2.489460703977294D-03
6	-2.081482744768693D-02
7	6.398472058703737D-02
8	-2.20525990581011D-03
9	-2.019434831459258D-02
10	.139743701462315
11	-3.680253039585637D-03
12	-1.063195453486876D-02
13	.0232910109402785
14	-6.797317952353473D-04
15	-2.494822074374955D-02

Çizelge 7.11. Örnek 1.'e ait veriler. $S = \infty$ 1E9 kNm/rad $k_1 = k_2 = \infty$

ELAMAN	BOYU	ATALET	ALAN	Ki	Kj	I	J	KOD NUMARALARI					
1	1.50	0.0000416	0.00580	1E9	1E9	1	7	0	0	0	13	14	15
2	3.00	0.0000416	0.00580	1E9	1E9	3	5	1	2	3	4	5	6
3	3.00	0.0000416	0.00580	1E9	1E9	2	4	0	0	0	7	8	9
4	3.00	0.0000416	0.00580	1E9	1E9	4	6	7	8	9	10	11	12
5	3.50	0.0000416	0.00580	1E9	1E9	3	4	1	2	3	7	8	9
6	3.50	0.0000416	0.00580	1E9	1E9	5	6	4	5	6	10	11	12
7	1.50	0.0000416	0.00580	1E9	1E9	6	3	13	14	15	1	2	3

Çizelge 7.12. Örnek 1.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $\nu = 0,3$

$S = \infty$ 1E9 kNm/rad

eleman no	ELEMEN UC KUVVETLERI				
	Mij	Mji	Tij	Tji	Nj
1	16.2064	-5.0604	9.9306	-6.1806	-52.6264
2	1.3861	2.7054	1.3639	-1.3639	-42.4185
3	17.3609	9.0971	8.8194	-8.8194	-77.3736
4	10.8286	15.0798	8.6361	-8.6361	-52.5815
5	-5.5967	-19.9257	10.2079	24.7921	-0.1832
6	-2.7054	-15.0798	12.4185	22.5815	-8.6361
7	5.0604	4.2105	6.1806	-6.1806	-52.6264

Çizelge 7.13. Örnek 1.'e ait 1. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $\nu = 0,3$
 $S = \infty$ 1E9 kNm/rad

Dep. no	UC DEPLASMANLARI
1	4.972479092545486D-02
2	-1.44306538994401D-03
3	-2.023498630226734D-02
4	.1106741747005239
5	-2.606220738325101D-03
6	-1.771404664810827D-02
7	4.971892969264583D-02
8	-2.121658106336795D-03
9	-1.579066562112501D-02
10	.1103978949960079
11	-3.563493005237831D-03
12	-7.667231424383643D-03
13	1.750254366988429D-02
14	-7.215326949720048D-04
15	-1.942295589758633D-02

Çizelge 7.14. Örnek 1.'e ait ikinci mertebeli elastik analizi sonunda bulunan yarı-rijit ve rijit bağlı eleman uç momentlerinin karşılaştırılması

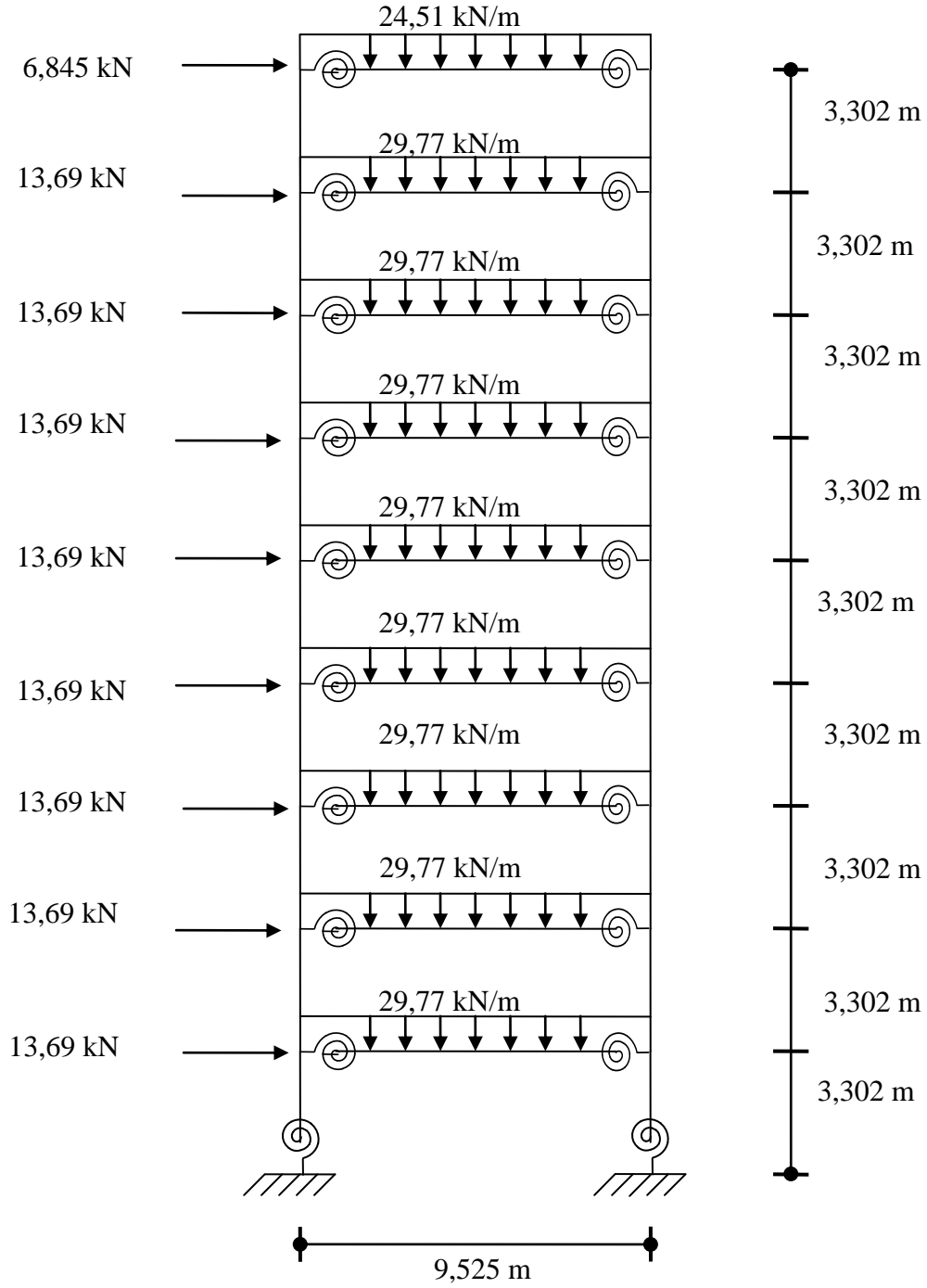
Eleman	Eleman uç momentleri (kNm)							
	İkinci-mertebeli elastik analizi (İkinci iterasyon)				İkinci-mertebeli elastik analizi (Üçüncü iterasyon)			
	(S=7065 kNm/rad)		(S=1E9 kNm/rad)		(S=7065 kNm/rad)		(S=1E9 kNm/rad)	
	m_1	m_2	m_1	m_2	m_1	m_2	m_1	m_2
1	19,3504	6,1474	18,9898	5,4750	19,3740	6,1414	19,0151	5,4699
2	2,7201	4,7840	2,9192	4,6741	2,7234	4,7852	2,9224	4,6754
3	19,0790	10,615	19,8719	10,3086	19,0587	10,6184	19,8488	10,3117
4	12,4801	17,225	12,4240	17,0761	12,4781	17,2222	12,4220	17,0732
5	-8,8675	-23,095	-8,3942	-22,732	-8,8648	-23,0965	-8,3922	22,7337
6	-4,7840	-17,225	-4,6741	-17,076	-4,7852	-17,2222	-4,6754	-17,073

