

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

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

Asım ÇELİK

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

DİYARBAKIR

Haziran 2012

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

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

Asım ÇELİK

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

DİYARBAKIR

Haziran 2012

T.C.
DİCLE ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ MÜDÜRLÜĞÜNE
DIYARBAKIR

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

Jüri Üyeleri

Başkan : Prof. Dr. M. Sedat HAYALİOĞLU.....

Üye : Yrd. Doç. Dr. C. Tuncay AKIN.....

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

Tez Savunma Sınavı Tarihi: 29 / 06 / 2012

Yukarıdaki bilgilerin doğruluğunu onaylarım.

.... / / 2012

Prof. Dr. Hamdi TEMEL
Enstitü Müdürü

TEŞEKKÜR

Tez çalıőmam boyunca her tŸrlŸ desteği benden esirgemeyen bilgi ve deneyimiyle bana yardımcı olan danışman hocam Yrd.Doç.Dr.Halil GÖRGÜN'e sonsuz teőekkŸrlerimi sunarım.

Hayatım boyunca bana destek olan, yalnız bırakmayan ve her zaman yanımda olan aileme sonsuz teőekkŸr ederim.

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa</u>
TEŞEKKÜR	I
İÇİNDEKİLER	II
ÖZET	V
ABSTRACT	VII
ÇİZELGE LİSTESİ	IX
ŞEKİL LİSTESİ	X
KISALTMA VE SİMGELER	XII
EK LİSTESİ	XIII
1. GİRİŞ	1
1.1. Geometrik Nonlineerlik.....	3
1.2. Malzeme Nonlineerliği.....	4
1.3. Yarı-rijit Bağlantıların Modellenmesi.....	7
1.3.1. Lineer Modeller.....	8
1.3.2. Polinom Modeli.....	9
1.3.3. Cubic B-Spline Modeli.....	10
1.3.4. Kuvvet Modelleri.....	10
1.3.5. Üssel Modeller.....	11
1.3.6. Beam-Line Modeli.....	12
1.3.7. Dört Parametrelili Richard Modeli.....	13
1.3.7.1. Moment-Eğrilik İlişkisi.....	15
1.3.8. Bağlantı Modellemede Karşılaştırmalar.....	20
2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR	21
2.1. Yapılan kabuller.....	24
2.2. Kullanılan Notasyon.....	24
3. MATERYAL VE METOD	27
3.1. Düzlem Taşıyıcı Sistemlerde Rijitlik Matrisi Yöntemi.....	27
3.2. Eleman Rijitlik Etki Katsayıları.....	27
3.3. Eleman Rijitlik Matrisin Oluşturulması.....	30
3.4. Düğüm Noktalarında Uygunluk ve Denge Koşulları.....	30
3.5. Sistem Rijitlik Matrisi.....	31
3.6. Ara Yük Hali.....	31
3.7. Elastik Mesnetler.....	32
3.8. Çubuk Elemanlarının Dönel Yaylarla Bağlı Olması Durumu.....	32

4.	SONSUZ RİJİT KISIMLARI BULUNAN ÇUBUKLARIN II MERTEBE TEORİSİNE AİT BİRİM DEPLASMAN SABİTLERİ	33
5.	KAYMA ŞEKİL DEĞİŞTİRMELERİ GÖZ ÖNÜNDE TUTULAN VE UÇLARINDA DÖNEL YAYLAR BULUNAN BİR ÇUBUĞUN ELEMEN RİJİTLİK MATRİSİ	37
5.1.	Genel Denklemler	37
5.1.1.	Basınç Hali	39
5.1.2.	Çekme Hali	40
5.2.	Birim Deplasman Sabitlerinin Elde Edilmesi	41
5.2.1.	Basınç Hali	42
5.2.2.	Çekme Hali	47
6.	EKSENEL VE KESME KUVVETLERLE DÖNEL YAYLARIN ANKASTRE KİRİŞLERİN UÇ MOMENTLERİ ÜZERİNE ETKİSİ	55
6.1.	Uniform Yayılı Yük	55
6.1.1.	Basınç Hali	55
6.1.2.	Çekme Hali	58
6.2.	Tekil Yük	61
6.2.1.	Basınç Hali	61
6.2.2.	Çekme Hali	63
6.3.	Doğrusal Yayılı Yük	65
6.3.1.	Basınç Hali	65
6.3.2.	Çekme Hali	66
6.4.	Simetrik Trapez Yayılı Yük	68
6.4.1.	Basınç Hali	68
6.4.2.	Çekme Hali	69
6.5.	Üçgen Yayılı Yük	70
6.5.1.	Basınç Hali	70
6.5.2.	Çekme Hali	71
7.	BİLGİSAYAR PROGRAMININ ÇALIŞTIRILMASI VE UYGULAMALAR	75
7.1.	Bilgisayar Programı İle İlgili Veriler	75
7.2.	Dosyalı Program için Veri Dosyasının Hazırlanması	76
7.3.	Program İşlem Sırası	76
7.4.	Programda Bazı İşlemler	77
7.5.	Sayısal Uygulamalar	78

8. SONUÇLAR	99
9. KAYNAKLAR	101
EKLER.....	105
ÖZGEÇMİŞ.....	127

ÖZET

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

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Asım ÇELİK

DİCLE ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

2012

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

Birinci bölümde araştırmanın nedeni ve önemi belirtilmektedir. Ayrıca geometrik ve malzeme nonlineerliğin yanında yarı-rijit bağlantıların modellenmesinden bahsedilmiştir.

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

Üçüncü bölümde rijitlik matrisi yöntemi genel şekliyle anlatılmıştır.

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

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

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

Yedinci bölümde bilgisayar programı ile ilgili açıklamalar verilmiştir.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

- Yapıya uygulanan yatay ve düşey yüklerden dolayı betonarme elemanlarda oluşan çatlamların sonucunda elemanların eğilme rijitliği ve yapının rijitliğinin azalmasına ve buna bağı olarak deplasmanların artmasına neden olmaktadır.

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

ABSTRACT

THE NONLINEAR ANALYSIS OF GEOMETRIC AND MATERIAL OF PLANAR FRAMES COMPOSED OF FLEXIBLY CONNECTED MEMBERS WITH RIGID END SECTIONS CONSIDERING SHEAR DEFORMATIONS

MSc THESIS

Asım ÇELİK

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

2012

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

ÇİZELGE LİSTESİ

<u>Çizelge No:</u>	<u>Sayfa</u>
Çizelge 1.1. Eşdeğer Dikdörtgen Dağılımının Özellikleri	20
Çizelge 5.1. k' tablosu	39
Çizelge 7.1. Örnek 1.'e ait bağ kirişleri için elde edilen $M-\square$ değerleri	84
Çizelge 7.2. Örnek 1'e ait birinci çözüm için veriler	85
Çizelge 7.3. Rijit bağlantılar için birinci çözüme ait eleman uç kuvvetleri, $v=0$, itr. sayısı=1	86
Çizelge 7.4. Rijit bağlantılar için ikinci çözüme ait eleman uç kuvvetleri, $v=0.15$, itr. sayısı=1	86
Çizelge 7.5. Rijit bağlantılar için ikinci çözüme ait eleman uç kuvvetleri, $v=0.15$, itr. sayısı=2	87
Çizelge 7.6. Yarı-rijit bağlantılar için birinci çözüme ait eleman uç kuvvetleri, $v=0$, itr. sayısı=1	87
Çizelge 7.7. Yarı-rijit bağlantılar için ikinci çözüme ait eleman uç kuvvetleri, $v=0.15$, itr. sayısı=1	87
Çizelge 7.8. Yarı-rijit bağlantılar için ikinci çözüme ait eleman uç kuvvetleri, $v=0.15$, itr. sayısı=2	88
Çizelge 7.9. Örnek 1.'e ait uçları rijit bağlı bağ kirişlerinin uç momentlerinin karşılaştırılması	88
Çizelge 7.10. Örnek 1.'e ait uçları yarı-rijit bağlı bağ kirişlerinin uç momentlerinin karşılaştırılması	88
Çizelge 7.11. Örnek 2'ye ait Kiriş kesitleri çatlamamış kabul edilirse perde ve bağ kirişlerine ait geometrik özellikler, eleman tarifleri ve kod numaraları	94
Çizelge 7.12. Örnek 2'ye ait eleman uç kuvvetleri, $v=0$, itr. sayısı=1, çatlamamış kesit	95
Çizelge 7.13. Örnek 2'ye ait eleman uç kuvvetleri, $v=0$, itr. sayısı=2, çatlamamış kesit	95
Çizelge 7.14. Örnek 2'ye ait Kiriş kesitleri çatlamış kabul edilirse perde ve bağ kirişlerine ait geometrik özellikler, eleman tarifleri ve kod numaraları	96
Çizelge 7.15. Örnek 2'ye ait eleman uç kuvvetleri, $v=0$, itr. sayısı=1, çatlamış kesit	96
Çizelge 7.16. Örnek 2'ye ait eleman uç kuvvetleri, $v=0$, itr. sayısı=2, çatlamış kesit	97
Çizelge 7.17. Örnek 2.'ye ait kat deplasmanlarının karşılaştırılması	97
Çizelge 7.18. Örnek 2.'ye ait uçları rijit bağlı bağ kirişlerinin uç momentlerinin karşılaştırılması	97

ŞEKİL LİSTESİ

<u>Şekil No:</u>	<u>Sayfa</u>
Şekil 1.1. Yapı Sistemlerindeki Kolon-Kiriş Bağlantı Şekilleri	3
Şekil 1.2. Bazı Bağlantı Tipleri için Moment-Dönme Eğrileri	8
Şekil 1.3. Lineerleştirme Çeşitleri	9
Şekil 1.4. Beam-Line Metodu	13
Şekil 1.5. Moment-Dönme İlişkisini Tanımlamada Kullanılan Richard Fonksiyon Eğrisi	14
Şekil 1.6. Malzeme Modelleri, Birim Deformasyon ve Gerilme Dağılımları	17
Şekil 3.1. İşaret Kabulü	28
Şekil 3.2. Eleman koordinatlarında eleman uç deplasmanları, uç kuvvetleri ve ankastrelik uç kuvvetleri	28
Şekil 3.3. Rijitlik etki katsayıları	29
Şekil 4.1. Perde Duvarları Arasında Bir Bağ Kirişi	33
Şekil 4.2. Boşluklu Perdelerin Uç Deplasmanları	34
Şekil 5.1. İşaret kabulü	37
Şekil 5.2. Basınç hali $d_3=1$ yüklemesi	42
Şekil 5.3. Basınç hali $d_6=1$ yüklemesi	44
Şekil 5.4. Basınç hali $d_2=1$ yüklemesi	45
Şekil 5.5. Basınç hali $d_5=1$ yüklemesi	46
Şekil 5.6. Çekme hali $d_3=1$ yüklemesi	47
Şekil 5.7. Çekme hali $d_6=1$ yüklemesi	48
Şekil 5.8. Çekme hali $d_2=1$ yüklemesi	49
Şekil 5.9. Çekme hali $d_5=1$ yüklemesi	51
Şekil 6.1. Uniform yüklü ankastre kiriş	55
Şekil 6.2. Tekil yüklü ankastre kiriş	62
Şekil 6.3. Doğrusal yayılı yüklü ankastre kiriş	65
Şekil 6.4. Simetrik Trapez yüklü ankastre kiriş	68
Şekil 6.5. Üçgen yayılı yüklü ankastre kiriş	70
Şekil 7.1. Örnek 1.'deki boşluklu perde	80
Şekil 7.2. Birinci Çözüm için kodlama durumu	81
Şekil 7.3. İkinci Çözüm için Kodlama Durumu	82
Şekil 7.4. Temel alınan malzeme modelleri	83
Şekil 7.5. Kiriş kesit özellikleri	83
Şekil 7.6. Betonarme bağ kirişi için moment eğrilik ($M-\phi$) ilişkisi	84

Şekil 7.7. Kat seviyelerindeki yatay deplasmanların yay katsayısıyla değişimi ($v=0$, İterasyon. sayısı=1)	89
Şekil 7.8. Kat seviyelerindeki yatay deplasmanların yay katsayısıyla değişimi ($v=0$, İterasyon. sayısı=2)	89
Şekil 7.9. Kat seviyelerindeki yatay deplasmanların yay katsayısıyla değişimi ($v=0.15$, İterasyon. sayısı=1)	90
Şekil 7.10. Kat seviyelerindeki yatay deplasmanların yay katsayısıyla değişimi ($v=0.15$, İterasyon. sayısı=2)	90
Şekil 7.11. Örnek 2 için kiriş kesit özellikleri	92
Şekil 7.12. Kat seviyelerindeki yatay deplasmanların eğilme rijitlikleriyle değişimi (Lineer Analiz)	98
Şekil 7.13. Kat seviyelerindeki yatay deplasmanların eğilme rijitlikleriyle değişimi (Lineer Olmayan Analiz)	98

KISALTMA VE SİMGELER

- E : Elastisite modülü,
 G : Kayma modülü,
 I : Atalet momenti,
 M_{cr} : Çatlama anında kesitte oluşan eğilme momenti,
 I_{ef} : Etkili atalet momenti,
 I_c : Çatlamamış haldeki kesit atalet momenti,
 I_{cr} : Çatlamış haldeki kesit atalet momenti,
 A : Eleman kesit alanı,
 k : Kesit şekline bağlı katsayı,
 L : Eleman boyu,
 $[f]$: Ankastrelik uç kuvvetleri kolon vektörü,
 $[p]$: Eleman uç kuvvetleri kolon vektörü,
 $[d]$: Eleman uç deplasmanları kolon vektörü,
 $[P]$: Sistem yük vektörü
 $[K]$: Sistem rijitlik matrisi,
 $[k]$: Eleman rijitlik matrisi,
 $[T]$: Transformasyon matrisi,
 $[D]$: Sistem deplasman kolon vektörü,
 k_A, k_B : Dönel yayın bir radyan için moment değeri,

EK LİSTESİ

Ek1. Akış Diyagramı	105
Ek2. Örnek 1'in Veri Dosyası	106
Ek3. : Program Listesi	108

1. GİRİŞ

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

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

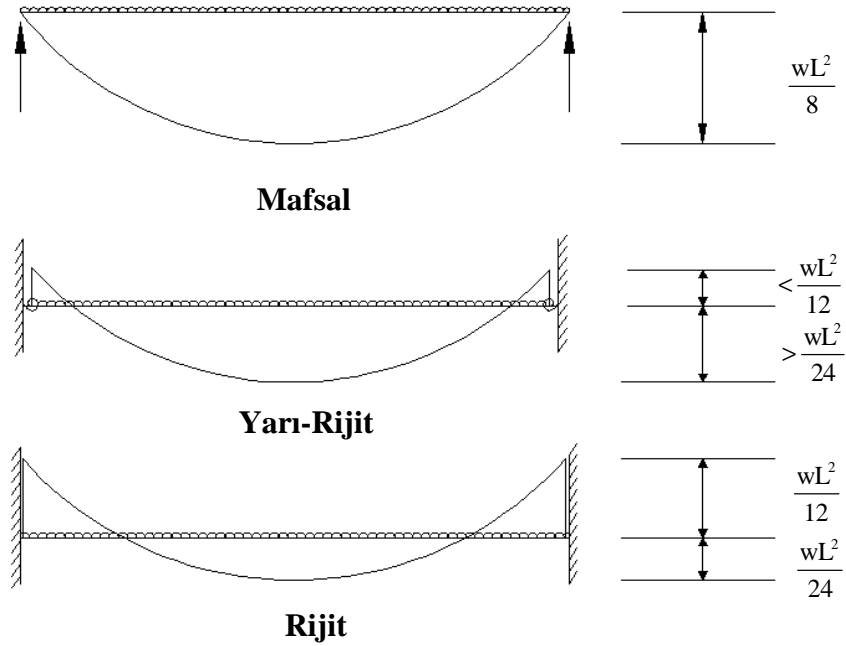
Bina çerçeveleri daha çok kayma deformasyonları, perde elemanları daha çok eğilme deformasyonları yaptıkları halde boşluklu perdelerde her iki tip deformasyonda önemlidir. Ayrıca bazı hallerde bağlantı kirişlerinin ve perdelerin kesit yükseklikleri, açıklıklarının yanında oldukça büyük değerler aldığı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

Ayrıca yapı sistemlerinde Şekil 1.1. de görüldüğü gibi çerçeveleri oluşturan çubuk elemanlarının birbirlerine ya tam rijit ya da mafsalla bağlı oldukları kabulü yapılarak çözüme gidilir. Fakat yapı sistemlerinde çerçeveler her zaman tam rijit ya da mafsallı olarak birbirlerine bağlı varsayımına uygun davranmazlar. Örneğin prefabrik yapılarda ve çelik kontrüksiyonda kirişlerin kolonlara birleşim yerlerinin tam rijit davranmadığı bilinmektedir. Böyle durumlarda çubuklar bağlantı noktalarında birbirlerine elastik dönel yaylarla bağlıymış gibi davranırlar. Bu gibi durumlarda eşdeğer dönel yay sabitleri deneysel ve benzeri yöntemlerle yaklaşık olarak

bulduğunda 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 ankastrelik 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 nonlineerliğin yanında malzemenin nonlineerliği de incelenmiştir.



Şekil 1.1. Yapı sistemlerindeki kolon-kiriş bağlantı çeşitleri

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 ankastrelük uç kuvvetlerinin elde edilmesi incelenmiştir. Yöntemde izlenen yol her taşıyıcı sistem için aynıdır.

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

Bu çalışmanın yapılış nedeni yukarıda bahsedilen özelliklerin ayrı ayrı ele alınmasının birleştirilmesidir. Bu çalışma (Karacan 2011)'de yapılan Yüksek Lisans Tez çalışmasının devamı olup, o tezde dikkate alınan bütün özelliklere ek olarak bu çalışmada yukarıda bahsedilen bir veya iki tarafında rijit kısımları bulunan doğru eksenli çubukların yanında malzemenin nonlineerliği ve bağlantıların nonlineer modellenmesi de dikkate alınmıştır.

1.2. Malzeme Nonlineerliği

Bir mekanik problemin çözümünde izlenecek yol, üç aşamada özetlenebilir; (a) denge koşullarının sağlanması, (b) uygunluk koşullarının sağlanması ve (c) malzemeler için gerilme-birim deformasyon ilişkilerinin belirlenmesi. İlk iki aşama malzeme davranışlarından bağımsız olduğundan, malzeme özellikleri ancak (c) olarak gösterilen üçüncü aşamada dikkate alınır. Çözüm, malzeme davranışı ne kadar gerçekçi modellenirse o kadar doğru olacağından malzemenin gerilme-birim deformasyon özellikleri büyük önem taşır.