Çizelge 7.15. Örnek 1.'e ait 1. ve 3. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanlarının karşılaştırılması
 $S = \infty \text{ 1E9 kNm/rad}$

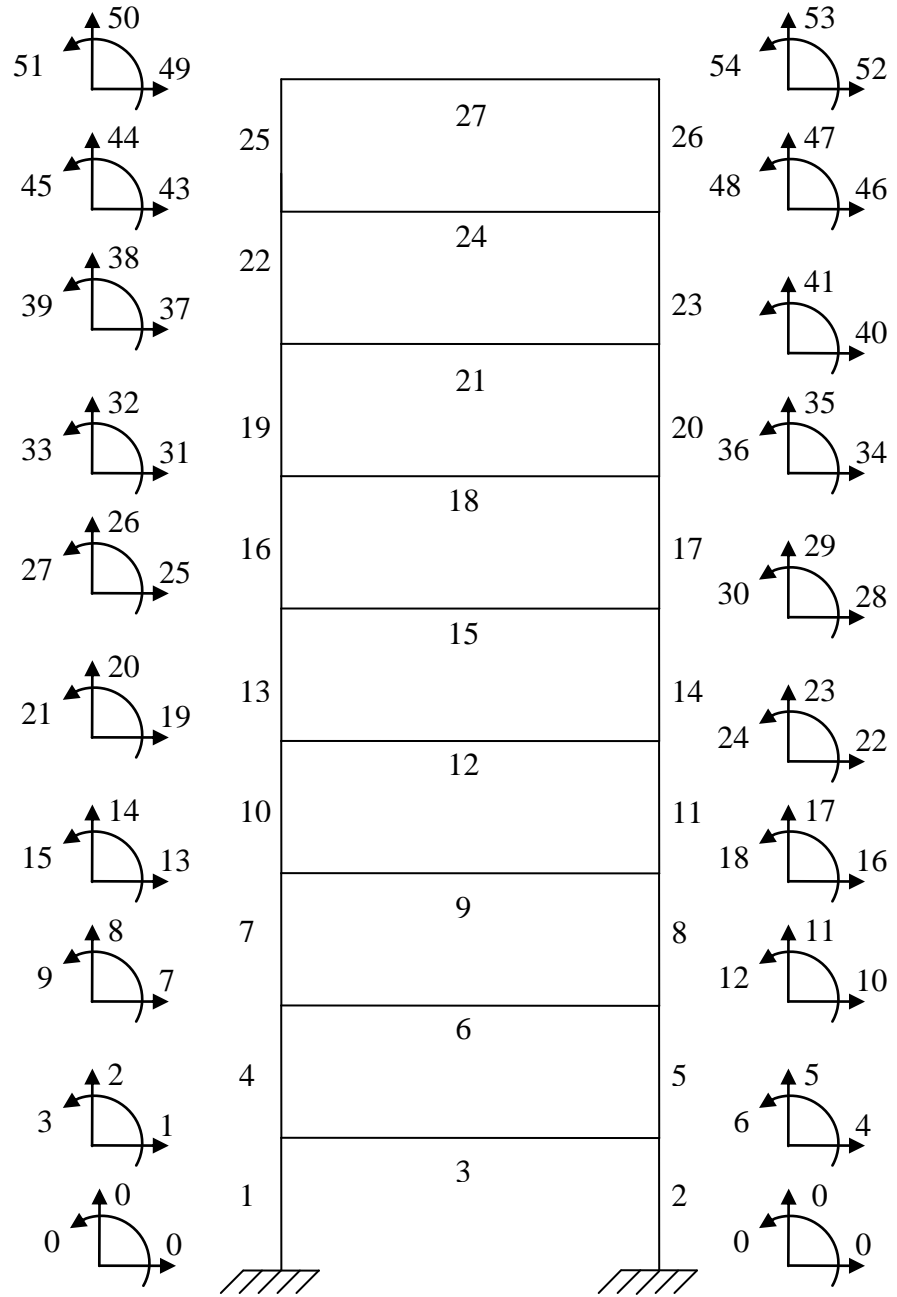
Örnek 1'in düğüm deplasmanları ($S=1E9 \text{ kNm/rad}$)		
Eleman	Birinci-mertebe elastik analizi	İkinci-mertebe elastik analizi
	(Birinci iterasyon)	(Üçüncü iterasyon)
1	$4,972 \cdot 10^{-2}$	$5,977 \cdot 10^{-2}$
2	$-1,443 \cdot 10^{-3}$	$-1,368 \cdot 10^{-3}$
3	$-2,023 \cdot 10^{-2}$	$-2,417 \cdot 10^{-2}$
4	$1,106 \cdot 10^{-1}$	$1,345 \cdot 10^{-1}$
5	$-2,606 \cdot 10^{-3}$	$-2,500 \cdot 10^{-3}$
6	$-1,771 \cdot 10^{-2}$	$-2,068 \cdot 10^{-2}$
7	$4,971 \cdot 10^{-2}$	$5,977 \cdot 10^{-2}$
8	$-2,121 \cdot 10^{-3}$	$-2,196 \cdot 10^{-3}$
9	$-1,579 \cdot 10^{-2}$	$-1,975 \cdot 10^{-2}$
10	$1,106 \cdot 10^{-1}$	$1,345 \cdot 10^{-1}$
11	$-3,563 \cdot 10^{-3}$	$-3,669 \cdot 10^{-3}$
12	$-0,767 \cdot 10^{-2}$	$-1,039 \cdot 10^{-2}$
13	$1,750 \cdot 10^{-2}$	$2,094 \cdot 10^{-2}$
14	$-7,215 \cdot 10^{-4}$	$-6,840 \cdot 10^{-4}$
15	$-1,942 \cdot 10^{-2}$	$-2,338 \cdot 10^{-2}$

Örnek 2: Tek açıklıklı dokuz katlı elastik kiriş-kolon bağlantılı ve elastik ankastre mesnetli düzlemsel bir çerçevenin ikinci merteye analizi.