Betonarme taşıyıcı sistemlerin, yatay ve düşey yükler etkisi altındaki yapısal analizi, malzeme davranışının doğrusal elastik olduğu kabulüne dayanan hesap yöntemleri ile yapılmasına karşın, kesit hesaplarında beton ve çeliğin elastik ötesi davranışları göz önüne alınmaktadır. Betonun çekme dayanımının düşük olması

nedeniyle betonarme elemanlarda çatlama kaçınılmaz bir olay olup, sistematik olarak gelişmemekte ve açıklık boyunca büyük değişimler gösterebilmektedir. Çatlama etkisi de hesaba katılarak, betonarmenin gerçek özelliği olan doğrusal olmayan davranışlarının dikkate alınmasıyla, yapıda oluşacak iç kuvvet ve yer değiştirme değerleri lineer analiz sonuçlarına göre önemli değişimler gösterebilmektedir. Bu değişimlere neden olan en büyük etken ise çatlama sonrası elemanların açıklıkları boyunca büyük değişiklik gösteren eğilme ve kayma rijitlikleri değerleridir.

Betonarme yapıların projelendirilmesindeki temel amaç, yapıya etkiyen yükler neticesinde kesitte oluşan zorlamaların güvenli bir şekilde karşılanmasıyla birlikte, kullanım yükleri altında elemanların fonksiyonlarını yerine getirebilmesi için şekil değiştirme ve dolayısıyla yer değiştirmelerin küçük kalması ve belli değerleri aşmamasıdır. Bu amaçla düşey yükler etkisi altında bulunan kirişlerde oluşan çökmelerin gerçeğe daha yakın olarak hesaplanabilmesi için çatlama sonrası bu elemanların eğilme ve kayma rijitliklerinde oluşan değişimler önemli olmaktadır. Yapılar düşey yükler yanında deprem ve rüzgar etkisi nedeniyle oluşan yatay yüklere de maruzdurlar. Bu yüklerden dolayı gerek yapıda meydana gelen yer değiştirmelerin, gerekse ikinci mertebeli momentlerin hesaplanmasında kolonlarda çatlama sonrası oluşacak etkili eğilme ve kayma rijitlikleri de önem kazanmaktadır.

Yapıya uygulanan yatay ve düşey yüklerden dolayı betonarme elemanlarda oluşan çatlama, elemanların ve yapının rijitliğinin azalmasına ve buna bağlı olarak deplasmanların artmasına neden olmaktadır. Betonarme yapıda oluşan yatay deplasmanlarla, elemanlarda oluşan çökmelerin gerçeğe daha yakın olarak hesaplanabilmesi için yapı içerisindeki çatlama elemanlarının belirlenmesi ve bu elemanların etkili eğilme ve kayma rijitliklerinin elde edilmesi gerekmektedir. Bu değerleri uygun yöntemlerle elde ederek geliştirilen analiz yöntemleri çatlama etkisi göz önünde bulundurmadan geliştirilen lineer analiz yöntemlerine göre daha gerçekçi sonuçlar ortaya çıkarılabilir.

Betonarme yapıların analizinde çatlama etkisi ve malzemelerin lineer olmayan davranışı genellikle literatürde mevcut olan değişik çatlama ve malzeme modelleri ile göz önünde bulundurularak, sonlu elemanlar yöntemine dayandırılarak gerçekleştirilmektedir. Çatlama etkisi ayrıca literatürde bulunan değişik etkili

rijitlik modelleri ile de göz önünde bulundurulabilmektedir. Yatay ve düşey yükler etkisi altındaki betonarme çerçevelerin analizinde, gerek geometrik nonlineerlik etkiler gerekse malzemelerin lineer olmayan davranışı ile çatlamların etkisi birlikte göz önünde bulundurup sonlu elemanlar metoduna dayandırılarak geliştirilen çalışmalarda yapılmıştır. Ancak betonarme yapıların analizinde çatlamlar ve/veya geometrik nonlineerlik etkiler göz önünde bulundurulup rijitlik matrisi yöntemine dayandırılarak geliştirilen çalışmalar ise literatürde sınırlı sayıda bulunmaktadır.

Herhangi bir betonarme elemanın çatlamış ve çatlamamış etkili eğilme ve kayma rijitliklerinin bulunması için çeşitli yöntemler vardır.

Branson(1963), yapıya uygulanan yüklerden dolayı betonarme elemanlarda oluşan momentin çatlamayı meydana getiren M_{cr} momentini aşması halinde, atalet momentinin çatlamanın olduğu bölgelerde nasıl bir değişim gösterdiğini yaptığı çalışmada incelemiş ve aşağıdaki eşitliği ortaya çıkarmıştır.

$$I_{ef} = \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^p I_1 + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^p \right] I_2 \quad (1.1)$$

Bu denklemdeki, I_{ef} kesitin etkili atalet momentini, I_1 ve I_2 ise sırasıyla çatlamamış haldeki kesit atalet momentini ve tamamen çatlamış haldeki kesitin atalet momentini ifade etmektedirler. Aynı denklemde deneysel çalışma sonuçlarıyla uyumlu olacak şekilde $p = 4$ alınmaktadır.

Sakai ve Kakuta (1980), eğilme ve aksenal yük etkisi altındaki betonarme elemanlarda moment eğrilik ilişkisini elde etmek için Branson (1963) tarafından verilen etkili atalet momenti ifadesini aksenal yük durumunu içerecek şekilde genelleştirerek, bu denklemdeki M_{cr}/M 'nin yerine çekme donatısındaki kuvvetleri içeren T_{scr}/T_{cr} oranını kullanmışlardır. Çalışmalarında etkili atalet momentini aşağıdaki denklemdeki gibi ifade etmişlerdir.

$$I_{ef} = \left(\frac{T_{scr}}{T_s} \right)^p I_1 + \left[1 - \left(\frac{T_{scr}}{T_s} \right)^p \right] I_2 \quad (1.2)$$

Bu denklemdeki T_{scr} çatlama anındaki, T_s ise verilen yük düzeyindeki ilgili kesitteki çekme donatısındaki kuvvetleri göstermektedir. I_1 ve I_2 ise sırası ile brüt ve çatlama beton kesitin atalet momenti değerleridir.

TS 500/Şubat 2000'de de etkili atalet momenti tanımlanmıştır. Kalıcı ve hareketli yükler altında betonarme eğilme elemanlarının ani sehimleri, açıklığı boyunca hiçbir kesitte çatlamayan elemanlarda ($M_{max} \leq M_{cr}$) tüm kesit eylemsizlik momenti kullanılarak, çatlama elemanlarda ($M_{max} > M_{cr}$) ise, Denklem 1.3. den bulunacak etkili eylemsizlik momenti kullanılarak ve mesnet koşulları göz önünde bulundurularak yapı mekaniği ilkelerine göre hesaplanmalıdır. Bu tezde de TS 500/Şubat 2000 yönetmeliğindeki etkili atalet moment formülleri kullanılmıştır.

$$I_{ef} = \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^3 \right] I_{cr} \quad (1.3)$$

$$M_{cr} = 2.5f_{ctd} \frac{I_c}{y} \quad (1.4)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{mc}} \quad (1.5)$$

Yerinde dökülen betonlar için $\gamma_{mc} = 1.5$ alınacaktır. Bu katsayı, öndökümlü betonlar için 1.4 alınabilir. Ancak betonda nitelik denetiminin gerektiği gibi yapılamadığı durumlarda, bu katsayı tasarımcının kararı ile 1.7 alınır.

Kesitin çatlama momenti, 1.4. denklemine göre hesaplanır. Sürekli kiriş ve döşemelerde, açıklık ve mesnet kesitleri (iki mesnetin ortalaması) için iki ayrı eylemsizlik momenti, denklem 1.3. den hesaplanmalı ve iki değer ortalaması, etkili eylemsizlik momenti olarak kullanılmalıdır. Konsollarda ise, mesnet kesiti eylemsizlik momenti kullanılmalıdır.

1.3. Yarı-Rijit Bağlantıların Modellenmesi

Bağlantıların bütün tipleri, tam mafsal ve tam rijit bağlantıların arasında değişen rijitliğinin azalmasından kaynaklanmaktadır. Bağlantı rijitliğini azaltan, kolonda uç levha ve flanş eğilmesi ile bağlantının şekil değiştirme deformasyonudur.

İlk rijit safhayı, azalan rijitlikler izlemektedir. Eğer bağlantılar yeterince plastik

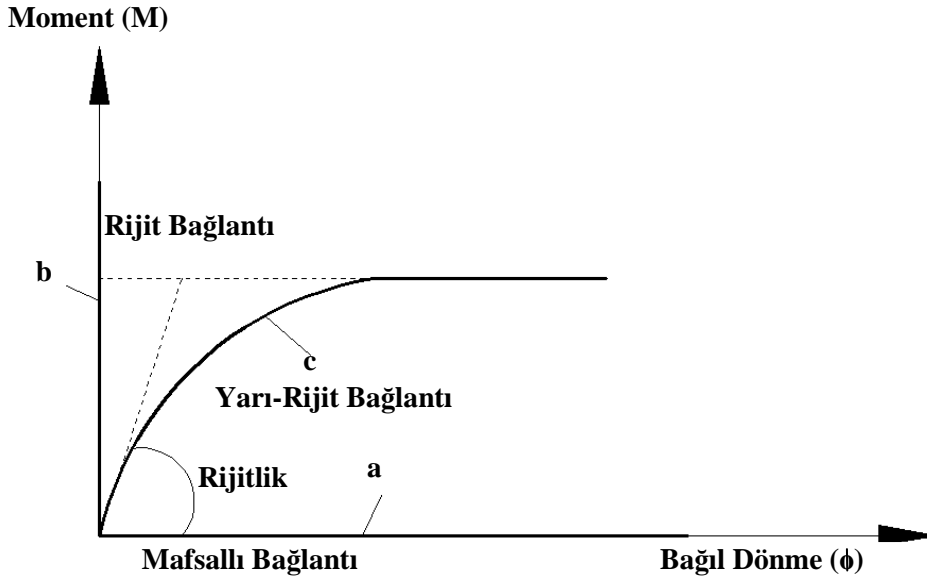
ise, mukavemetin kaybedilmesi esnasında, sabit bir momentte çok büyük dönmeler oluşacaktır.

Özenle ve gerçek matematik yöntemlerle bu bağlantıları analiz etmek oldukça güçtür. Bu yüzden pratik planlama için bağlantı davranışının analizinde bazı basitleştirmeler yapılarak yaklaşık olarak analiz yapılır. Bu analizlerde aşağıdaki yarı-rijit bağlantı modelleri kullanılmaktadır.

1.3.1. Lineer Modeller

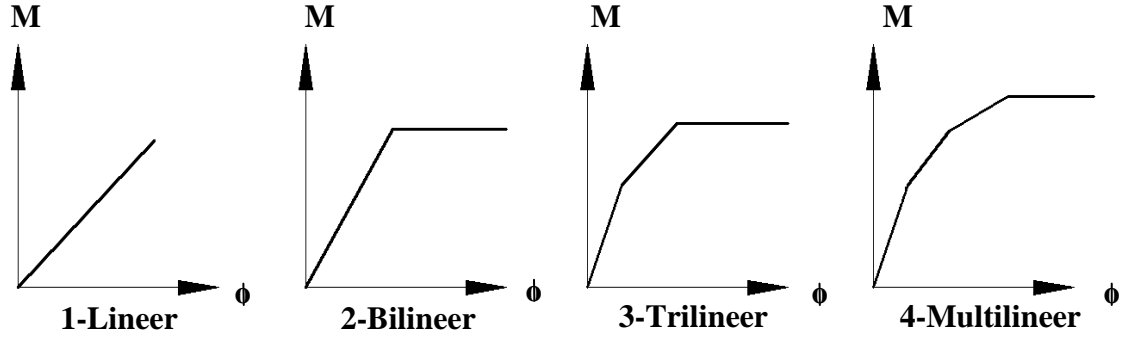
Bağlantıların, çerçevenin davranışı üzerindeki etkisini belirlemek için, belirli modeller haline getirilmesi çok önemli bir adımdır. Bağlantıların modellenmesinde analizlerinin kolaylığı nedeniyle lineer yarı-rijit modeller yaygın olarak kullanılır. Yarı-rijit bağlantıların davranışları genellikle moment-dönme eğrileri ile ifade edilir. Bu eğriler, moment dağılımını bağıl dönmelerin bir fonksiyonu olarak ifade eder. Şekil 1.2. tasarımda kullanılan bazı bağlantı tipleri için moment-dönme eğrilerini göstermektedir.

Burada a eğrisi mafsallı bağlantıyı, b eğrisi rijit bağlantıyı ve c eğrisi de çeşitli derecelerde rijitliğe sahip olan bağlantıları ifade etmektedir.



Şekil 1.2. Bazı bağlantı tipleri için Moment-Dönme eğrileri

Bağlantı davranışı genellikle nonlineerdir. Analizlerde ise bu nonlinear davranış basitleştirilerek veya başka bir deyişle lineerleştirilerek kullanılır. Basit tasarım için bağlantının lineerleştirilmesi değişik şekillerde yapılabilir.(Şekil 1.3.).



Şekil 1.3. Lineerleştirme Çeşitleri

Bu şekillerden birincisi en basit yaklaşım olup bağlantı rijitliğini tek bir eğimle ifade etmektedir (lineer rijitlik modeli). İkinci şekil ise iki ayrı eğimin kullanıldığı gerçek davranışa daha yakın bir yaklaşımdır (bilineer rijitlik modeli). En son eğri, bağlantı davranışını lineer olarak en iyi veren yaklaşımdır.

1.3.2.Polinom Modeli

FRYE ve MORRIS (1975), Polinom Modelini önermişlerdir:

$$\theta_r = C_1 (KM)^1 + C_2 (KM)^3 + C_3 (KM)^5 \quad (1.6)$$

Burada, K bağlantı tipi ve geometrisine göre ayarlama parametresi ve C_1 , C_2 , C_3 ise eğri uydurma sabitleridir.

Bu model, oldukça mantıklı moment-dönme karakteristikleri gösterir. Bağlantı rijitliği, (Moment-Dönme eğrisinin eğimi) M'nin bazı değerlerinde negatif olabilir. Bununla fiziksel olarak mümkün olmadığı bilinmektedir. Bunlara ek olarak, çerçevesel yapıların analizinde tanjant rijitlik bağıntısının kullanılmasıyla sayısal zorlukların olduğu ortaya çıkmaktadır.

1.3.3 Cubic B-Spline Modeli

Cubic B-Spline Modeli, bir eğriyi kübik eğri parçaları ile göstermek için kullanılır. Bu yöntemde, herhangi iki bitişik parça arasında, fonksiyonun ve birinci türevinin sürekliliği sağlanır. Bu yöntem, her ne kadar iyi sonuçlar verse de, çok sayıda data gerektirmesi bir sakınca oluşturur.

1.3.4 Kuvvet Modelleri

İki parametrelili kuvvet modeli aşağıdaki şekle sahiptir:

$$\theta_r = aM^b \quad (1.7)$$

a ve b, $a > 0$ ve $b > 1$ şartlarına uyan iki eğri uydurma parametresidir.

COLSON ve LOUVEAU (1983), üç parametrelili kuvvet fonksiyonunu sunmuşlardır:

$$\theta_r = \frac{|M|}{R_{ki}} \frac{1}{\left[1 - \left|\frac{M}{M_{cu}}\right|^n\right]} \quad (1.8)$$

Burada R_{ki} bağlantının ilk rijitliğini, M_{cu} bağlantının en büyük moment kapasitesini ve n moment-dönme eğrisi için hesaplanan parametreyi verir. Bu modelde sadece üç tane parametre (R_{ki} , M_{cu} , n) kullanılmasına rağmen, B-spline modelinde elde edilen sonuçlar kadar doğru sonuçlar vermiyor. Ama bu modelin kullanılmasıyla birlikte yapının analizinde çok sayıda dataya ihtiyaç duyulmaz.

KISHI ve CHEN (1986), benzer başka bir kuvvet modeli önermişlerdir:

$$\theta_r = \frac{M}{K_i \left[1 - \left|\frac{M}{M_u}\right|^n\right]^{1/n}} \quad (1.9)$$

Eşitlik (1.9) daki K_i , ilk rijitlik M_u , en son moment kapasitesi, n ise şekil parametresidir.

ANG ve MORRİS (1984), kuvvet modeli şeklinde ayarlanmış RAMBERG-OSGOOD (1943) fonksiyonunu kullanmaktadırlar:

$$\frac{\theta}{(\theta_r)_0} = \left| \frac{KM}{(KM)_0} \right| \left[1 + \left[\left| \frac{KM}{(KM)_0} \right| \right]^{n-1} \right] \quad (1.10)$$

Burada, $(\theta_r)_0$, $(KM)_0$ ve n parametreler, K ise bağlantı tipi ve geometrisine bağlı ayarlama sabitidir. The Ang-Morris kuvvet modeli dört parametrelidir. Bu model, çeşitli bağlantıların lineer olmayan davranışları için oldukça mantıklı moment-dönme karakteristikleri gösterir

1.3.5 Üssel Modeller

LUI ve CHEN (1986), çok parametrelili üssel modeli önermişlerdir.

$$M = \sum_{j=1}^N C_j \left(1 - e^{-|\theta_r|/2j\alpha} \right) + M_0 + R_{kf} |\theta_r| \quad (1.11)$$

KISHI ve CHEN (1986), LUI ve CHEN tarafından verilen modelin ani eğim artışına elverişli olmasını sağlamışlardır.

$$M = \sum_{j=1}^N C_j \left(1 - e^{-|\theta_r|/2j\alpha} \right) + M_0 + \sum_{k=1}^n D_k (\theta_r - \theta_k) H(\theta_r - \theta_k) \quad (1.12)$$

(1.11) ve (1.12) deki simgeler şunlardır.

M_0 : bağlantı momentinin başlama değeri

R_{kf} : şekil değiştirme pekleşme rijitliği

α : ölçülendirme faktörü

θ_k : lineer unsurların başlangıç dönmeleri

$H[\theta]$: Heaviside'nin adım fonksiyonu

C_j, D_k : eğri uydurma sabitleri

Bu iki model, Cubic B-spline modelinin test sonuçlarıyla uyuşan bir eğri verir. Fakat çok fazla eğri uydurma parametresi gerekmektedir.

YEE ve MELCHERS (1986), dört parametrelili üssel modeli önermişlerdir.

$$M = M_p \left[1 - \exp \left| \frac{-(K_i - K_p + c\theta)\theta}{M_p} \right| \right] + K_p \theta \quad (1.13)$$

M_p : plastik momenti

K_i : ilk rijitlik

K_p ..: şekil değiştirme pekleşme rijitliği

c : eğrinin eğimini kontrol etme sabitidir.