Bu problemde, yatay yüklere maruz düzgün yayılı ara yükler altında tek açıklıklı, dokuz katlı bir çerçeve incelenmiştir. Çerçeve sekiz ayrı yarı rijit bağlantı ve rijit bağlantı için analiz edilmiştir. Bütün analiz sonuçları tablolarda karşılaştırılarak özetlenmiştir. Yükleme durumu Şekil 7.3.'te kodlama durumu Şekil 7.4.'te verilmiştir. Elastik ankastre mesnetli olan bu örnek daha önce Hayalioğlu ve Değertekin (2005) tarafından da Fortran Programlama dilinde kodlanmış ve icra edilmiştir. Çerçeve elemanlarına ait atalet momentleri Çizelge 7.16'da, elastik mesnet dönel rijitlikleri Çizelge 7.17'de, yay katsayıları Çizelge 7.18'de, geometrik özellikler ile eleman tarifleri ve kod numaraları Çizelge 7.19'da, görülmektedir. Problem önce kayma deformasyonları ihmal edilerek, daha sonra kayma deformasyonları dikkate alınarak çözülmüş olup, elastik analizin birinci ve üçüncü iterasyonu sonucunda elde edilen eleman kesit tesirleri, düğüm deplasmanları ve ara yüklere sahip kirişlerin ara momentleri tablolarla verilmiştir. Çubukların 27 nolu eleman uç momentleri Çizelge 7.20'de, düğüm deplasmanları Çizelge 7.21'de karşılaştırma kolaylığı bakımından özetlenmiştir. Bulunan sonuçlar yukarıda bahsedilen kaynaktaki sonuçlara yakın değerlerdir.



Şekil 7.3. Örnek 2: Yatay yüklere maruz yarı-rijit bağlı kiriş-kolon, kolon-temel elastik mesnetli düzlemsel bir çerçevenin birinci ve ikinci mertebe analizi



Şekil 7.4.Örnek 2'nin kodlama durumu

Çizelge 7.16. Örnek 2'ye ait çerçeve elemanları için atalet momentleri (W Profil)

Dokuz Katlı Tek Açıklıklı Çerçeve İçin Elemanların Atalet Momentleri (W Profilleri; $I \times 10^{-3} \text{ m}^4$)									
Eleman no.	Yarı Rijit Bağlantılı								Rijit
	1	2	3	4	5	6	7	8	
1,2,4,5,7,8	0,554	1,29	1,473	0,248	0,554	0,554	0,554	1,473	0,554
10,11,13,14,16,17	0,787	0,416	0,397	0,248	0,554	0,397	0,397	1,290	0,462
19,20,22,23,25,26	0,462	0,248	0,248	0,248	0,248	0,462	0,687	0,248	0,248
3,6,9	1,249	0,874	0,862	2,052	0,762	0,762	0,554	1,507	1,661
12,15,18	2,052	1,507	0,862	0,862	2,052	0,762	0,666	2,052	1,507
21,24	1,124	0,874	3,247	2,052	1,507	2,793	2,052	1,507	0,216
27	0,351	0,666	2,052	0,554	1,186	2,052	0,666	2,052	0,554

Çizelge 7.17. Örnek 2'ye ait çerçeve elemanları için elastik mesnet dönel rijitlik değerleri (S kNm/rad)

Dokuz Katlı Tek Açıklıklı Çerçeve İçin Elastik Mesnet Dönel Rijitlik Değerleri ($S \times 10^3 \text{ kNm/rad}$)									
Eleman no.	Yarı Rijit Bağlantılı								Rijit
	1	2	3	4	5	6	7	8	
1,2,4,5,7,8	226	226	226	226	226	226	226	226	226
10,11,13,14,16,17	85	113	282	226	339	395	452	141	
19,20,22,23,25,26	85	113	282	226	339	395	452	141	
3,6,9	85	113	282	226	339	395	452	141	226
12,15,18	85	113	282	226	339	395	452	141	
21,24	85	113	282	226	339	395	452	141	
27	85	113	282	226	339	395	452	141	

Çizelge 7.18. Örnek 2'ye ait çerçeve elemanları için yay katsayıları (k) değerleri ($k_1=k_2=S/4EI/L$)

Dokuz Katlı Tek Açıklıklı Çerçeve İçin yay katsayıları ($k_1=k_2=S/4EI/L$)									
Eleman no.	Yarı Rijit Bağlantılı								Rijit
	1	2	3	4	5	6	7	8	
1,2,4,5,7,8	1,685	0,723	0,633	3,754	1,685	1,685	1,685	0,633	
10,11,13,14,16,17	0,446	1,122	2,931	3,754	2,528	4,106	4,698	0,451	
19,20,22,23,25,26	0,759	1,877	4,684	3,754	5,631	3,529	2,716	2,342	
3,6,9	0,81	1,539	3,897	1,311	5,299	6,174	9,721	1,114	1,685
12,15,18	0,493	0,893	3,897	3,123	1,967	6,174	8,081	0,818	
21,24	0,901	1,539	1,034	1,311	2,679	1,684	2,623	1,114	
27	2,884	2,02	1,636	4,861	3,402	2,292	8,081	0,818	

Çizelge 7.19. Örnek 2R.'ye ait veriler. $(k_1 = k_2 \text{ kolon-temel} = 1.685)$

PROBLEM ADI	: ORNEK2R
ELEMAN SAYISI	; 27
DEPLASMAN SAYISI	: 54
ELASTISITE MODULU	: 200000000
POISSON ORANI	: 0
ARA YUKLU EL. SAYISI	: 9
DIREK YUK SAYISI	: 9
ITERASYON SAYISI	: 1

DUGUM	X	Y
-----	---	---
1	0.00	0.00
2	9.53	0.00
3	0.00	3.30
4	9.53	3.30
5	0.00	6.60
6	9.53	6.60
7	0.00	9.91
8	9.53	9.91
9	0.00	13.21
10	9.53	13.21
11	0.00	16.51
12	9.53	16.51
13	0.00	19.81
14	9.53	19.81
15	0.00	23.11
16	9.53	23.11
17	0.00	26.42
18	9.53	26.42
19	0.00	29.72
20	9.53	29.72

7. BİLGİSAYAR PROGRAMININ ÇALIŞTIRILMASI VE ÇEŞİTLİ UYGULAMALAR

ELAMAN	BOYU	ATALET	ALAN	I	J	KOD NUMARALARI					
1	3.30	0.0005536	0.01439	1	3	0	0	0	1	2	3
2	3.30	0.0005536	0.01439	2	4	0	0	0	4	5	6
3	9.53	0.0016608	0.01877	3	4	1	2	3	4	5	6
4	3.30	0.0005536	0.01439	3	5	1	2	3	7	8	9
5	3.30	0.0005536	0.01439	4	6	4	5	6	10	11	12
6	9.53	0.0016608	0.01877	5	6	7	8	9	10	11	12
7	3.30	0.0005536	0.01439	5	7	7	8	9	13	14	15
8	3.30	0.0005536	0.01439	6	8	10	11	12	16	17	18
9	9.53	0.0016608	0.01877	7	8	13	14	15	16	17	18
10	3.30	0.0004620	0.01877	7	9	13	14	15	19	20	21
11	3.30	0.0004620	0.01877	8	10	16	17	18	22	23	24
12	9.53	0.0015068	0.01703	9	10	19	20	21	22	23	24
13	3.30	0.0004620	0.01877	9	11	19	20	21	25	26	27
14	3.30	0.0004620	0.01877	10	12	22	23	24	28	29	30
15	9.53	0.0015068	0.01703	11	12	25	26	27	28	29	30
16	3.30	0.0004620	0.01877	11	13	25	26	27	31	32	33
17	3.30	0.0004620	0.01877	12	14	28	29	30	34	35	36
18	9.53	0.0015068	0.01703	13	14	31	32	33	34	35	36
19	3.30	0.0002485	0.01361	13	15	31	32	33	37	38	39
20	3.30	0.0002485	0.01361	14	16	34	35	36	40	41	42
21	9.53	0.0002156	0.00761	15	16	37	38	39	40	41	42
22	3.30	0.0002485	0.01361	15	17	37	38	39	43	44	45
23	3.30	0.0002485	0.01361	16	18	40	41	42	46	47	48
24	9.53	0.0002156	0.00761	17	18	43	44	45	46	47	48
25	3.30	0.0002485	0.01361	17	19	43	44	45	49	50	51
26	3.30	0.0002485	0.01361	18	20	46	47	48	52	53	54
27	9.53	0.0005536	0.01181	19	20	49	50	51	52	53	54