KING ve CHEN (1993), yarı-rijit bağlantıların modellenmesinde aşağıdaki bağıntıyı önermişlerdir.

$$K_t = \frac{dM}{d\theta_r} = K_i \left[1 - \left(\frac{M}{M_u} \right)^c \right] \quad (1.14)$$

M : bağlantı momenti

M_u : maksimum eğilme momenti

K_i ..: ilk rijitlik

K_t ..: şekil değiştirme pekleşme rijitliği

c : eğri şekil parametresi.

1.3.6 Beam-Line Modeli

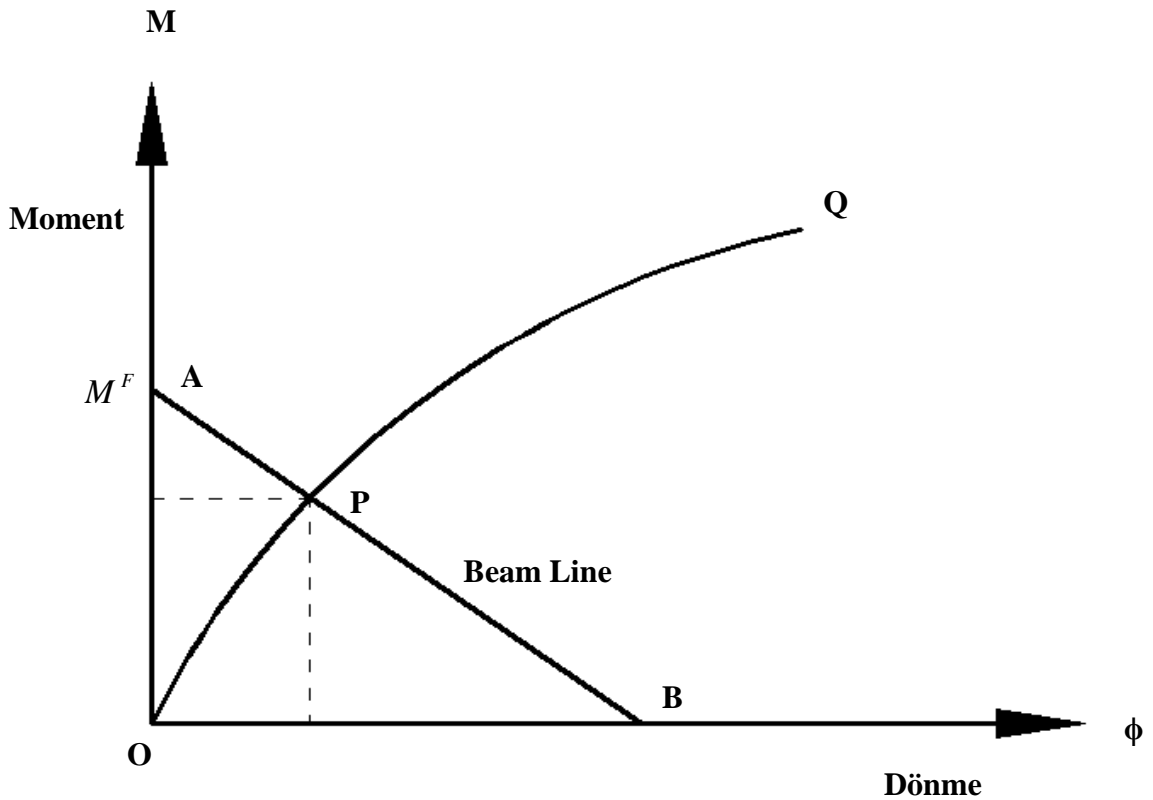
Batho ve Rowan (1931) deneysel olarak moment ve dönme eğrisi bilinen bir bağlantının sınırlanmasını bulabilmek için grafiksel bir model önermişlerdir. Bu modele de Beam-line modeli denir. Beam-line modeli gerçek moment-dönme eğrilerini kullanarak bağlantı tarafından karşılanan uç sınırlamalar bulunur. Moment alan prensipleri kullanılarak beam-line eşitliği bulunur.

$$M = M^F - \frac{2EI\phi}{L} \quad (1.15)$$

Bu modelin en büyük avantajı, deneysel bir ortamda bulunan gerçek moment-dönme eğrilerin kullanılmasıyla sonuca gidilmesidir. Deneysel datalar kullanılarak

daha doğru ve kesin sonuçlar elde edilir. Bu yöntem, her ne kadar iyi sonuçlar verse de, deneysel ortamda elde edilen dataların gerektirmesi ekonomik ve zaman kaybı bakımından sakınca oluşturur.

Bu yöntemde her bağlantı tipi için moment-dönme ilişkisinin deneysel dataları gerekir. Ankastrilik momentine karşı gelen dönmeyi bulduktan sonra bunları birleştirip ve bu doğru ile moment-dönme eğrisinin kesiştiği nokta o yükleme altındaki kirişin ucundaki momenti ve dönmeyi verir. (şekil 1.4.)



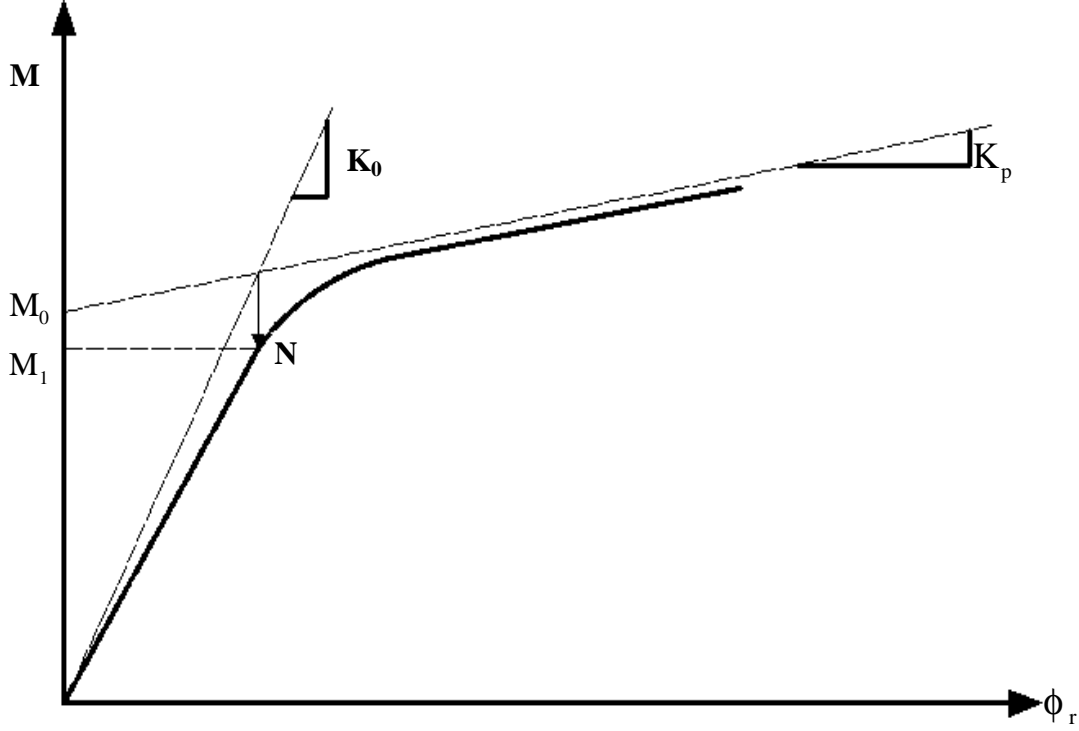
Şekil 1.4. Beam-Line Metodu

1.3.7 Dört Parametrelili Richard Modeli

Yukarıdaki bölümlerde açıklanan modellerden üssel modeller ALMUSSALLAM ve RICHARD (1993) tarafından düzenlenmiş ve bazı bağlantılarda görülebilen şekil değiştirme sertleşmesine ve yumuşamasına uygun bir eğri çıkarılmıştır. Bu tezde bu matematiksel tarif kullanılacaktır. Richard modeli, şekil değiştirme sertleşmesi veya yumuşaması gösteren bağlantıların her tipine

uygulanabilirliği ve genelliğinden dolayı seçilmiştir. Dört Parametrelili Richard Modeli aşağıdaki ifade ile tanımlanır.

$$M = \frac{(K_0 - K_p) \phi_r}{\left[1 + \left| \frac{(K_0 - K_p) \phi_r}{M_0} \right|^N \right]^{1/N}} + K_p \phi_r \quad (1.16)$$



Şekil 1.5. Moment-dönme ilişkisini tanımlamada kullanılan Richard fonksiyon eğrisi

Burada,

M : bağlantı momenti

M_0 : referans momenti

K_0 : ilk veya elastik rijitlik

K_p : plastik rijitlik

N : eğri şekil parametresi.

ϕ_r : Bağlantı bağıl dönmesi

(1.16) ifadesinin ϕ_r 'ye göre türevi alınırsa yayın dönmeye karşı, tanjant rijitliği $K(\phi_r)$ elde edilir.

$$K(\phi_r) = \frac{dM}{d\phi_r} = \frac{(K_0 - K_p)}{\left[1 + \left| \frac{(K_0 - K_p)\phi_r}{M_0} \right|^N \right]^{(N+1)/N}} + K_p \quad (1.17)$$

Şekil 1.5'deki gösterimden Richard Modeli'ndeki dört parametre aşağıda açıklandığı şekilde hesaplanabilir.

- 1) Bağlantının tipine ve geometrisine bağlı olan ilk rijitlik K_0 'nın değeri $M-\phi_r$ eğrisine orjinde çizilen teğetten bulunur.
- 2) $M-\phi_r$ eğrisinin son eğimi K_p 'yi verir.
- 3) M_0 , K_p 'yi hesaplamak için çizilen doğrunun moment ekseninin kestiği yerdeki değerdir.
- 4) Şekil parametresi N ise aşağıdaki denklemden hesaplanır.

$$N = \frac{-\ln 2}{\ln \left| \frac{M_1 - K_p}{M_0 - K_p} \right|} \quad (1.18)$$

Bu değerlerin bulunabilmesi için öncelikle herhangi bir betonarme kesitine ait moment-eğrilik ilişkilerinin bilinmesi gerekir. Moment-Eğrilik ilişkisi şu şekilde bulunur.

1.3.7.1 Moment-Eğrilik İlişkisi

Betonarmeyi oluşturan iki malzemedен biri olan beton, doğrusal-elastik olamayan bir davranış sergiler. Çelik davranışının sünek olmasına karşın betonun davranışı oldukça gevrektilir. Bu iki malzemenin bir araya gelmesi ile oluşan

betonarmenin davranışı, doğrusal-elastik değildir. Bu davranış, hem çeliğin hem de betonun mekanik özelliklerinden etkilenmektedir.

Eğilme momenti veya eğilmeye ek olarak aksenal kuvvetin etkisindeki betonarme bir kesitin davranışı, moment-eğrilik ilişkisinden izlenebilir. Bir betonarme kesitin moment-eğrilik ilişkisinin elde etmenin en sağlıklı yolu deneydir. Ancak her kesit için deney yapmak, hem ekonomik hem de pratik açıdan olası değildir. Bu nedenle, deneylerden elde edilen verilerden yararlanarak beton ve çelik için geliştirilmiş olan basitleştirilmiş σ - ϵ eğrileri kullanılarak, moment-eğrilik ilişkisinin analitik olarak elde edilmesi yoluna gidilmiştir. Bu tür bir analitik yaklaşımla elde edilecek moment-eğrilik ilişkisinin doğruluğu, kullanılan malzeme modellerinin ne denli gerçekçi olduğuna bağlıdır.

Moment eğrilik ilişkisi, çelik ve betonun σ - ϵ eğrileri için uygun modeller seçildikten sonra, yazılacak iki denge ve yeterli sayıda uygunluk denkleminde hesaplanır. Klasik mekanikte olduğu gibi, eğilmeden önce düzlem olan kesitlerin, eğilmeden sonra düzlem kaldığı varsayılır. Çözümü basitleştirmek amacıyla, betonun çekme dayanımı ihmal edilerek, çekme bölgesindeki tüm çekme gerilmelerinin donatı tarafından karşılandığı varsayılacaktır. Çelik için, elasto-plastik bir davranış kabulü uygun olacaktır.

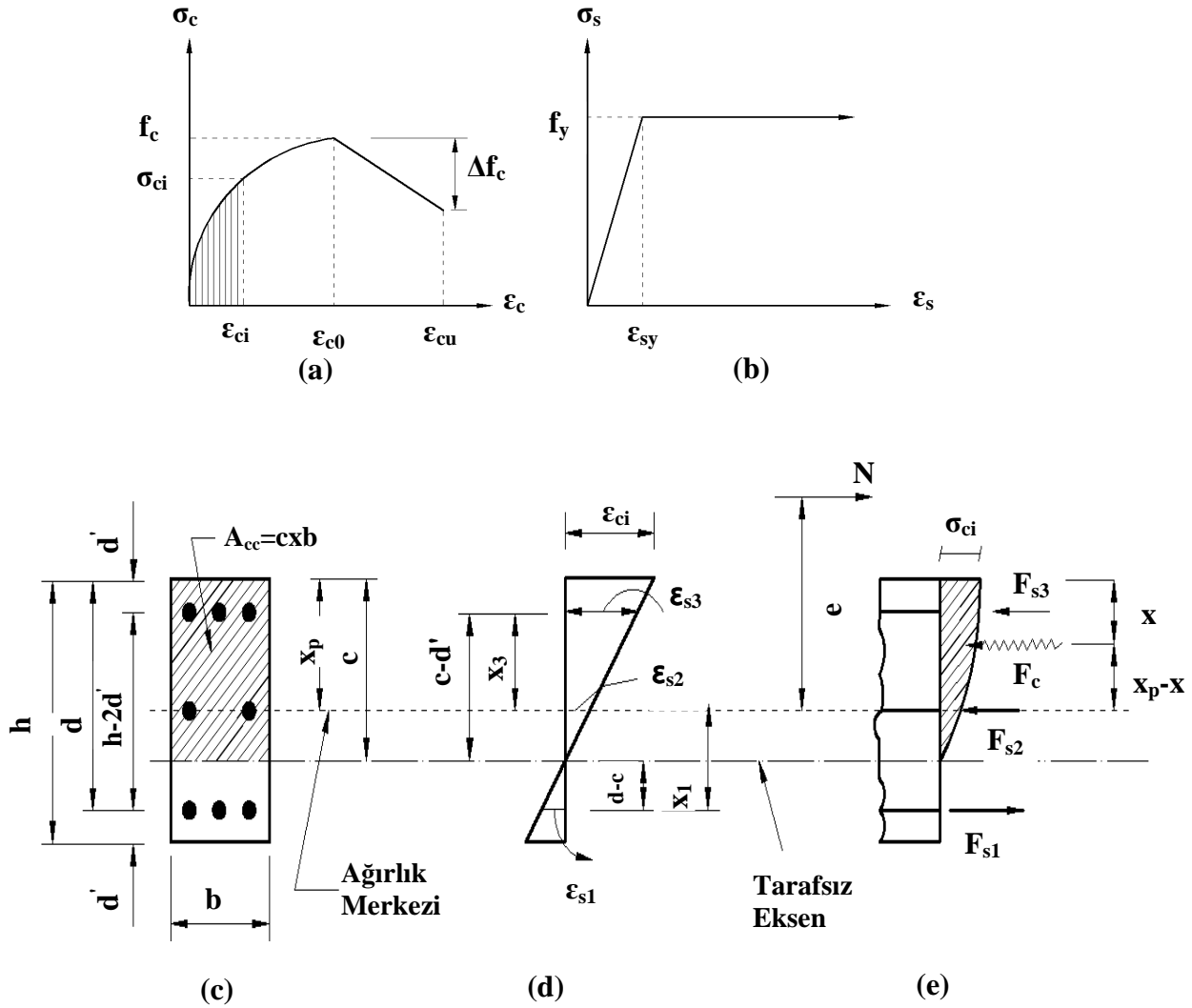
$$\sigma_{si} = \epsilon_{si} E_s \leq f_y \quad (1.19)$$

Basınç bölgesindeki beton için burada Hognestad Modeli kullanılacaktır.

Aşağıda, moment eğrilik eğrisini oluşturan M_i ve ϕ_i değerlerinin hesabı için izlenecek yol özetlenmiştir. Önerilen işlemler, her türlü kesit için geçerlidir. Donatının bir, iki veya daha fazla düzeylerde yer alması da çözümü değiştirmez. Ancak işlem basamaklarının izlenmesini kolaylaştırmak ve problemi somutlaştırmak için, şekil 1.6 (c)'deki dikdörtgen kesitin referans alınması yararlı olacaktır. Beton ve çelik için varsayılan σ - ϵ eğrileri de şekil 1.6 (a) ve (b)'de gösterilmiştir. Kesitin, eğilmeye ek olarak aksenal yük(N) taşıdığı gösterilmişse de, basit eğilme durumunda $N=0$ olabileceği ve aynı çözümün geçerli olacağı unutulmamalıdır.

Bu basit örnekte betonun çekme dayanımı ihmal edilmiştir. Çekme altındaki beton için tanımlanacak bir σ - ϵ eğrisi ile çekmeye çalışan betonu da hesaplara dahil

etmek mümkündür. Çelik için şekil 1.6 (b)'de gösterilen eğri yerine, pekleşmeyi de içeren üç doğrudan oluşan bir model de kullanılabilir.



Şekil 1.6. Malzeme modelleri, birim deformasyon ve gerilme dağılımları

Burada Hognestad beton modelinin tüm kesit için geçerli olduğu varsayılmıştır. İzlenecek yolun daha iyi anlaşılabilmesi için burada olabildiğince basit malzeme modelleri seçilmiştir.

İzlenecek yol aşağıda özetlenmiştir. Kesitin taşıdığı sabit eksenel yükün bilindiği varsayılmaktadır. ($N=0$ da olabilir).

a. En dış lifteki beton birim kısalması, ϵ_{ci} için bir değer seçilir. Bu değer, sıfır ile ϵ_{cu} arasında herhangi bir değer olabilir. Ancak, sistematik bir yaklaşım için, küçük bir değerle, örneğin 0.0002, başlamak daha iyi olacaktır.

b. Tarafsız eksen derinliği "c" için bir varsayım yapılır. Bu varsayımın yapılmasıyla, Şekil 1.6 (d)'de gösterilen birim deformasyon dağılımının geometrisi tam olarak tanımlanmış olur.

c. Şekil 1.6 (d)'den, bilinen ϵ_{ci} ve c için her donatı düzeyindeki birim deformasyonlar bulunur, ϵ_{si} . Örneğin, şekil 1.6 (d) ve aşağıdaki denklemden, ϵ_3 hesaplanır.

$$\epsilon_{si} = \frac{c - x_p + x_i}{c} \epsilon_{cu} \quad (1.20)$$

Uzama (-), kısalma (+) alınacaktır. x_3 , kesit ağırlık merkezinden basınç yüzüne doğru ölçüldüğünde, işareti (+) alınacaktır, $x_3=(+)$, $x_1=(-)$.

d. Bulunan ϵ_{si} değerlerinden, her donatı düzeyindeki çelik gerilmesi hesaplanır, $\sigma_{si} = \epsilon_{si} E_s \leq f_y$. Çekme gerilmeleri(-), basınç gerilmeleri de(+) alınacaktır.

e. Her düzeyde bulunan donatı gerilmesi, o düzeydeki donatı alanı ile çarpılarak donatı kuvvetleri bulunur, $F_{si} = A_{si} \sigma_{si}$. Örneğin, $F_{s3} = A_{s3} \sigma_{s3}$ (basınç ise +).

f. Beton basınç bileşkesi F_c hesaplanır. F_c 'nin hesabı için, seçilen ϵ_{ci} değeri ile beton $\sigma - \epsilon$ eğrisine girilerek, buna karşı gelen σ_{si} saptanır.

g. Bütün iç kuvvetler hesaplanmış olduğundan ilk denge denkleminin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilir.

$$\sum F = F_c + \sum F_{si} = ? \quad (1.21)$$

h. Eğer iç kuvvetlerin toplamı olan $\sum F \neq N$ ise, (b)'ye giderek c için yeni bir varsayım yapılır. Eğer $\sum F = N$ ise devam edilir.

i. $\sum F = N$ koşulu sağlandıktan sonra kesitin ağırlık merkezi etrafında iç kuvvetlerin momenti alınır, $M_i = F_c (x_p - \bar{x}) + \sum F_{si} x_i$. Saat yönündeki momentler (-)

kabul edilmiştir. Kuvvet ve moment kolu için doğru işaretler kullanılmışsa, momentin işareti de doğru çıkacaktır. \bar{x} , A_{cc} alanı üzerinde etkiyen gerilme dağılımının oluşturduğu hacmin ağırlık merkezinin, beton basınç yüzüne olan uzaklığıdır.

j. Eğrilik hesaplanır, $\phi_i = \frac{\epsilon_{ci}}{c}$. Böylece (i) ve (j)'de hesaplanan M_i ve ϕ_i değerleri ile M - ϕ eğrisini oluşturan bir nokta bulunmuş olur.

k. (a)'ya gidilerek ϵ_{ci} için yeni bir seçim yapılır. ϵ_{ci}

l. Yeterli sayıda nokta (M_i ve ϕ_i) elde edildikten sonra eğri çizilir.

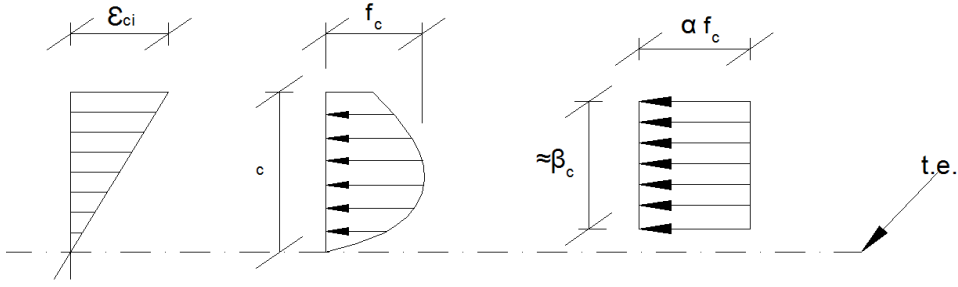
Seçilen beton σ - ϵ eğrisi ile, A_{cc} alanı üzerinde oluşan hacmin ve onun ağırlık merkezinin hesabı, bilgisayar olmadığı sürece çok zaman alıcıdır. Bu nedenle, çeşitli ϵ_{ci} değerlerine karşı, gerçek σ - ϵ eğrisi ile (örneğin Hognestad) aynı alan ve aynı ağırlık merkezine sahip eşdeğer dikdörtgenlerin özellikleri hesaplanarak, Çizelge 1.1'de verilmiştir. Böylece, gerçek dağılım dikdörtgenle değiştirilerek, hesaplar büyük çapta basitleştirilmektedir. Eşdeğer dikdörtgen, gerçek dağılımla yaklaşık aynı alan ve ağırlık merkezine sahip olduğundan bu kolaylık önemli bir hata içermeyecektir. Şekil 1.6' daki kesite eşdeğer dikdörtgen uygulandığında, F_c ve \bar{x}' in hesapları son derece basitleşir.

$$F_c = \alpha(f_c)\beta(c)b \quad (1.22)$$

$$\bar{x} = \frac{\beta(c)}{2} \quad (1.23)$$

Çizelge 1.1'deki α , eşdeğer dikdörtgen basınç dağılımının genişliği, β ise derinliğidir. Başka bir deyişle α taşıma gücündeki k_3 'e, β ise k_1 'e karşı gelmektedir.

Çizelge 1.1. Eşdeğer Dikdörtgen Dağılımının Özellikleri



ϵ_{ci}	0.00025	0.0005	0.0010	0.0015	0.0020	0.0025	0.0030	0.0035	0.0040
β	0.674	0.682	0.700	0.722	0.750	0.781	0.820	0.845	0.874
α	0.178	0.336	0.595	0.799	0.889	0.931	0.930	0.920	0.910
$\alpha\beta$	0.119	0.229	0.417	0.562	0.667	0.727	0.763	0.777	0.795

1.3.8 Bağlantı Modellemede Karşılaştırmalar

Lineer modelleri kullanmak kolaydır. Fakat bu modellerle gerçeğe çok yakın değerler elde edilemez. Polinom modeli, lineer modellere nazaran test eğrilerine daha uygundur. Cubic B-Spline eğri uydurma metodu ise iyi sonuç vermekle birlikte geniş depolama kapasitesine ihtiyaç gösterir. Kuvvet modelleri ve üssel modellerde ise, yarı-rijit bağlantıların moment-dönme temsili daha iyi sağlanmaktadır. Fakat bazı modelleri, birçok eğri uydurma parametresine sahiptir ve birkaçı son yüklemeler için yükselen test eğrilerine tam uymayabilir. Bu yüzden çerçeve analizinde, yarı-rijit bağlantı davranışını göstermek için basit ve doğru ifadenin seçimi güçtür. Bu tezde kullanılan Dört Parametrelili Richard Modeli'nin parametreleri daha azdır ve daha kolay bulunur. Büyük moment değerlerinde yükselen ve alçalan, yani şekil değiştirme sertleşmesi ve yumuşaması gösteren eğrilerin her ikisine de uygundur.

2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

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

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

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

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

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

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

Ghali ve Neville (1971), ikinci 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.

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

Çakıroğlu (1978)(a), birim deplasman ve birim kuvvet sabitlerinin, daha sonra da bir ucu elastik ankastre diğer ucu boşta olan çubukların özel sabitlerinin ikinci 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 Kırıl (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.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Görgün ve Karacan (2011) , kayma deformasyonlarının etkisi de göz önüne alınarak uçlarında sonsuz rijit kısımları bulunan ve düğüm noktalarına dönel yaylarla bağlı çubuklardan oluşan düzlemsel çerçevelerin geometrik nonlinear analizi yapılmış ve çeşitli ara yükler için ankastrelik uç kuvvetlerini elde edip bu konuda bir bilgisayar programını hazırlamışlardır.

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

2.1. Bu çalışmada yapılan kabuller

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

2.2. Kullanılan notasyon

- E : Elastisite modülü,
G : Kayma modülü,
 I_{ef} : Etkili atalet momenti,

- I_c : Çatlamamış kesitin atalet momenti,
 I_{cr} : Kesitin tamamen çatlamış haldeki atalet momenti,
 A : Eleman kesit alanı,
 k : Kesit şekline bağlı katsayı,
 L : Eleman boyu,
 $[f]$: Ankastrelik uç kuvvetleri kolon vektörü,
 $[p]$: Eleman uç kuvvetleri kolon vektörü,
 $[d]$: Eleman uç deplasmanları kolon vektörü,
 $[P]$: Sistem yük vektörü
 $[K]$: Sistem rijitlik matrisi,
 $[k]$: Eleman rijitlik matrisi,
 $[T]$: Transformasyon matrisi,
 $[D]$: Sistem deplasman kolon vektörü,
 k_A, k_B : Dönel yayın bir radyan için moment değeri,

3. MATERYAL VE METOD

3.1. Düzlem Taşıyıcı Sistemlerde Rijitlik Matrisi Yöntemi

Bu yöntem, 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.

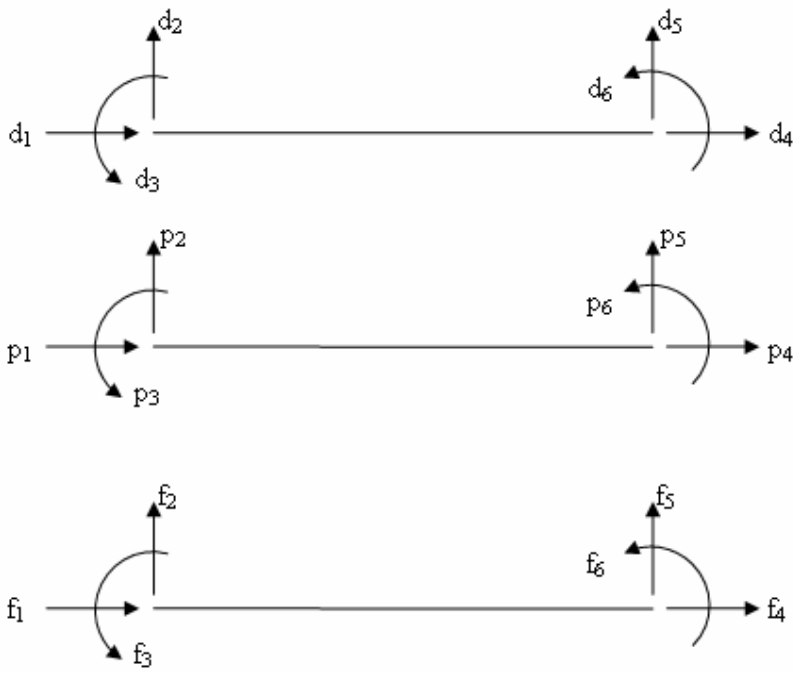
Kuvvetler ve ötelenmeler için doğru, dönmeler için eğri oklar kullanılır ve bütün oklar sıra ile numaralanır (Şekil 3.1, Şekil 3.2).

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

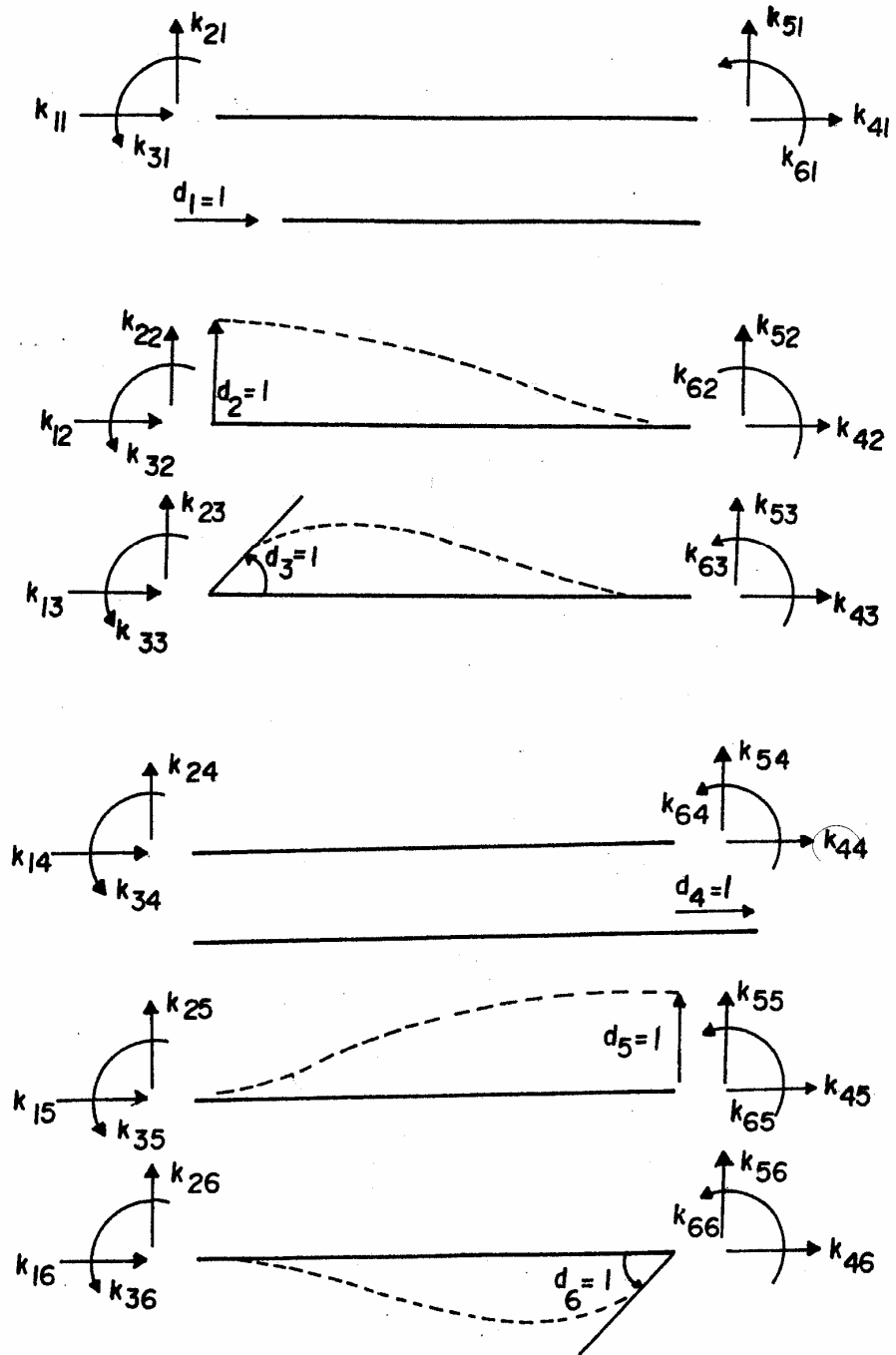
Adı geçen katsayılar literatürde kayma deformasyonları ihmal edilerek lineer analiz ile verilmektedir (Tezcan, (1970), Çakıroğlu, Özden ve Özmen, (1970), Dündar, Kıral ve Mengi (1985) Yine kayma deformasyonlarının etkileri de dikkate alınarak lineer analiz ile Dündar ve Kıral (1986), nonlinear analiz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



Şekil 3.1. İşaret kabulü



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



Şekil 3.3. Rijitlik etki katsayıları

3.3. Eleman Rijitlik Matrisin Oluşturulması

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

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

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

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

3.4. Düğüm Noktalarında Uygunluk ve Denge Koşulları

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

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

noktalarında sağlanması gereken uygunluk koşulları analizde göz önüne alınmış olmaktadır.

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

3.5. Sistem Rijitlik Matrisi

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

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

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

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

3.6. Ara Yük Hali

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

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

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

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

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

3.7. Elastik Mesnetler

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

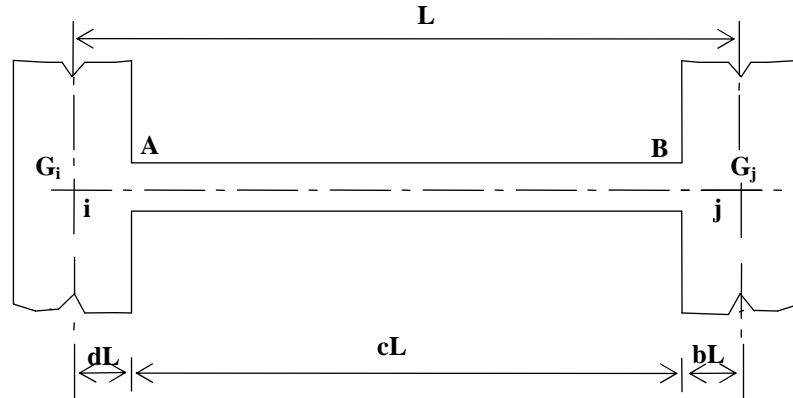
3.8. Çubuk Elemanlarının Dönel Yaylarla Bağlı Olması Durumu

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

4. SONSUZ RİJİT KISIMLARI BULUNAN ÇUBUKLARIN II. MERTEBE TEORİSİNE AİT PERDE AKSLARINDAKİ BİRİM DEPLASMAN SABİTLERİNİN BULUNMASI