Çizelge 7.20. Örnek 2.'ye ait birinci ve ikinci mertebe elastik analizi sonunda bulunan yarı-rijit bağlı eleman uç momentlerinin karşılaştırılması

27 Nolu elemana ait uç momentleri $\nu = 0,3$ (Timoshenko)

Birinci-mertebe elastik analizi			İkinci-mertebe elastik analizi	
(Birinci iterasyon)			(Üçüncü iterasyon)	
Örnekler	m_{ij}	m_{ji}	m_{ij}	m_{ji}
1 (ORNEK2.1)	131,1415	-151,5537	131,3726	-152,2785
2 (ORNEK2.2)	102,1516	-120,7696	102,1699	-121,1623
3 (ORNEK2.3)	66,1014	-80,1582	66,0078	-80,2109
4 (ORNEK2.4)	118,886	-132,5131	119,0557	-132,878
5 (ORNEK2.5)	92,5138	-107,502	92,5076	-107,686
6 (ORNEK2.6)	89,5061	-105,5121	89,4705	-105,6532
7 (ORNEK2.7)	142,7873	-158,8824	142,9443	-159,2581
8 (ORNEK2.8)	59,6558	-76,9763	59,5174	-77,0892
R (ORNEK2R)	125,5919	-153,1351	125,5189	-153,7971

Çizelge 7.21 Örnek 2.'ye ait lineer ve nonlineer elastik analizi sonunda bulunan yarı-rijit bağlı düğüm deplasmanlarının karşılaştırılması

Örnekler	27 Nolu elemanda 49 ve 52 nolu düğüm deplasmanlarının karşılaştırılması							
	Euler-Bernoulli				Timoshenko			
	Lineer		Nonlinear		Lineer		Nonlinear	
	49 nolu Dep.	52 Nolu Dep.	49 nolu Dep.	52 Nolu Dep.	49 nolu Dep.	52 Nolu Dep.	49 nolu Dep.	52 Nolu Dep.
1(ORNEK2.1)	5,43	5,39	6,16	6,12	5,55	5,51	5,84	5,80
2(ORNEK2.2)	4,99	4,97	6,00	5,98	5,11	5,09	5,36	5,33
3(ORNEK2.3)	3,99	3,98	4,85	4,84	4,12	4,11	4,98	4,98
4(ORNEK2.4)	4,76	4,74	4,98	4,95	4,91	4,88	5,14	5,11
5(ORNEK2.5)	3,93	3,91	5,46	5,45	4,07	4,05	5,63	5,61
6(ORNEK2.6)	4,38	4,37	5,98	5,97	4,54	4,52	6,15	6,14
7(ORNEK2.7)	4,92	4,90	6,64	6,62	5,08	5,05	6,82	6,79
8(ORNEK2.8)	3,68	3,67	3,80	3,79	3,79	3,78	3,92	3,91
R(ORNEK2R)	3,15	3,12	3,23	3,20	3,29	3,26	3,38	3,35

Çizelge 7.22. Örnek 2R.'ye ait 1. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $\nu = 0$ (Euler-Bernoulli)

eleman no	ELEMEN UC KUVVETLERI				
	Mij	Mji	Tij	Tji	Nj
1	81.7260	9.0723	27.4980	-27.4980	-1081.4918
2	134.8113	158.6277	88.8670	-88.8670	-1420.4399
3	15.2231	-350.9807	106.5295	177.0298	25.0527
4	-24.2954	-12.8347	-11.2447	11.2447	-974.9624
5	192.3531	183.8099	113.9197	-113.9197	-1243.4101
6	36.9433	-350.0646	108.9060	174.6533	-10.5402
7	-24.1086	-23.4223	-14.3946	14.3946	-866.0564
8	166.2547	175.1046	103.3796	-103.3796	-1068.7569
9	52.6843	-325.8334	113.1026	170.4567	-10.1656
10	-29.2620	-29.9062	-17.9189	17.9189	-752.9538
11	150.7288	157.0636	93.2139	-93.2139	-898.3002
12	76.9231	-300.3471	118.3230	165.2362	-5.2895
13	-47.0168	-39.8898	-26.3194	26.3194	-634.6308
14	143.2835	147.0428	87.9244	-87.9244	-733.0640
15	99.0136	-282.0641	122.5617	160.9975	-3.3302
16	-59.1238	-61.9907	-36.6791	36.6791	-512.0691
17	135.0213	144.3086	84.5941	-84.5941	-572.0664
18	104.0826	-263.2538	125.0687	158.4905	-12.4408
19	-42.0919	-83.1475	-37.9283	37.9283	-387.0003
20	118.9452	119.3052	72.1533	-72.1533	-413.5759
21	183.2636	-242.5790	135.5523	148.0070	2.8103
22	-100.1161	-79.6074	-54.4287	54.4287	-251.4480
23	123.2738	124.2563	74.9637	-74.9637	-265.5690
24	195.9458	-235.7702	137.5986	145.9607	5.6166
25	-116.3384	-127.1355	-73.7353	73.7353	-113.8494
26	111.5139	154.5622	80.5803	-80.5803	-119.6083
27	127.1355	-154.5622	113.8494	119.6083	-80.5803

Çizelge 7.23. Örnek 2R.'ye ait 1. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $v = 0$