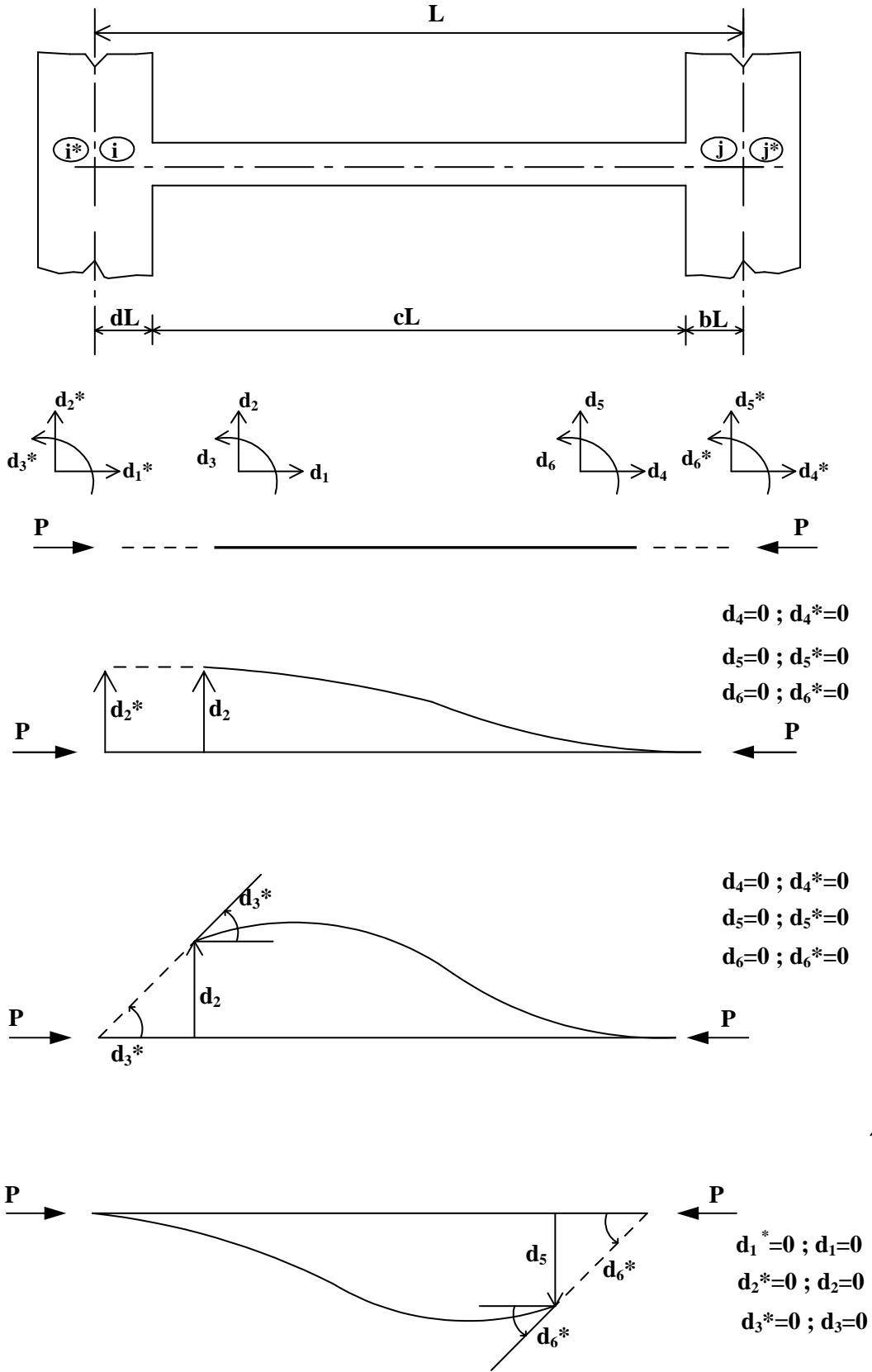
Boşluklu perdeler, bağlantı kirişi eksenleriyle perde eksenlerinin oluşturduğu çerçeveler olarak idealize edilerek hesap yapılır. İdealize etmede, kirişlerin geniş perdeler, perdelerin de yüksek bağlantı kirişlerinin içinde kalan bölgeleri sonsuz rijit olarak alınmaktadır. Bundan başka kirişleri çok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

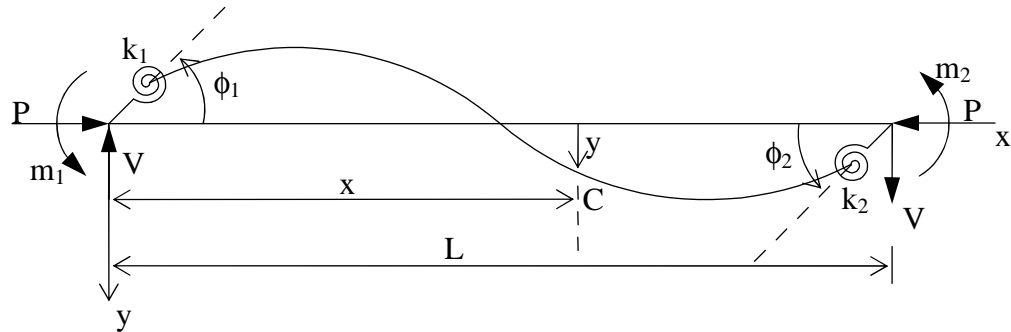
O halde bağ kirişinin birim deplasman sabitleri, yukarıdaki eşitliklerde $i j$ çubuğunun birim deplasman sabitleri yerine konularak bulunabilir (Yukarıdaki eşitlikler P yerine sıfır değer vermek suretiyle lineer analiz için de geçerlidir.). Normal kuvvetin çekme olması halinde denklemlerdeki P işaret 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 eksenli sabit kesitli L uzunluğundaki çubuğun eğilme ve kayma rijitlikleri sabittir.



Şekil 5.1. İşaret kabulü

Bilindiği gibi dolu kesitlerde eğilme ve kayma rijitlikleri sırasıyla,

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

Yapıya uygulanan yatay ve düşey yüklerden dolayı betonarme elemanlarda oluşan çatlamlar, elemanların ve yapının rijitliğinin azalmasına ve buna bağlı olarak deplasmanların artmasına neden olmaktadır. Betonarme yapıda oluşan yatay deplasmanlarla, elemanlarda oluşan çökmelerin gerçeğe daha yakın olarak hesaplanabilmesi için yapı içerisindeki çatlakan elemanların belirlenmesi ve bu elemanların etkili eğilme ve kayma rijitliklerinin elde edilmesi gerekmektedir. Bu değerleri uygun yöntemlerle elde ederek geliştirilen analiz yöntemleri çatlamların etkisi göz önünde bulundurmadan geliştirilen lineer analiz yöntemlerine göre daha gerçekçi sonuçlar ortaya çıkarılabilir. Dolayısıyla eğilme rijitliği aşağıdaki gibi hesaplanmalıdır.

$$EI_{ef} \quad (5.1b)$$

$$I_{ef} = \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^3 \right] I_{cr} \quad (5.1c)$$

Dönel yay katsayıları,

$$k_1 = \frac{J_1 L}{4EI_{ef}} \quad k_2 = \frac{J_2 L}{4EI_{ef}} \quad (5.1d)$$

Dönel yayların eğilme rijitlikleri,

$$J_1 = \frac{M_{con1}}{\phi_1} \quad J_2 = \frac{M_{con2}}{\phi_2} \quad (5.1e)$$

Kayma ve dönel yayların etkisini yansıtan boyutsuz hale getirilmiş katsayılar,

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

dır. Burada;

E: elastisite modülünü,

G: kayma modülünü

I_{ef} : etkili atalet momentini

I_c : çatlama anında kesitte oluşan eğilme momenti

I_{cr} : çatlama anında kesitte oluşan eğilme momenti

A: kesit alanını

A_s : eşdeğer kesme alanı

k: kesit şekline bağlı bir sabiti

k^1 : kesitin geometrisi ile ilgili numeric bir çarpan(çizelge 5.1.)

M_{cr} : çatlama anında kesitte oluşan eğilme momenti

M_{max} : Eğilme momenti

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, ϕ_1 ve ϕ_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 :

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

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

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

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

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

ve buradan da

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

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

bulunur.

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

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

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

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,

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

şeklini alırlar.

5.2. Birim Deplasman Sabitlerinin Elde Edilmesi

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

Burada,

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

şeklindedir. Benzer şekilde

$x = L$ durumunda ise,

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

sınır koşulları yazılabilir.

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

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

kısaltması yapılırsa,

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

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

ve birim deplasman sabitleri için de,

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

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

kısaltmaları yapılırsa,

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

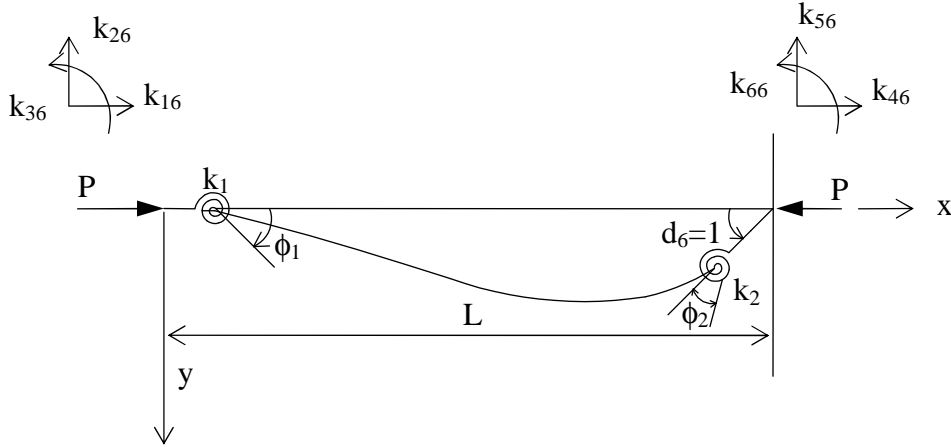
$$k_{63} = \frac{EI_{ef}}{L\Omega} \psi (\psi \delta - \sin \psi) = k_{36} \quad (5.41)$$

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

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

ifadeleri elde edilir. Burada,

$d_6 = 1$ 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,

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

$x = L$ durumunda,

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

şeklindedir.

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

$$A = \left(\frac{k_{36} \cos \psi + k_{66}}{P \sin \psi} \right) \quad (5.48)$$

$$B = -\frac{k_{36}}{P} \quad (5.49)$$

ve birim deplasman sabitleri için de,

$$k_{36} = \frac{EI_{ef}}{L\Omega} \psi (\psi \delta - \sin \psi) = k_{63} \quad (5.50)$$

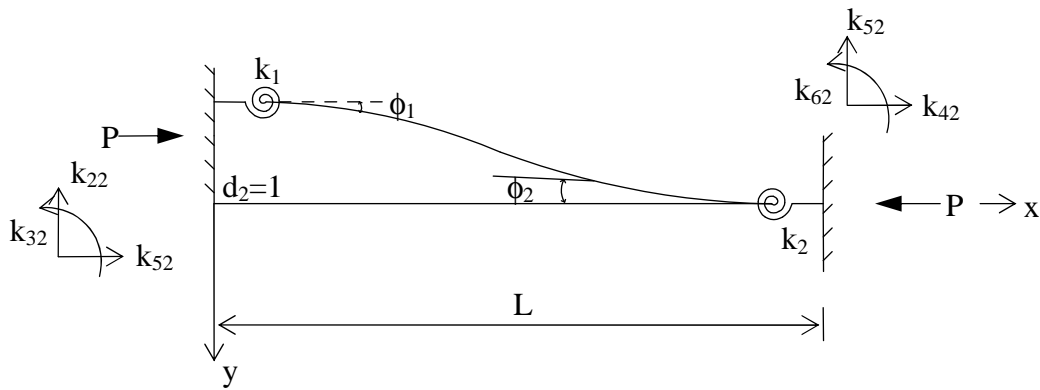
$$k_{66} = \frac{EI_{ef}}{L\Omega} \psi \left\{ (1 + \psi^2 \delta \beta_1) \sin \psi - \psi \delta \cos \psi \right\} \quad (5.51)$$

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

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

ifadeleri elde edilir.

$d_2 = 1$ için,



Şekil 5.4. $d_2 = 1$ yüklemesi

Şekil 5.4'den moment denge denklemi,

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

olduğuna göre (5.13)'de yerine konulursa

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

diferansiyel denklemi ve bu denklemin genel çözümü olan,

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

ifadesi elde edilir.

Sınır koşulları

a - uçlarındaki çökmeler

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

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

b - uçlarındaki dönmeler

$x = 0$ durumunda,

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

$x = L$ durumunda,

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

olarak elde edilir.

(5.56) denklemini 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,

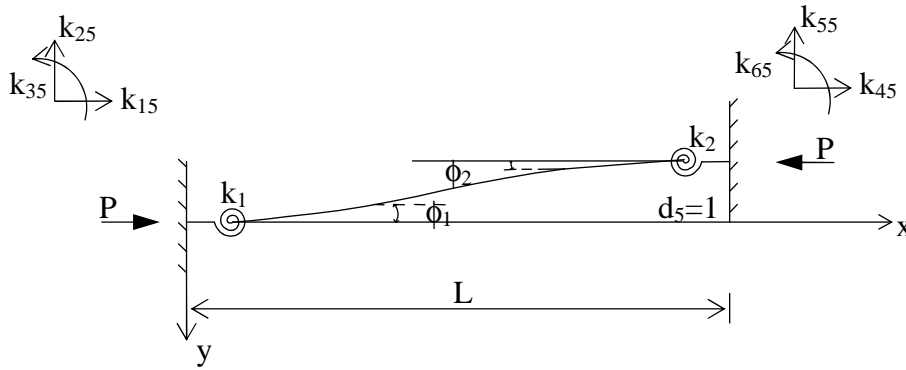
$$k_{32} = \frac{EI_{ef}}{L^2\Omega} \psi^2 \delta (\psi \beta_2 \sin \psi - \cos \psi + 1) = k_{23} = -k_{35} = -k_{53} \quad (5.63)$$

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

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

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

$d_5 = 1$ için,



Şekil 5.5. $d_5 = 1$ yüklemesi

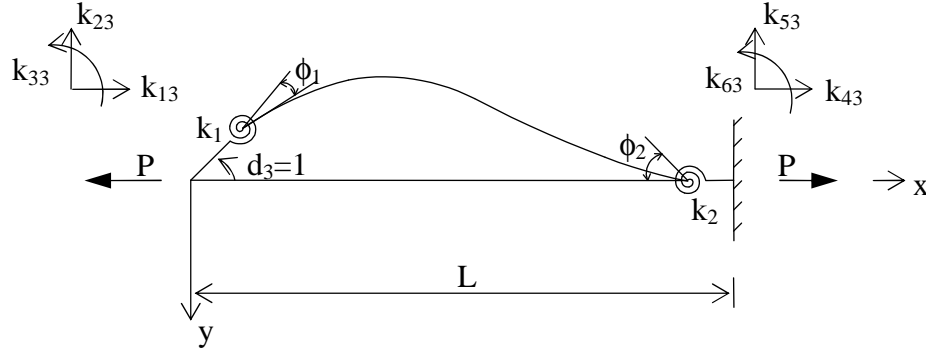
Şekil 5.5'e göre

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

eşitlikleri yazılabilir.

5.2.2. Çekme Hali

$d_3 = 1$ için,



Şekil 5.6. $d_3 = 1$ yüklemesi

Sınır koşulları :

a - uçlarındaki çökmeler

$x = 0$ durumunda,

$$y = 0$$

(5.68)

$x = L$ durumunda,

$$y = 0$$

(5.69)

b - uçlarındaki dönmeler

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

(5.70)

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

(5.71)

sınır koşulları yazılır.

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

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

kısaltması yapılırsa,

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

(5.72)

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

ve birim deplasman sabitleri,

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

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

kısaltmaları yapılırsa,

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

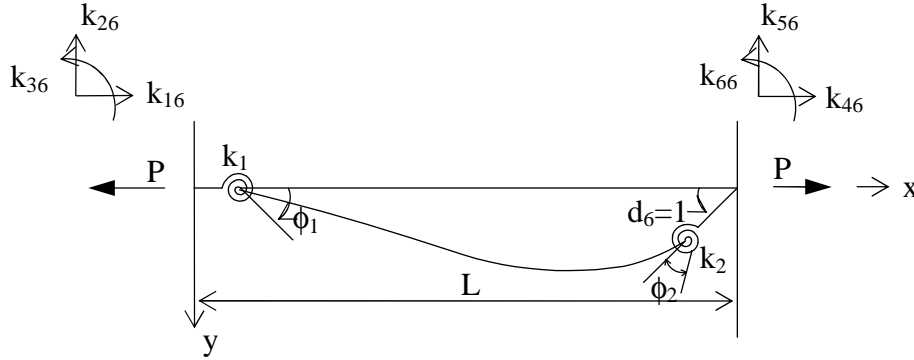
$$k_{63} = -\frac{EI_{ef}}{L\Omega} \psi (\psi \delta - \sinh \psi) = k_{36} \quad (5.75)$$

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

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

elde edilir.

$d_6 = 1$ için,



Şekil 5.7. $d_6 = 1$ yüklemesi

Sınır koşulları : -

a - uçlarındaki çökmeler

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

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

b - uçlarındaki dönmeler

$x = 0$ durumunda,

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

$x = L$ durumunda,

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

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

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

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

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

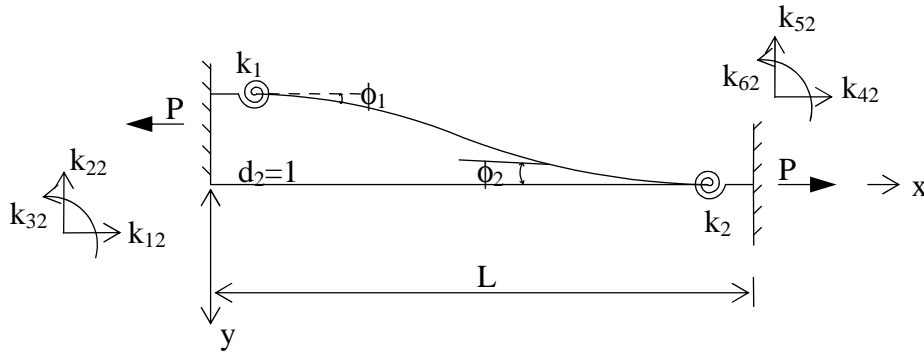
$$k_{66} = -\frac{EI_{ef}}{L\Omega} \psi \left\{ (1 - \psi^2 \delta \beta_1) \sinh \psi - \psi \delta \cosh \psi \right\} \quad (5.83)$$

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

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

elde edilir.

$d_2 = 1$ için,



Şekil 5.8. $d_2 = 1$ yüklemesi

Şekil 5.8'den moment denge denklemi

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

olduğuna göre (5.24) denkleminde yerine koyulursa,

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

diferansiyel denklemi ve bu denklemin genel çözümü olan,

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

ifadesi elde edilir.

Sınır koşulları : -

a - uçlarındaki çökmeler

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

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

b - uçlarındaki dönmeler

x = 0 durumunda,

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

x = L durumunda,

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

şeklinde elde edilir.

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

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

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

elde edilir. Birim deplasman sabitleri için de,

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

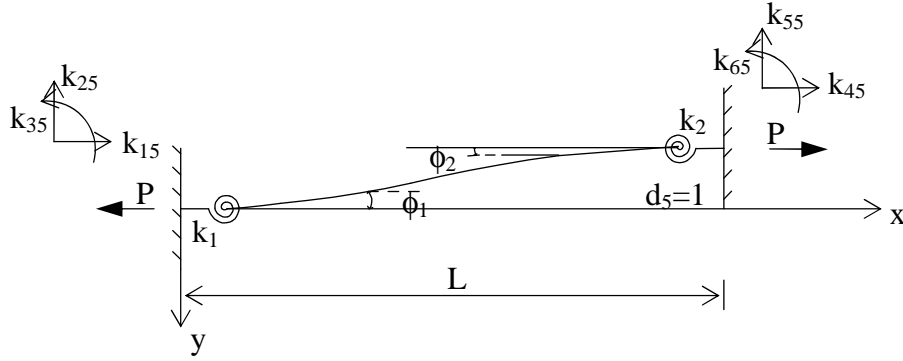
$$k_{62} = \frac{EI_{ef}}{L^2 \Omega} \psi^2 \delta (\psi \beta_1 \sinh \psi + \cosh \psi - 1) = k_{26} = -k_{56} = -k_{65} \quad (5.96)$$

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

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

bağıntıları bulunur.

$d_5 = 1$ için,



Şekil 5.9. $d_5 = 1$ yüklemesi

Şekil 5.9'a göre,

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

eşitlikleri yazılabilir.

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

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

1 ve 2 uçlu çubuk elemanlarının eleman koordinatlarındaki rijitlik matrisi:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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.

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

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

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

Kısaltmaları yapılırsa,

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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.

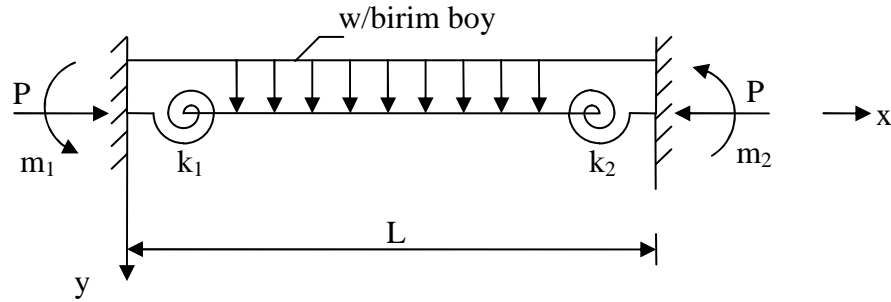
Bu bölümde, yukarıdaki etkiler dikkate alınarak aşağıda verilen yüklemeler altında ankastrelik uç momentleri bulunacaktır.

- 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,

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

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

olduğuna göre yerlerine konulursa,

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

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 ,

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

ise denklem,

$$\alpha^2 = \frac{P}{k_f} = \frac{P/EI_{ef}}{(1 - P/GA_s)} \quad (6.9)$$

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

şeklinde yazılabilir.

Bu denklemin genel çözümü :

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

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,

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

kısaltması yapılırsa,

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

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

ifadeleri bulunur.

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

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

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

ve buradan (5.4) denkleminde yerlerine konulursa,

$x=0$ durumunda,

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

$x=L$ durumunda,

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

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

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

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

formülleri elde edilir. Burada

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

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

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

kısaltmaları kullanılmıştır.

6.1.2. Çekme Hali

Eksenel kuvvetin çekme olması durumunda moment ifadesi,

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

olarak bulunur.

Denge denklemlerinden kesit tesirleri için,

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

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

formülleri elde edilir. (5.5) denkleminde,

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

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

olduğuna göre yerlerine konulursa,

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

ve düzenlenirse,

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

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

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

ise buradan,

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

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

diferansiyel denklemini elde edilir.

Bu denklemin genel çözümü,

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

olarak bulunur.

Sınır koşulları :

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

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

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

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

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

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

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

ve buradan (5.4) denkleminde yerlerine konulursa,

$x=0$ durumunda,

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

$x=L$ durumunda,

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

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

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

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

formülleri elde edilir. Burada,

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

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

kısaltmaları kullanılmıştır.

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

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

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

formülleri elde edilir. Burada,

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

kısaltması kullanılmıştır.

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

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

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

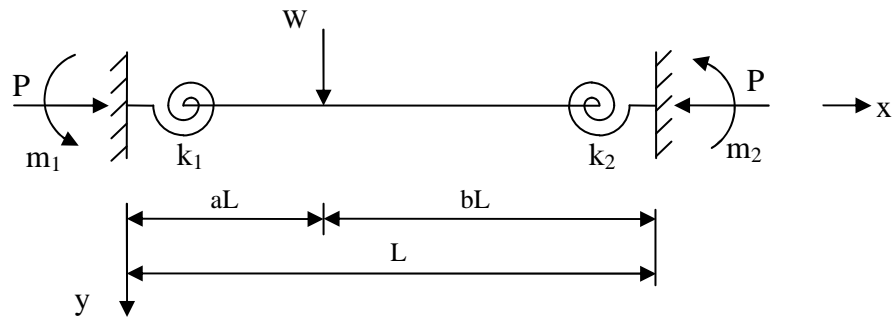
ankastrelik uç momentlerini veren formülleri elde edilir.

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

6.2. Tekil Yük

6.2.1. Basınç Hali

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



Şekil 6.2. Tekil yüklü ankastre kiriş

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

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

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

$$y_1 = A1 \sin \alpha x + B1 \cos \alpha x - \frac{1}{P} \left(\left(\frac{m_1 + m_2}{L} \right) x + Wbx \right) + \frac{m_1}{P} \quad (6.43)$$

olarak elde edilir.

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

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

olduğuna göre, yukarıda yazılan çözüm sırası takip edilerek,

2. bölge için,

$$y_2 = A2 \sin \alpha x + B2 \cos \alpha x - \frac{1}{P} \left(\left(\frac{m_1 + m_2}{L} \right) x + Wa(L-x) \right) + \frac{m_1}{P} \quad (6.45)$$

denklemleri elde edilir.

Sınır koşulları :

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

$x=0$ durumunda,

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

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

$x=L$ durumunda,

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

olarak bulunur.

Yukarıda yazılan sınır koşullarında (6.46)'dan B1, (6.47)'den A1, (6.48) ve (6.49)'da yazılan eşitliklerin çözümünden A2 ve B2 bulunur ve yerlerine yazılırsa,

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

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

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

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

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

formülleri elde edilir. Burada,

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

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

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

kısaltmaları kullanılmıştır.

6.2.2. Çekme Hali

Basınç halindeki benzer şekilde yapılan hesaplar sonucunda,

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

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

formülleri elde edilir. Burada,

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

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

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

kısaltmaları kullanılmıştır.

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

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

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

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

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

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

Özel hal : $a = b = \frac{L}{2}$

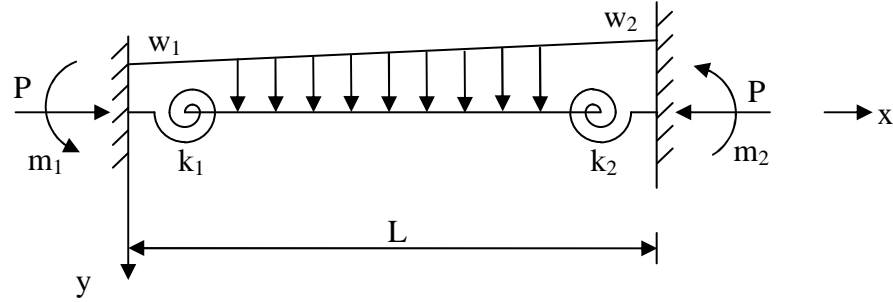
$$m_1 = \frac{WL}{8}$$

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

ankastrelik uç momentlerini veren formülleri elde edilir.

6.3. Doğrusal Yayılı Yük

6.3.1. Basınç Hali



Şekil 6.3. Doğrusal yayılı yüklü ankastre kiriş

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

Eğilme momenti ifadesi,

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

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

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

Sınır koşulları :

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

$x=0$ durumunda,

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

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

$x=L$ durumunda,

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

olarak elde edilir.

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

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

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

ankastrelik uç momentleri elde edilir. Burada,

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

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

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

kısaltmaları kullanılmıştır.

6.3.2. Çekme Hali

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

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

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

şeklinde bulunur. Burada,

$$\Psi = L \sqrt{\frac{P/EI_{ef}}{(1+P/GA_s)}}$$

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

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

kısaltmaları kullanılmıştır.

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

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

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

formülleri elde edilir. Burada,

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

kısaltması kullanılmıştır.

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

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

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

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

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

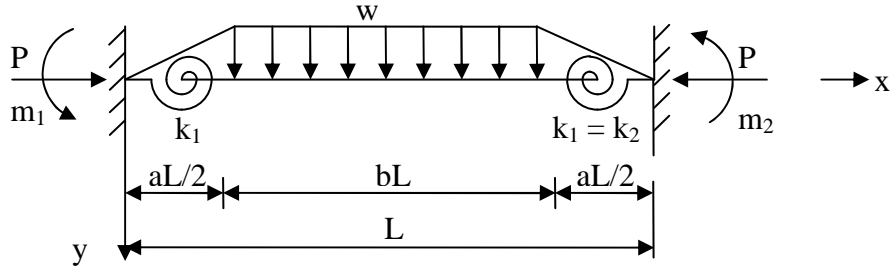
$$m_2 = -\frac{L^2}{60} (3w + 2w) = -\frac{5wL^2}{60} = -\frac{wL^2}{12}$$

ankastrelik uç momentlerini veren formülleri elde edilir.

6.4. Simetrik Trapez Yük Hali

6.4.1. Basınç Hali

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



Şekil 6.4. Simetrik trapez yüklü ankastre kiriş

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

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

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

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

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

olarak elde edilir.

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

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

olduğuna göre, elde edilen diferansiyel denklemin genel çözümü;

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

olarak elde edilir.

Sınır koşulları :

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

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

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

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

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

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

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

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

olarak elde edilir.

6.4.2. Çekme Hali

Normal kuvvetin çekme olması halinde ankastrelik uç momentler,

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

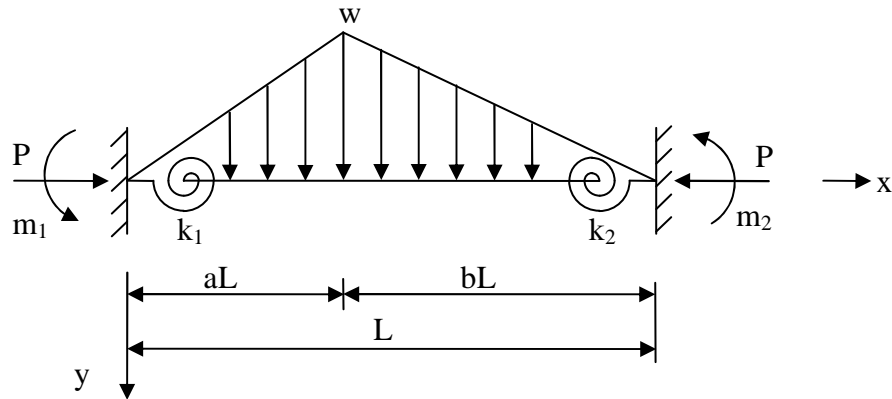
ankastrelik uç momentlerini veren formülleri elde edilir.

6.5. Üçgen Yayılı yük

6.5.1. Basınç Hali

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

Yukarıda yapılan benzer hesaplar sonucunda i ucunun ankastrelik uç momentini,



Şekil 6.5. Üçgen yayılı yüklü ankastre kiriş

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

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

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

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

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

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

kısaltmaları yapılırsa,

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

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

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

$$H2 = -\frac{1}{ab\psi^2} \left[(1 + \psi^2\beta) \sin b\psi + (1 + \psi^2(\beta + \beta_1)) \sin a\psi - \psi \cos a\psi \right]$$

$$H3 = \left(\frac{1}{b\psi^2} + \frac{1}{3} - \frac{b}{6} \right) \left[(1 + \psi^2(\beta + \beta_1)) \sin \psi - \psi \cos \psi \right]$$

$$m_2 = -\frac{wL^2}{\psi\Omega} \{H1 + H2 + H3\} \quad (6.80)$$

6.5.2. Çekme Hali

Normal kuvvetin çekme olması halinde ankastrelik uç momentleri,

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

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

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

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

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

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

kısaltmaları yapılırsa,

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

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

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

$$H2 = -\frac{1}{ab\psi^2} \left[(1 - \psi^2 \beta) \sinh b\psi + (1 - \psi^2 (\beta + \beta_1)) \sinh a\psi - \psi \cosh a\psi \right]$$

$$H3 = \left(\frac{1}{b\psi^2} - \frac{1}{3} + \frac{b}{6} \right) \left[(1 - \psi^2 (\beta + \beta_1)) \sinh \psi - \psi \cosh \psi \right]$$

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

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

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

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

formülleri elde edilir. Burada,

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

kısaltması kullanılmıştır.

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

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

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

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

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

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

ankastrelik uç momentlerini veren formüller elde edilir.

7. BİLGİSAYAR PROGRAMININ ÇALIŞTIRILMASI VE ÇEŞİTLİ UYGULAMALAR

7.1. Bilgisayar Programı İle İlgili

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

Programın Verileri

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

den oluşmaktadır.

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

7.2. Dosyalı Program için Veri Dosyasının Hazırlanması

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

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

7.3. Program İşlem Sırası

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

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

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

7.4. Programda Bazı İşlemler

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

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

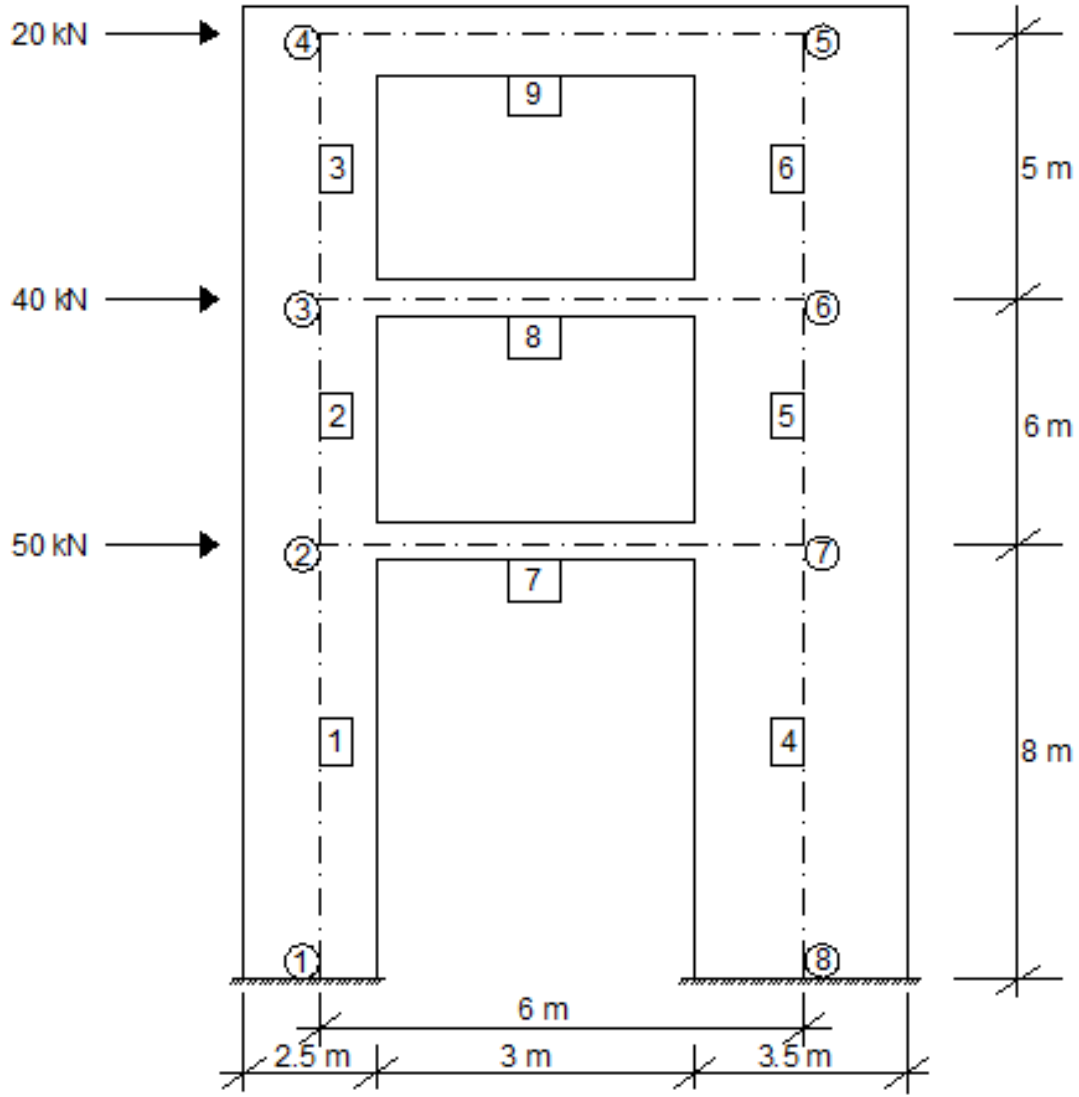
7.5. Sayısal Uygulamalar

Bu bölümde, hazırlanan bilgisayar programı ile bazı problemler çözülerek veriler ve çıktılar Çizelgeler halinde verilmiştir. Bütün Çizelgelerde momentler kNm, eksenel ve kesme kuvvetleri kN birimiyle verilmiştir.