Dep. no	UC DEPLASMANLARI
1	3.72791675941072D-03
2	-1.241074994980424D-03
3	-1.445025463165411D-03
4	3.791468716796019D-03
5	-1.630037673181008D-03
6	-2.41376332297942D-04
7	7.912529285040791D-03
8	-2.359901201661298D-03
9	-1.274126126456326D-03
10	7.885791713363685D-03
11	-3.056923349908201D-03
12	-3.687710540971936D-04
13	1.171273690338592D-02
14	-3.353751419980788D-03
15	-1.263891960641431D-03
16	1.168694941722675D-02
17	-4.283384230243418D-03
18	-2.368031045875128D-04
19	1.532331048543702D-02
20	-4.015899294548983D-03
21	-1.275401749409371D-03
22	1.530852003177912D-02
23	-5.073349757737077D-03
24	-1.23618008041541D-04
25	1.846989596816445D-02
26	-4.573993846999353D-03
27	-1.148060449721492D-03
28	1.846058406147316D-02
29	-5.718006493946499D-03
30	-5.644985270340762D-05
31	2.115444552521813D-02
32	-5.024307568071361D-03
33	-1.199284235061982D-03
34	2.111965893489729D-02
35	-6.221081948132217D-03
36	1.094900628025193D-04
37	2.507658792010206D-02
38	-5.493670182741161D-03
39	-2.563175812055918D-03
40	2.509416900192003D-02
41	-6.722676087016914D-03
42	1.214502690507056D-04
43	2.912956553254964D-02
44	-5.798631953806926D-03
45	-1.881862779921915D-03
46	2.916470193847604D-02
47	-7.044764078984321D-03
48	1.540895332234591D-04
49	3.148438050259506D-02
50	-5.936711095424379D-03
51	-2.240551555324458D-03
52	3.115933421999267D-02
53	-7.189827709878716D-03
54	1.584179090841198D-03

Çizelge 7.24. Örnek 2R.'ye ait 3. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $\nu = 0$
(Euler-Bernoulli)

eleman no	ELEMEN UC KUVVETLERİ				
	Mij	Mji	Tij	Tji	Nj
1	84.2614	11.3771	27.7151	-27.7151	-1077.2051
2	137.6340	160.6324	88.6499	-88.6499	-1424.7267
3	10.6020	-355.3406	105.5876	177.9716	25.1169
4	-21.9791	-10.4686	-11.0918	11.0918	-971.6174
5	194.7082	186.1977	113.7668	-113.7668	-1246.7551
6	32.7295	-354.2230	108.0262	175.5330	-10.5363
7	-22.2609	-21.4093	-14.2455	14.2455	-863.5912
8	168.0254	177.0213	103.2305	-103.2305	-1071.2221
9	49.1864	-329.2193	112.3788	171.1804	-10.1151
10	-27.7771	-28.2852	-17.8204	17.8204	-751.2124
11	152.1980	158.6102	93.1154	-93.1154	-900.0416
12	74.2623	-302.9034	117.7747	165.7845	-5.2519
13	-45.9771	-38.6896	-26.2585	26.2585	-633.4377
14	144.2932	148.1994	87.8635	-87.8635	-734.2571
15	97.0590	-283.9491	122.1582	161.4010	-3.3148
16	-58.3694	-61.1927	-36.6337	36.6337	-511.2794
17	135.7497	144.9868	84.5487	-84.5487	-572.8561
18	102.2245	-265.0732	124.6810	158.8782	-12.4120
19	-41.0318	-82.5925	-37.9117	37.9117	-386.5984
20	120.0864	119.8013	72.1367	-72.1367	-413.9779
21	182.3237	-243.4671	135.3607	148.1985	2.7889
22	-99.7312	-78.8177	-54.3906	54.3906	-251.2377
23	123.6658	124.8533	74.9256	-74.9256	-265.7793
24	195.3134	-236.3286	137.4743	146.0849	5.7618
25	-116.4956	-127.0574	-73.8425	73.8425	-113.7633
26	111.4753	155.2006	80.6875	-80.6875	-119.6944
27	127.0574	-155.2006	113.7633	119.6944	-80.6875

Çizelge 7.25. Örnek 2R.'ye ait 3. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $v = 0$

Dep. no	UC DEPLASMANLARI
1	3.827781402290023D-03
2	-1.236155684792897D-03
3	-1.469392836866955D-03
4	3.891496306856994D-03
5	-1.634956983368544D-03
6	-2.619984234274503D-04
7	8.127346309772007D-03
8	-2.351143381572005D-03
9	-1.296368512281798D-03
10	8.100618443318061D-03
11	-3.065681169997513D-03
12	-3.902209959986807D-04
13	1.202795169394863D-02
14	-3.342164672128266D-03
15	-.0012835782367879
16	1.200229228111911D-02
17	-4.294970978095967D-03
18	-2.548834269612016D-04
19	1.572934970570768D-02
20	-4.002781117139513D-03
21	-1.29272307529991D-03
22	1.571466460369758D-02
23	-5.086467935146579D-03
24	-1.392891934420852D-04
25	1.894803415727583D-02
26	-4.559826440951842D-03
27	-1.16169815054838D-03
28	1.893876538406685D-02
29	-5.732173899994047D-03
30	-6.898829142398417D-05
31	2.169083147803597D-02
32	-5.009445781974835D-03
33	-1.212397926979485D-03
34	2.165612543880765D-02
35	-6.235943734228789D-03
36	9.698937996169088D-05
37	2.572655827548652D-02
38	-5.478320949769036D-03
39	-.0026029127919323
40	2.574400543326905D-02
41	-6.738025319989095D-03
42	8.74441856223105D-05
43	2.990172218417371D-02
44	-5.783027587520335D-03
45	-1.904944768396262D-03
46	2.993776733685554D-02
47	-7.060368445270977D-03
48	1.270860163644933D-04
49	3.231775014343239D-02
50	-5.921002284648793D-03
51	-2.256544846250772D-03
52	.0319922714028625
53	-7.205536520654367D-03
54	1.582855066852483D-03

Çizelge 7.26. Örnek 2R.'ye ait 1. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $\nu = 0,3$
(Timoshenko)

eleman no	ELEMEN UC KUVVETLERİ				
	M _{ij}	M _{ji}	T _{ij}	T _{ji}	N _j
1	84.7401	8.2354	28.1573	-28.1573	-1081.6494
2	133.2977	157.9640	88.2077	-88.2077	-1420.2824
3	12.7980	-347.1197	106.6802	176.8790	24.0213
4	-21.0335	-10.5137	-9.5539	9.5539	-974.9691
5	189.1556	181.4243	112.2289	-112.2289	-1243.4034
6	33.0137	-345.8851	108.9322	174.6270	-10.1416
7	-22.5000	-20.7639	-13.1023	13.1023	-866.0369
8	164.4608	172.6316	102.0873	-102.0873	-1068.7763
9	49.5085	-322.6981	113.0983	170.4609	-9.3612
10	-28.7446	-28.8130	-17.4311	17.4311	-752.9386
11	150.0665	156.1152	92.7261	-92.7261	-898.3154
12	74.5742	-297.9444	118.3287	165.2306	-5.5643
13	-45.7612	-38.6275	-25.5568	25.5568	-634.6099
14	141.8292	145.9792	87.1618	-87.1618	-733.0848
15	96.3876	-279.5044	122.5548	161.0045	-3.4364
16	-57.7601	-60.4861	-35.8105	35.8105	-512.0552
17	133.5252	142.9363	83.7255	-83.7255	-572.0803
18	101.4795	-260.6907	125.0645	158.4947	-12.0240
19	-40.9934	-82.7539	-37.4765	37.4765	-386.9906
20	117.7543	119.0040	71.7015	-71.7015	-413.5856
21	182.6654	-241.9584	135.5546	148.0046	3.2397
22	-99.9114	-79.7379	-54.4062	54.4062	-251.4360
23	122.9544	124.5015	74.9412	-74.9412	-265.5810
24	195.2019	-235.0245	137.5988	145.9605	4.9068
25	-115.4640	-125.5919	-73.0030	73.0030	-113.8372
26	110.5230	153.1351	79.8480	-79.8480	-119.6205
27	125.5919	-153.1351	113.8372	119.6205	-79.8480