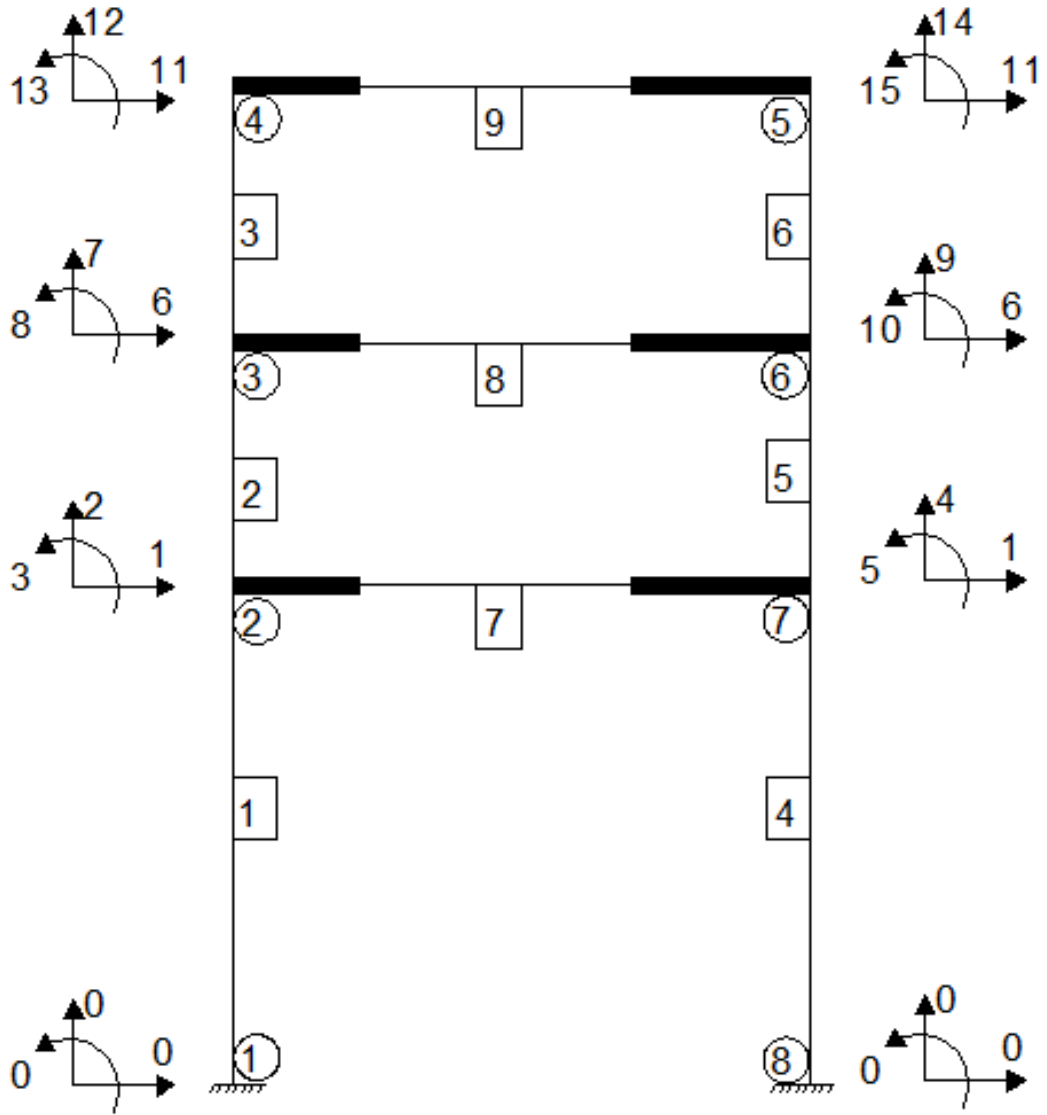
Örnek 1. Burada, üç katlı tek boşluklu perdeli çerçeve göz önüne alınacaktır (Şekil 7.1). Bu örnek daha önce (Çakıroğlu ve Çetmeli 1983) kuvvet yöntemi kullanılarak kirişlerin uzama şekil değiştirmeleriyle bütün kayma deformasyonlarının etkisi ihmal edilerek çözülmüştür. Daha sonra (Dinçer 1989) aynı örneği rijitlik matrisi yöntemini kullanarak çözmüştür. Kaynaklarda verilen çözüm sonuçlarıyla karşılaştırma yapmak amacıyla bağ kirişlerinin aksenal deformasyonlarıyla bütün kayma deformasyonları ihmal edilerek problemin çözümü yapılmış ve program çıktısı ile kaynaktaki sonuçların birbirleriyle karşılaştığı gözlenmiştir. Çizelge 7.1’de Örnek 1.’e ait bağ kirişleri için elde edilen $M-\phi$ değerleri verilmiştir.

Sistemin kodlama durumu Şekil 7.2’de, perde ve bağ kirişlerine ait geometrik özellikler, eleman tarifleri ve kod numaraları Çizelge 7.2’de, kesit tesirleri ise Çizelge 7.3’de verilmektedir (Çizelge 7.3’de bağ kirişlerine ait kesit tesirleri perdeye saplandığı noktada verilmektedir). Daha sonra sistemin, aksenal ve kayma deformasyonlarının etkisi göz önüne alınarak lineer ve nonlinear çözümü yapılmıştır. Bu duruma ait kodlama durumu Şekil 7.3’de, lineer ve nonlinear çözümleri ise Çizelge 7.4 ve çizelge 7.5’te verilmektedir. Çizelge 7.4 ve Çizelge 7.5’te görüldüğü gibi nonlinear etki, perde rijitliğinin büyük olması nedeniyle oluşmamıştır. Ayrıca aksenal ve kayma deformasyonlarının etkisinin de önemli olduğu gözlenmektedir.

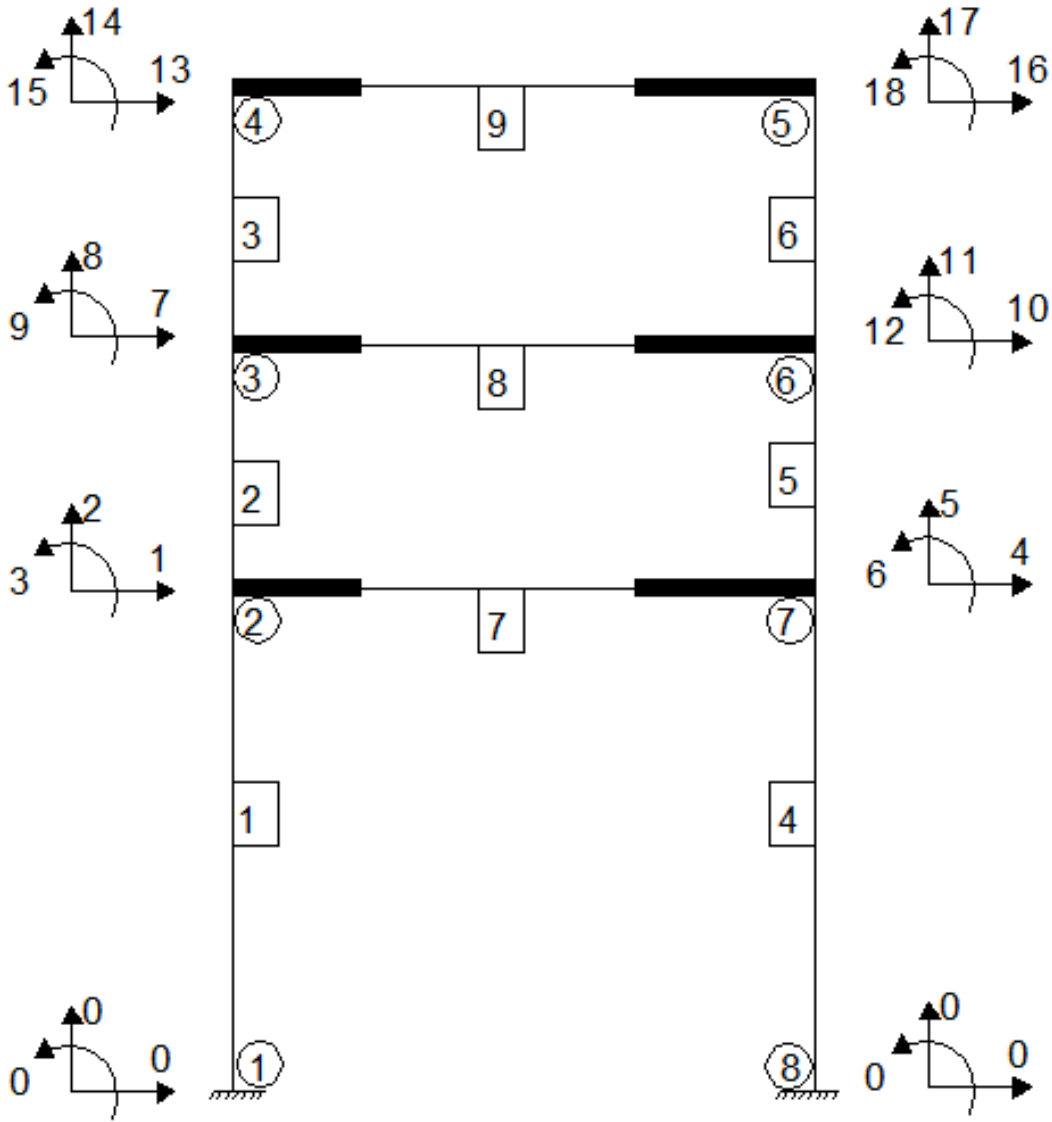
Eleman boyutları: Perdeler 0.30mx2.50m (soldaki perde), 0.30mx3.50m (sağdaki perde), Kirişler: 0.30mx0.50m.



Şekil 7.1. Örnek 1.'deki boşluklu perde

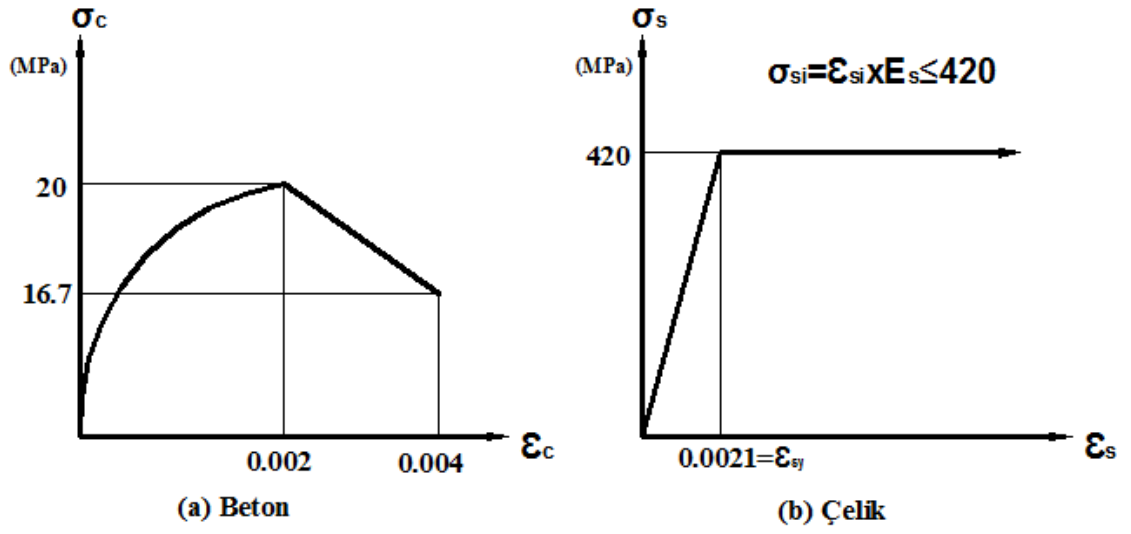


Şekil 7.2. Birinci çözüm için kodlama durumu

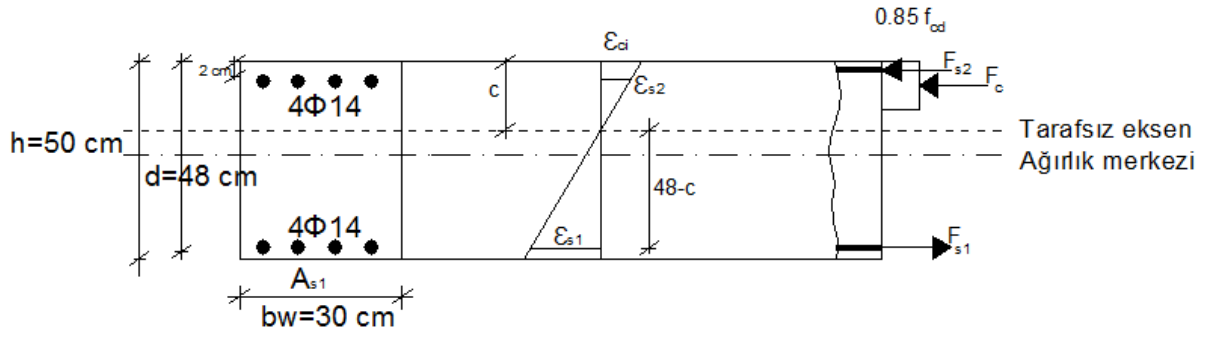


Şekil 7.3.İkinci çözüm için kodlama durumu

Aynı örnek bağlantıların yarı rijit olması durumu için de çözülmüştür. Bağlantı davranışını temsil etmek için gereken $M-\phi$ ilişkisi, Şekil 7.4'te verilen malzeme davranışları kullanılarak, Şekil 7.5'teki kiriş kesit özellikleri göz önüne alınarak beton için Çizelge 7.1'de verilen farklı birim deformasyonları için tarafsız eksenin elde edilmesi ve bu tarafsız eksen için kesitin taşıyacağı $M-\phi$ değerlerinin bulunması ile elde edilmiştir (Erdem 2001). Betonarme bağ kirişi için bulunan moment-eğrilik değerleri, $M-\phi$, bağ kirişindeki aksenal kuvvetin $N=0$ değeri için Şekil 7.6'de gösterilmiştir. Bağlantılar, kirişlerin boşluklu perdeye bağlandığı yerde tanımlanmıştır.



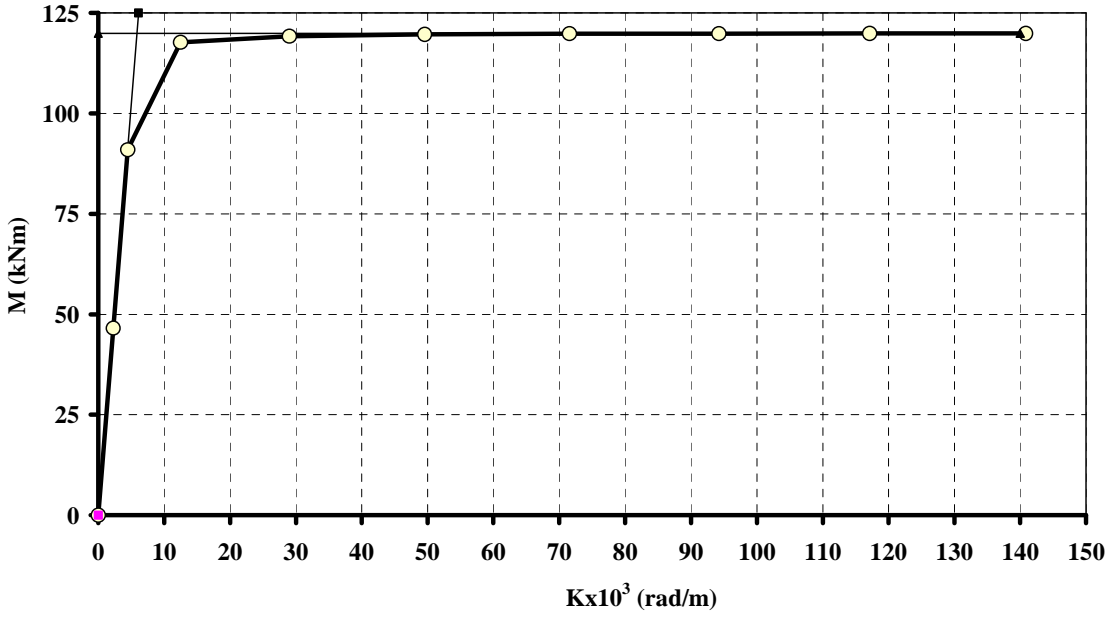
Şekil 7.4. Temel alınan malzeme modelleri



Şekil 7.5. Kiriş kesit özellikleri

Çizelge 7.1. Örnek 1.'e ait bağ kirişleri için elde edilen $M-\phi$ değerleri

$\epsilon_{ci} \times 10^3$	c (mm)	N (kN)	M (kNm)	$\phi \times 10^3$ (rad/m)	M/ ϕ (kNm/rad)
0.00	0,0000	0	0,000	0,000	0
0,25	109,6	0	46,540	2,281	20403
0,50	111,4	0	90,968	4,487	20274
1.00	79,9	0	117,687	12,518	9401
1,50	51,7	0	119,206	29,011	4109
2.00	40,3	0	119,667	49,579	2414
2,50	34,9	0	119,820	71,551	1675
3.00	31,8	0	119,855	94,254	1272
3,50	29,9	0	119,868	117,135	1023
4.00	28,4	0	119,870	140,835	851



Şekil 7.6. Betonarme bağ kirişi için moment eğrilik (M-φ) ilişkisi

Şekil 7.6'da Richard Modeli için (Şekil 1.5'e bkz.) gereken katsayılar $K_0 = 20403$ kNm, $K_p = 0$, $M_0 = 119.87$ kNm, $M_1 = 95.30$ kNm ve $n = 2.963$ olarak bulunmuştur. Bulunan bu değerler kullanılarak kirişlerin perdeye saplandığı yerlerde yarı-rijit bağlantılar tanımlanmış ve buna göre bulunan sonuçlar Şekil 7.7-7.10'da bağlantıların rijit ve mafsallı olması durumlarına ait sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

Yarı-rijit için dönel yay katsayıları (dönel yay rijitlik faktörleri) aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

Dönel yayların eğilme rijitlikleri,

$$J = J_1 = J_2 = \frac{M_{\text{con}}}{\phi} = \frac{M_1 (= M_2)}{\phi_r} = \frac{95.30}{0.0059} = 16152.50 \text{ kNm/rad}$$

Bağ kirişleri atalet momentleri için:

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.30 \times (0.5)^3}{12} = 0.003125 \text{ m}^4 = 3.125 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

C20 için TS 500/Şubat 2000'den $E_c = 28000 \text{ MPa} = 28 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$

$$\frac{4EI}{L} = \frac{4 \times 28 \times 10^6 \times 3.125 \times 10^{-3}}{3} = 116667 \text{ kNm/m}$$

Dönel yay katsayıları,

$$k = k_1 = k_2 = \frac{J}{4EI/L} = \frac{16152.50}{116667} = 0.138$$

olarak bulunur.

Bağlantıların yar rijit durumu için bulunan kesit tesirleri Çizelge 7.6, Çizelge 7.7 ve Çizelge 7.8'de verilmektedir. Şekil 7.2 ve Şekil 7.3'teki kodlamaların aynı bağlantıların yarı rijit olması durumu için de kullanılmıştır.