Çizelge 7.27. Örnek 2R.'ye ait 1. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $v = 0,3$

Dep. no	UC DEPLASMANLARI
1	3.985444775403264D-03
2	-1.241255776700171D-03
3	-1.515787057851394D-03
4	4.046380335188271D-03
5	-1.629856891461264D-03
6	-2.220056523149822D-04
7	8.438485849525295D-03
8	-2.360089754384247D-03
9	-1.358918295353842D-03
10	8.412759278539295D-03
11	-3.05673479718526D-03
12	-3.37293457877062D-04
13	1.248093874392892D-02
14	-3.353917645905054D-03
15	-1.333030872106066D-03
16	1.245719190964217D-02
17	-4.283218004319163D-03
18	-2.154519215374148D-04
19	1.627083484283905D-02
20	-4.016052143657772D-03
21	-1.334252684586832D-03
22	.0162552761255832
23	-5.073196908628301D-03
24	-1.073772992035516D-04
25	1.956618606751681D-02
26	-.0045741283501645
27	-1.206791764573718D-03
28	1.955657739259292D-02
29	-5.717871990781368D-03
30	-3.322795896435306D-05
31	2.237045819734325D-02
32	-.0050244298486342
33	-1.255496776340004D-03
34	2.233683709911189D-02
35	-6.220959667569401D-03
36	1.34923946348795D-04
37	2.640234497556324D-02
38	-5.493780705420791D-03
39	-2.642806856536973D-03
40	2.642261215212481D-02
41	-6.722565564337314D-03
42	1.76437940915125D-04
43	3.053213472311116D-02
44	-5.798727874937479D-03
45	-1.97263050075848D-03
46	3.056283076909579D-02
47	-7.044668157853803D-03
48	2.278329966446601D-04
49	.0329179166973134
50	-5.936792173310734D-03
51	-2.309083838130761D-03
52	3.259582428559255D-02
53	-7.189746631992397D-03
54	1.643432348389906D-03

Çizelge 7.28. Örnek 2R.'ye ait 3. iterasyon sonunda bulunan eleman uç kuvvetleri, $\nu = 0,3$
(Timoshenko)

eleman no	ELEMEN UC KUVVETLERI				
	Mij	Mji	Tij	Tji	Nj
1	87.4731	10.6798	28.3882	-28.3882	-1077.1328
2	136.3369	160.0897	87.9768	-87.9768	-1424.7990
3	7.8897	-351.7645	105.6783	177.8810	24.0886
4	-18.5695	-7.9852	-9.3905	9.3905	-971.4545
5	191.6747	183.9722	112.0655	-112.0655	-1246.9180
6	28.5293	-350.3150	107.9956	175.5637	-10.1332
7	-20.5441	-18.6195	-12.9473	12.9473	-863.4589
8	166.3428	174.6921	101.9323	-101.9323	-1071.3544
9	45.8084	-326.2913	112.3317	171.2276	-9.3096
10	-27.1890	-27.1052	-17.3277	17.3277	-751.1272
11	151.5992	157.7498	92.6227	-92.6227	-900.1268
12	71.7828	-300.6340	117.7526	165.8066	-5.5241
13	-44.6776	-37.3650	-25.4936	25.4936	-633.3746
14	142.8842	147.1975	87.0986	-87.0986	-734.3202
15	94.3415	-281.4826	122.1318	161.4274	-3.4195
16	-56.9765	-59.6505	-35.7641	35.7641	-511.2427
17	134.2851	143.6523	83.6791	-83.6791	-572.8928
18	99.5553	-262.5800	124.6626	158.8966	-11.9954
19	-39.9048	-82.1788	-37.4587	37.4587	-386.5801
20	118.9276	119.5131	71.6837	-71.6837	-413.9961
21	181.7051	-242.8669	135.3589	148.2004	3.2213
22	-99.5263	-78.9340	-54.3700	54.3700	-251.2212
23	123.3538	125.1171	74.9050	-74.9050	-265.7958
24	194.5615	-235.5981	137.4720	146.0873	5.0548
25	-115.6275	-125.5189	-73.1148	73.1148	-113.7492
26	110.4810	153.7971	79.9598	-79.9598	-119.7085
27	125.5189	-153.7971	113.7492	119.7085	-79.9598

Çizelge 7.29. Örnek 2R.'ye ait 3. iterasyon sonunda bulunan düğüm deplasmanları, $v = 0,3$

Dep. no	UC DEPLASMANLARI
1	.0040989242741776
2	-1.236072713032438D-03
3	-1.542426944721793D-03
4	4.16003071162865D-03
5	-1.635039955128994D-03
6	-2.448676366747478D-04
7	8.682276019796261D-03
8	-2.350873416324153D-03
9	-1.383323907469361D-03
10	8.656570858028616D-03
11	-3.065951135245348D-03
12	-3.609179969610472D-04
13	1.283797204386728D-02
14	-.0033417428693381
15	-1.354418842512918D-03
16	1.281435616538566D-02
17	-4.295392780886107D-03
18	-2.353069664956097D-04
19	1.672799580644563D-02
20	-4.002284424050505D-03
21	-1.352911579164996D-03
22	1.671254943936708D-02
23	-5.086964628235555D-03
24	-1.244275809973185D-04
25	2.010233841393729D-02
26	-4.559274273864434D-03
27	-1.221433937532124D-03
28	2.009277692709143D-02
29	-5.732726067081421D-03
30	-4.679776771571562D-05
31	2.296993730723778D-02
32	-5.008861337798721D-03
33	-1.269452481158812D-03
34	2.293639620925024D-02
35	-6.236528178404865D-03
36	1.215193659976593D-04
37	2.712176417193008D-02
38	-5.477714326230784D-03
39	-2.683836084923887D-03
40	2.714191595245898D-02
41	-6.738631943527305D-03
42	1.411193145919596D-04
43	3.137894367722825D-02
44	-5.782401057663309D-03
45	-1.996586024318622D-03
46	3.141056563607973D-02
47	-7.060994975127957D-03
48	1.999846411319528D-04
49	3.382839280204337D-02
50	-5.920358680046501D-03
51	-2.325867749014091D-03
52	3.350584943603013D-02
53	-7.206180125256613D-03
54	1.642129354262288D-03

8. SONUÇLAR

Bu çalışmada, uçlarında sonsuz rijit kısımları bulunan ve düğüm noktalarına dönel yaylarla bağlı çubuklardan oluşan elastik mesnetli yarı-rijit bağlı düzlemsel çerçevelerin stabilite ve ikinci mertbe analizi incelenmiştir. Analizde kayma şekil değiştirmeleri de, Timoshenko kiriş teorisi, göz önüne alınmıştır. Hazırlanan bilgisayar programı ile 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 elastik mesnetli düzlemsel çerçevelerin değişik yay katsayıları ile çözümlenmesiyle aşağıdaki sonuçlar ortaya çıkmıştır.

- Yay katsayıları büyüdükçe uç momentler büyümekte, buna karşılık açıklık momenti küçülmektedir. Örneğin; Çizelge 7.14' te görüldüğü üzere 1 ve 4 Nolu elemanlarda Yarı Rijit ve Rijit bağlantılar için sol uç momentleri karşılaştırılmakta ve yay katsayıları büyüdükçe bu değerlerin azaldığı görülmektedir.

1 nolu yarı-rijit bağlantı için moment değeri 19.3740 kNm iken; bu değer rijit bağlantı için 19.0151 kNm;

4 nolu yarı-rijit bağlantı için moment değeri 12.4781 kNm iken; rijit bağlantı için değer 12.4220 kNm olmaktadır.

- Yay katsayıları büyüdükçe, sistem deplasmanları küçülmekte, yay katsayıları limit olarak sonsuz büyük değerler aldığı zaman sistem her yayla bağlı noktada rijit bağıymış gibi davranmaktadır. Örnek 1'e ait 1. iterasyon için 7 deplasman nolu yatay yer değiştirme değeri;

$S = 7065 \text{ kNm/rad}$ için; ($k_1 = k_2 = 1.75$) ; yatay yer değiştirme $5.293 \cdot 10^{-2} \text{ m}$

$S = \infty \text{ 1E9 kNm/rad}$ için; $k_1 = k_2 = \infty$; yatay yer değiştirme $4.971 \cdot 10^{-2} \text{ m}$ olmaktadır.

- Sistemdeki yay katsayıları küçüldükçe, sistem deplasman değerleri büyümektedir. Yay katsayılarının sıfır limit değere varması durumunda sistem yay bulunan noktalarda mafsalla bağıymış gibi davranmaktadır.

Analiz sonuçlarını karşılaştırma amaçlı Örnek 2 Çizelge 7.21' deki üst kat yatay yer değiştirmeleri arasındaki fark hesaplanarak aşağıdaki değerler bulunmuştur.

Eksenel deformasyon	0,16%-0,96%
P – Δ	2,54%-33,39%
Timoshenko lineer	2,21%-4,49%
Timoshenko Nonlineer	2,50%-12,20%
Eksenel + P – Δ + Kesme	6,81%-43,99%

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.

Bulunan sonuçlar hem kiriş-kolon uçlarındaki dönül yaylar, hem de kolon-temel uçlarında bulunan elastik mesnetler için geçerli olup, her iki durumda da yayların etkisi aynı olmaktadır.

9. KAYNAKLAR

- Monforton, A.R., Wu, T.S., 1963. Matrix Analysis of Semi-Rigidly Connected Frames. Journal of Structural Division, ASCE, 89: 13-42.
- Livesly, R.K. 1964. Matrix Methods of Structural Analysis. Pergamon Pres. Inc., New York.
- Girijavallabhan, C.V. 1969. Analysis of Shear Wall Openings. Journal of The Structural Division, ASCE, 95(10): 2093-2103
- Tezcan, S. 1970. Çubuk Sistemlerinin Elektronik Hesap Makineleri ile Çözümü. Arı Kitabevi Matbaası. İstanbul. (406 s).
- Romstad, K.M., Subramanian, C.V. 1970. Analysis of Frames With Partial Connection Rigidity. Journal of Structural Division, ASCE, 96: 2283-2300.
- Ghali. A., Neville, A.M. 1971. Structural Analysis. Bizim Büro Basımevi, 779, Ankara.
- Çakıroğlu, A. 1978(a). Kayma Şekil Değiştirmeleri Göz Önünde Tutulan II. Mertebe Teorisine Ait Çubuk Sabitleri. İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, Teknik Rapor, No: 32. (41 s).
- Çakıroğlu, A. 1978(b). Sonsuz Rijit Kısımları Bulunan Çubukların II. Mertebe Teorisine Ait Birim Deplasman Sabitleri. İ.T.Ü.D. Cilt 36. Sayı : 5.
- Popov, E.P., Petersson, H. 1979. Program Subwall, Finite Element Analysis of Structural Walls. Journal ACI,
- 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.
- İnan, M. 1984. Cisimlerin Mukavemeti. İstanbul Teknik Üniversitesi. Baskı 5, İstanbul.
- Dündar, C., Kırıl, E., Mengi, Y. 1985. İnşaat Mühendisliğinde Bilgisayar Kullanımı. Bizim Büro Basımevi. Ankara. (315 s).
- Dündar, C., Kırıl, E. 1986. Perdeli Yapı Sistemlerinin Bilgisayar İle Hesabı. T.M.M.O.B. Yayınları, Teknik Yayınevi, 195, Ankara.
- 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.

Azizinamini, A., Radziminski, J.B. 1989. Static and Cyclic Performance of Semi-Rigid Steel Beam-to-Column Connections. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 115 (12): 2979-2999.

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.

Cunningham, R. 1990. Some Aspects of Semi-Rigid Connections in Structural Steelwork. *The Structural Engineering*, 68 (5): 85-92.

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.

Anderson, D., Colson, A., Jaspard, J.P. 1993 Connections and Frame Design for Economy. *New Steel Construction*. 30-33.

Aksoğan, O., Akavcı, S. S. 1994. Uçlarında Rijit Bölgeler Bulunan Dönel Yaylı Çubuklardan Oluşan Düzlemsel Çerçevelerin Stabilitate Analizi. *Ç.Ü.J.FAC.ENG.ARCH.*, Special Issue: 1-13.

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.

Aksoğan, O., Akavcı, S. S., Görgün, H. 2005. Analysis Of Frames With Flexible Connections. *Ç.Ü.J.FAC.ENG.ARCH.*, .20 (1): 1-11.

Hayalioğlu, M. S., Değertekin, S. Ö. 2005. Design of Non-Linear Semi-Rigid Steel Frames With Semi-Rigid Column Bases. *Journal of Structural Engineering*.(4)

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.

Karacan, S.S 2011. Kesme Kuvvetini Hesaba Katarak Uçlarında Rijit Bölgeler Bulunan ve Düğüm Noktalarına Dönel Yaylarla Bağlı Çubuklardan Oluşan Düzlemsel Çerçevesinin Nonlineer Analizi. Yüksek Lisans Tezi, Dicle Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Diyarbakır.

Kaymak, S. 2012. Kesme Kuvvetini Hesaba Katarak Uçlarında Rijit Bölgeler Bulunan ve Düğüm Noktalarına Dönel Yaylarla Bağlı Çubuklardan Oluşan Düzlemsel Çerçevesinin Stabilitate Analizi. Yüksek Lisans Tezi, Dicle Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Diyarbakır.

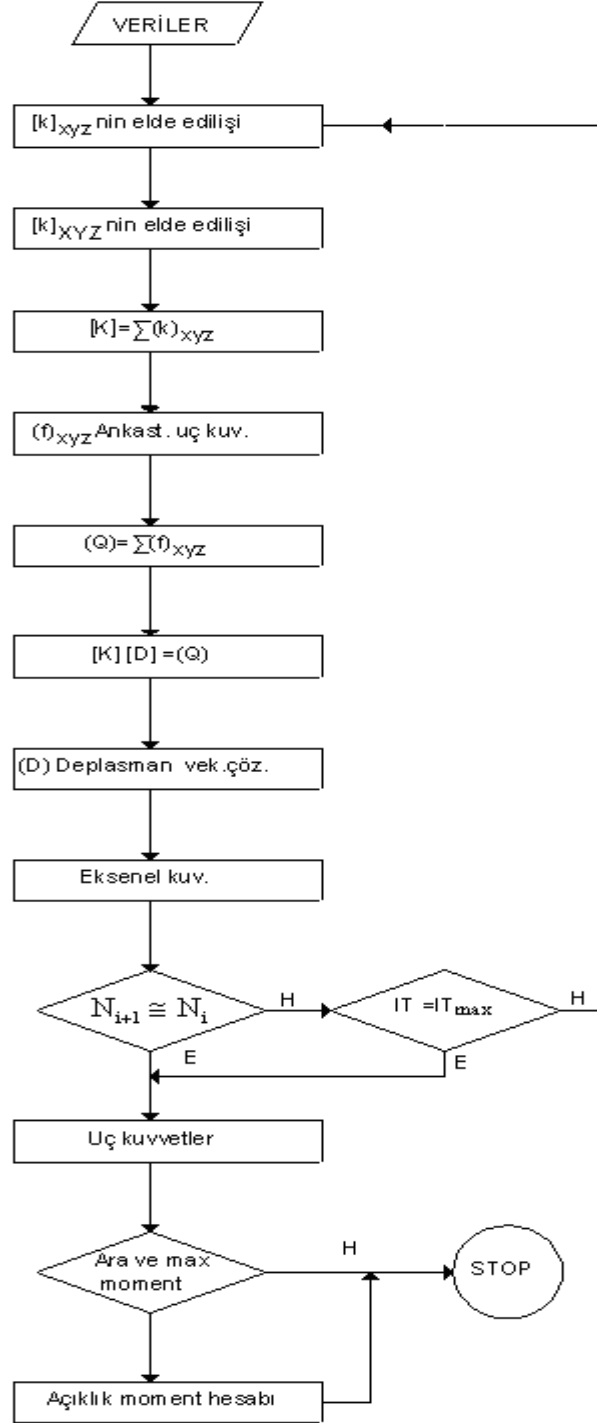
Çelik, A. 2012. Kesme Kuvvetini Hesaba Katarak Uçlarında Rijit Bölgeler Bulunan ve Düğüm Noktalarına Dönel Yaylarla Bağlı Çubuklardan Oluşan Düzlemsel Çerçevesinin Geometrik ve Malzeme Bakımından Nonlineer Analizi. Yüksek Lisans Tezi, Dicle Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Diyarbakır.

Aristizabal-Ochoa, D.J. 2012, Matrix Method for Stability and Second-Order Analysis of Timoshenko Beam-Column Structures with Semi-Rigid Connections. Eng. Struct., 34, 289-302.

EKLER

Ek - 1 : Akış Diyagramı

PROGRAM AKIŞ DİYAGRAMI



Ek - 2 : Örnek 2'nin Veri Dosyası (Yarı Rijit Bağlantı 1)

- 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.

27	54	9	9	0	0	0,2E+08	0.3	3	I			
1	1	3	0.01438707	0.0005535878	1.685	1E9	0	0	0	1	2	3
2	2	4	0.01438707	0.0005535878	1.685	1E9	0	0	0	4	5	6
3	3	4	0.01954835	0.0012486943	0.810	0.810	1	2	3	4	5	6
4	3	5	0.01438707	0.0005535878	1E9	1E9	1	2	3	7	8	9
5	4	6	0.01438707	0.0005535878	1E9	1E9	4	5	6	10	11	12
6	5	6	0.01954835	0.0012486943	0.810	0.810	7	8	9	10	11	12
7	5	7	0.01438707	0.0005535878	1E9	1E9	7	8	9	13	14	15
8	6	8	0.01438707	0.0005535878	1E9	1E9	10	11	12	16	17	18
9	7	8	0.01954835	0.0012486943	0.810	0.810	13	14	15	16	17	18
10	7	9	0.03599993	0.0007866774	1E9	1E9	13	14	15	19	20	21
11	8	10	0.03599993	0.0007866774	1E9	1E9	16	17	18	22	23	24
12	9	10	0.02206447	0.0020520209	0.493	0.493	19	20	21	22	23	24
13	9	11	0.03599993	0.0007866774	1E9	1E9	19	20	21	25	26	27
14	10	12	0.03599993	0.0007866774	1E9	1E9	22	23	24	28	29	30
15	11	12	0.02206447	0.0020520209	0.493	0.493	25	26	27	28	29	30
16	11	13	0.03599993	0.0007866774	1E9	1E9	25	26	27	31	32	33
17	12	14	0.03599993	0.0007866774	1E9	1E9	28	29	30	34	35	36
18	13	14	0.02206447	0.0020520209	0.493	0.493	31	32	33	34	35	36
19	13	15	0.01877416	0.0004620169	1E9	1E9	31	32	33	37	38	39
20	14	16	0.01877416	0.0004620169	1E9	1E9	34	35	36	40	41	42
21	15	16	0.01787093	0.0011238248	0.901	0.901	37	38	39	40	41	42
22	15	17	0.01877416	0.0004620169	1E9	1E9	37	38	39	43	44	45
23	16	18	0.01877416	0.0004620169	1E9	1E9	40	41	42	46	47	48
24	17	18	0.01787093	0.0011238248	0.901	0.901	43	44	45	46	47	48
25	17	19	0.01877416	0.0004620169	1E9	1E9	43	44	45	49	50	51
26	18	20	0.01877416	0.0004620169	1E9	1E9	46	47	48	52	53	54
27	19	20	0.00838708	0.0003508830	2.884	2.884	49	50	51	52	53	54

II

20		
1	0.0	0.0
2	9.525	0.0
3	0.0	3.302
4	9.525	3.302
5	0.0	6.604
6	9.525	6.604
7	0.0	9.906
8	9.525	9.906
9	0.0	13.208
10	9.525	13.208
11	0.0	16.510
12	9.525	16.510
13	0.0	19.812
14	9.525	19.812
15	0.0	23.114
16	9.525	23.114
17	0.0	26.416
18	9.525	26.416
19	0.0	29.718
20	9.525	29.718

III

3	1] IV
1	29.77	
6	1	
1	29.77	
9	1	
1	29.77	
12	1	
1	29.77	
15	1	
1	29.77	
18	1	
1	29.77	
21	1	
1	29.77	
24	1	
1	29.77	
27	1]]

1	24.51] V
1	13.69	
7	13.69	
13	13.69	
19	13.69	
25	13.69	
31	13.69	
37	13.69	
43	13.69	
49	6.845	

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 ** ELEMEN 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) * SQR(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

1987’de Diyarbakır’ da doğdu. 2005 yılında Fatih Lisesi (Y.D.A) ’dan mezun oldu. 2011’de Dicle Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü’nden mezun oldu. 2012 yılında İller Bankası A.Ş. Diyarbakır Bölge Müdürlüğünde Mühendis (Teknik Uzman Yardımcısı) olarak göreve başladı. Hala aynı görevi sürdürmektedir.