Çizelge 7.2. Örnek 1'e ait birinci çözüm için veriler

PROBLEM ADI	: ÖRNEK 1
ELEMAN SAYISI	: 9
DEPLASMAN SAYISI	: 15
ELASTISITE MODULU	: 100000000
POISSON ORANI	: 0
ARA YUKLU EL. SAYISI	: 0
DIREK YUK SAYISI	: 3
ITERASYON SAYISI	: 1

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

7. BİLGİSAYAR PROGRAMININ ÇALIŞTIRILMASI VE ÇEŞİTLİ UYGULAMALAR

ELAMAN	BOYU	ATALET	8			6.00			0.00			KOD NUMARALARI
			ALAN	I	J							
1	8.00	0.3906000	0.75000	1	2	0	0	0	1	2	3	
2	6.00	0.3906000	0.75000	2	3	1	2	3	6	7	8	
3	5.00	0.3906000	0.75000	3	4	6	7	8	11	12	13	
4	8.00	1.0718000	1.05000	8	7	0	0	0	1	4	5	
5	6.00	1.0718000	1.05000	7	6	1	4	5	6	9	10	
6	5.00	1.0718000	1.05000	6	5	6	9	10	11	14	15	
7	3.00	0.0031250	0.15000	2	7	1	2	3	1	4	5	
8	3.00	0.0031250	0.15000	3	6	6	7	8	6	9	10	
9	3.00	0.0031250	0.15000	4	5	11	12	13	11	14	15	

Çizelge 7.3. Rijit bağlantılar için birinci çözüme ait eleman uç kuvvetleri
(Poisson Oranı = 0, İterasyon Sayısı = 1)

Eleman no	ELEMEN UC KUVVETLERİ				
	Mij	Mji	Tij	Tji	Nj
1	260.6926	-10.8353	31.2322	-31.2322	63.7431
2	70.8906	50.9331	20.3040	-20.3040	41.8786
3	9.8918	54.2279	12.8239	-12.8239	19.7526
4	696.8491	-66.7064	78.7678	-78.7678	-63.7431
5	137.8377	100.3386	39.6960	-39.6960	-41.8786
6	-28.4076	64.2880	7.1761	-7.1761	-19.7526
7	-32.7248	-32.8685	-21.8644	21.8644	-0.0000
8	-33.1674	-33.2105	-22.1260	22.1260	0.0000
9	-29.5371	-29.7209	-19.7526	19.7526	0.0000

Çizelge 7.4. Rijit bağlantılar için ikinci çözüme ait eleman uç kuvvetleri
(Poisson Oranı = 0.15, İterasyon Sayısı = 1)

eleman no	ELEMEN UC KUVVETLERİ				
	Mij	Mji	Tij	Tji	Nj
1	286.2037	-2.3115	35.4865	-35.4865	61.5996
2	60.4445	55.6791	19.3539	-19.3539	40.4877
3	2.9161	52.4335	11.0699	-11.0699	19.1481
4	684.1987	-88.0909	74.5135	-74.5135	-61.5996
5	156.6291	87.2474	40.6461	-40.6461	-40.4877
6	-17.8049	62.4553	8.9301	-8.9301	-19.1481
7	-31.7432	-31.5924	-21.1119	21.1119	-33.8674
8	-31.9206	-32.0982	-21.3396	21.3396	-31.7160
9	-28.4983	-28.9461	-19.1481	19.1481	-8.9301

Çizelge 7.5. Rijit bağlantılar için ikinci çözüme ait eleman uç kuvvetleri
(Poisson Oranı = 0.15, İterasyon Sayısı = 2)

eleman no	ELEMEN UC KUVVETLERİ				
	Mij	Mji	Tij	Tji	Nj
1	286.2052	-2.3133	35.4878	-35.4878	61.5987
2	60.4448	55.6781	19.3551	-19.3551	40.4875
3	2.9159	52.4339	11.0705	-11.0705	19.1483
4	684.2031	-88.0954	74.5122	-74.5122	-61.5987
5	156.6313	87.2459	40.6449	-40.6449	-40.4875
6	-17.8053	62.4557	8.9295	-8.9295	-19.1483
7	-31.7436	-31.5928	-21.1113	21.1113	-33.8673
8	-31.9212	-32.0987	-21.3392	21.3392	-31.7154
9	-28.4988	-28.9466	-19.1483	19.1483	-8.9295

Çizelge 7.6. Yarı-rijit bağlantılar için birinci çözüme ait eleman uç kuvvetleri
(Poisson Oranı = 0, İterasyon Sayısı = 1)

eleman no	ELEMEN UC KUVVETLERİ				
	Mij	Mji	Tij	Tji	Nj
1	341.1200	-103.9386	29.6477	-29.6477	10.9200
2	112.6821	-12.7125	16.6616	-16.6616	7.7397
3	23.2759	10.7161	6.7984	-6.7984	3.8982
4	933.3600	-290.5414	80.3523	-80.3523	-10.9200
5	300.8795	-40.8491	43.3384	-43.3384	-7.7397
6	53.3347	12.6733	13.2016	-13.2016	-3.8982
7	-4.7682	-4.7726	-3.1803	3.1803	0.0000
8	-5.7615	-5.7630	-3.8415	3.8415	-0.0000
9	-5.8433	-5.8514	-3.8982	3.8982	-0.0000

Çizelge 7.7. Yarı-rijit bağlantılar için ikinci çözüme ait eleman uç kuvvetleri
(Poisson Oranı = 0.15, İterasyon Sayısı = 1)

eleman no	ELEMEN UC KUVVETLERİ				
	Mij	Mji	Tij	Tji	Nj
1	363.5533	-92.5387	33.8768	-33.8768	10.8659
2	101.3196	-7.9022	15.5696	-15.5696	7.6844
3	18.3928	10.6183	5.8022	-5.8022	3.8678
4	911.2516	-302.2661	76.1232	-76.1232	-10.8659
5	312.5739	-45.9913	44.4304	-44.4304	-7.6844
6	58.4005	12.5883	14.1978	-14.1978	-3.8678
7	-4.8041	-4.7402	-3.1815	3.1815	-31.6927
8	-5.7198	-5.7301	-3.8166	3.8166	-30.2327
9	-5.7836	-5.8197	-3.8678	3.8678	-14.1978

Çizelge 7.8. Yarı-rijit bağlantılar için ikinci çözüme ait eleman uç kuvvetleri
(Poisson Oranı = 0.15, İterasyon Sayısı = 2)

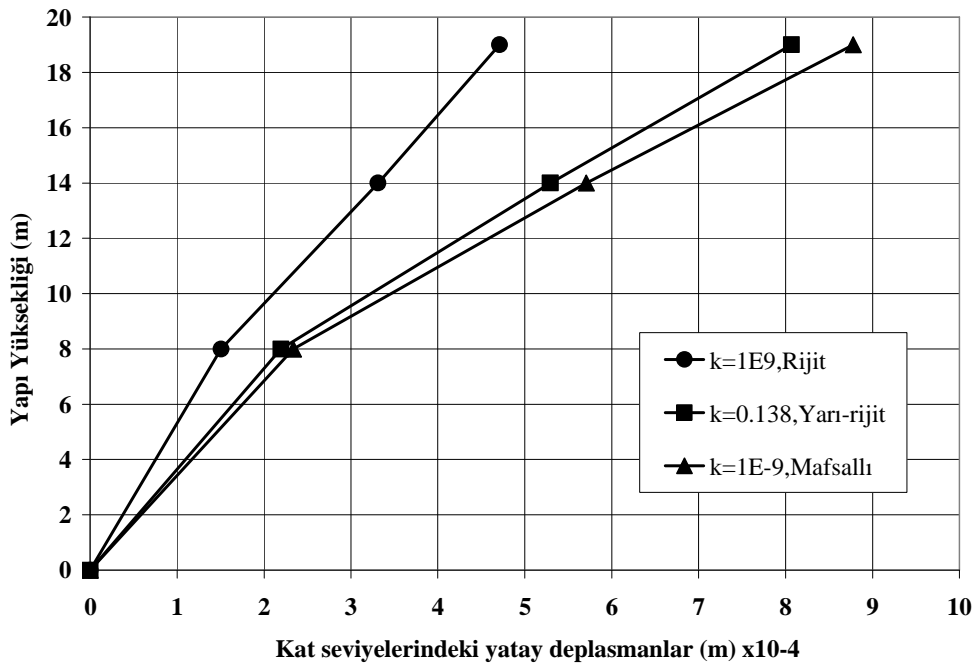
eleman no	ELEMAN UC KUVVETLERİ				
	Mij	Mji	Tij	Tji	Nj
1	363.5587	-92.5448	33.8771	-33.8771	10.8624
2	101.3224	-7.9065	15.5697	-15.5697	7.6823
3	18.3933	10.6168	5.8022	-5.8022	3.8671
4	911.2673	-302.2812	76.1229	-76.1229	-10.8624
5	312.5842	-46.0001	44.4303	-44.4303	-7.6823
6	58.4040	12.5860	14.1978	-14.1978	-3.8671
7	-4.8043	-4.7404	-3.1801	3.1801	-31.6927
8	-5.7200	-5.7303	-3.8151	3.8151	-30.2325
9	-5.7838	-5.8199	-3.8671	3.8671	-14.1978

Çizelge 7.9. Örnek 1.'e ait uçları rijit bağlı bağ kirişlerinin uç momentlerinin karşılaştırılması

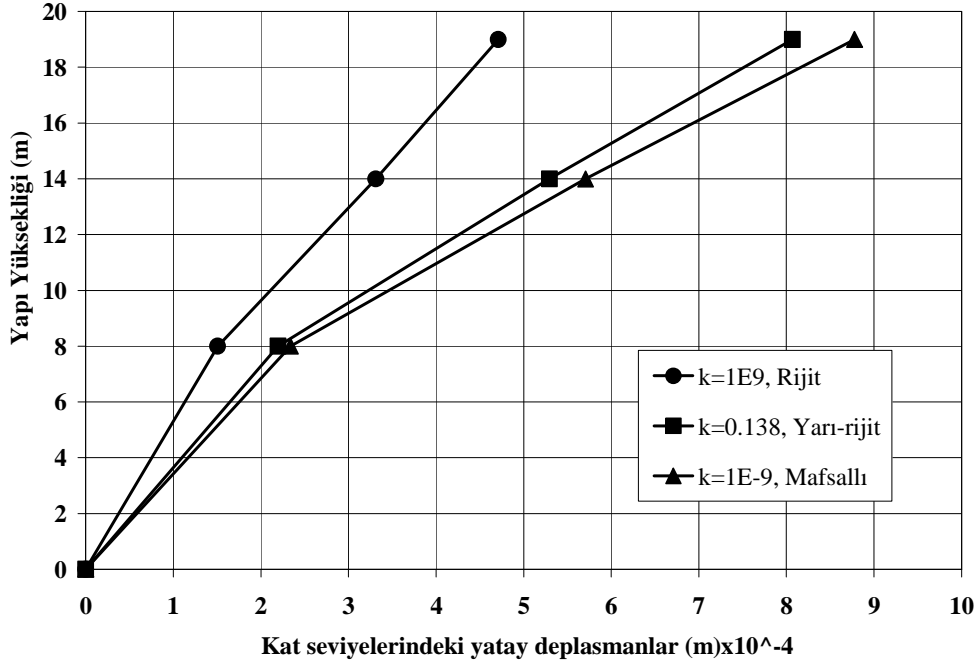
Kiriş no	Lineer		Kes. lineer		Nonlinear		Kes. nonlinear	
	Sol uç	Sağ uç	Sol uç	Sağ uç	Sol uç	Sağ uç	Sol uç	Sağ uç
7	32.725	32.869	31.743	31.592	32.725	32.869	31.744	31.593
8	33.167	33.211	31.921	32.098	33.167	33.211	31.921	32.099
9	29.537	29.721	28.498	28.946	29.537	29.721	28.499	28.947

Çizelge 7.10. Örnek 1.'e ait uçları yarı-rijit bağlı bağ kirişlerinin uç momentlerinin karşılaştırılması

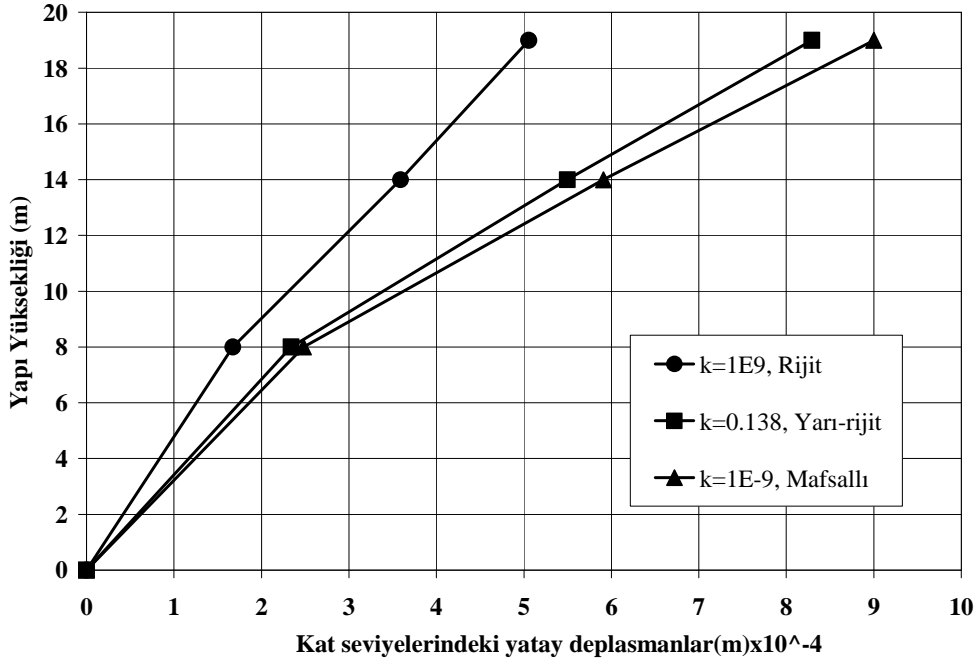
Kiriş no	Lineer		Kes. lineer		Nonlinear		Kes. nonlinear	
	Sol uç	Sağ uç	Sol uç	Sağ uç	Sol uç	Sağ uç	Sol uç	Sağ uç
7	4.768	4.773	4.804	4.740	4.768	4.773	4.804	4.740
8	5.762	5.763	5.719	5.730	5.762	5.763	5.720	5.730
9	5.843	5.851	5.784	5.819	5.843	5.851	5.784	5.819



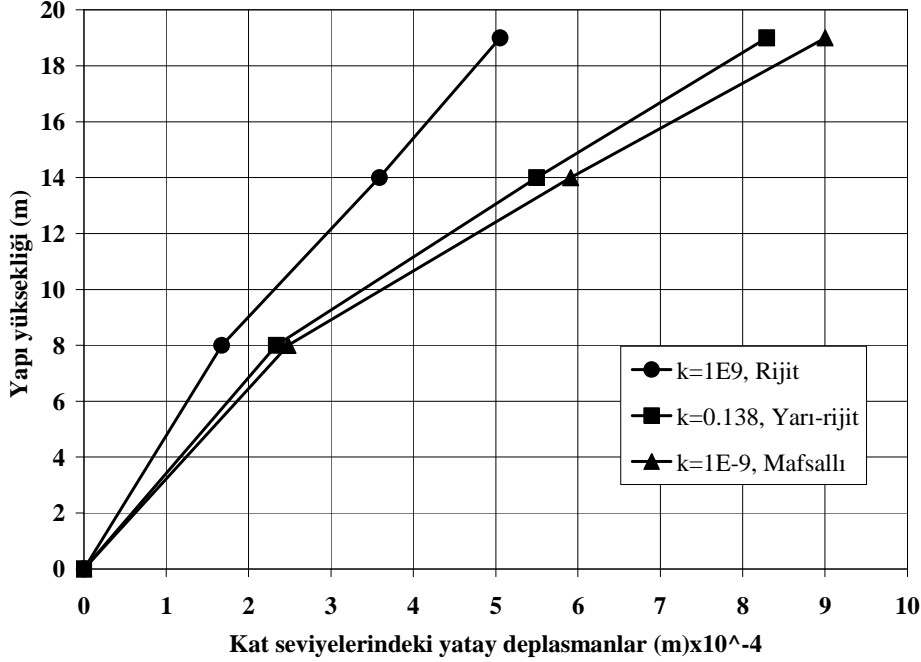
Şekil 7.7. Kat seviyelerindeki yatay deplasmanların yay katsayısıyla değişimi
(Poisson oranı=0, İterasyon. Sayısı=1)



Şekil 7.8. Kat seviyelerindeki yatay deplasmanların yay katsayısıyla değişimi
(Poisson oranı=0, İterasyon. Sayısı=2)



Şekil 7.9. Kat seviyelerindeki yatay deplasmanların yay katsayısıyla değişimi
(Poisson oranı=0.15, İterasyon. Sayısı=1)



Şekil 7.10. Kat seviyelerindeki yatay deplasmanların yay katsayısıyla değişimi
(Poisson oranı=0.15, İterasyon. Sayısı=2)

Örnek 2. Burada yatay yükler etkisi altında Örnek.1 deki üç katlı tek boşluklu perdeli çerçeve modeli, gerek lineer gerekse geometrik nonlineerlik ve çatlama etkisi göz önünde bulundurularak geliştirilen bilgisayar programı ile analiz edilmiştir. (Şekil 7.1). Eksenel ve kayma deformasyonlarının etkisi göz önüne alınarak lineer ve çatlamanın etkisi göz önünde bulundurularak çözüm yapılmıştır. Öncelikle eksenel ve kayma deformasyonlarının etkisi göz önünde bulundurularak çatlama kesitlerin lineer ve nonlineer analizi yapılmıştır. Buna göre kodlama durumu Şekil 7.3'de, perde ve bağ kirişlerine ait geometrik özellikler, eleman tarifleri ve kod numaraları Çizelge 7.11'de, kesit tesirleri ise Çizelge 7.12 ve Çizelge 7.13'de verilmektedir. Çizelgelerde bağ kirişlerine ait kesit tesirleri perdeye saptandığı noktada verilmektedir. Daha sonra da eksenel ve kayma deformasyonlarının etkisi göz önünde bulundurularak çatlama kesitlerin lineer ve nonlineer analizi yapılmıştır. Kodlama durumu Şekil 7.3'de, perde ve bağ kirişlerine ait geometrik özellikler, eleman tarifleri ve kod numaraları Çizelge 7.14'de, kesit tesirleri ise Çizelge 7.15 ve Çizelge 7.16'da verilmektedir. Çatlamanın sadece kirişlerde olduğu varsayılmıştır. Hesaplarda Şekil 7.11'deki kiriş kesit özellikleri kullanılmıştır.

Eleman boyutları: Perdeler 0.30mx2.50m (soldaki perde), 0.30mx3.50m (sağdaki perde), Kirişler: 0.30mx0.50m.

Malzemenin nonlineerlik hesaplarında, kesite etkiyen maksimum moment, elemanın çatlama momentinden küçükse, brüt beton kesitin atalet momentini kullanılır, I_c . Maksimum moment, kesitin çatlama momentinden büyükse, hesaplarda etkili atalet momenti kullanılır, I_{ef} . TS 500/ 2000'de etkili atalet momenti Denklem 1.3,1.4 ve 1.5'e göre hesaplanır.

Çatlama kesit atalet momenti:

$$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times 50^3}{12} = 312500 \text{ cm}^4$$

Beton tasarım eksenel çekme dayanımı:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_{mc}} = \frac{1.4}{1.5} = 0.93 \text{ MPa}$$

Kesitin çatlama momentinden neden olacak moment:

$$M_{cr} = 2.5f_{ctd} \frac{I_c}{y} = \frac{2.5 \times 0.93 \times 312500}{25 \times 100} = 29.0625 \text{ kNm}$$

$$I_{cr} = \frac{b_w x^3}{3} + nA_s (d-x)^2 + (n-1)A'_s (x-d)^2 \text{ ile hesaplanır.}$$

$$I_{cr} = \frac{30 \times 10.1^3}{3} + 8 \times 6.16 \times (48 - 10.1)^2 + (8-1) \times 6.16 \times (10.1 - 2)^2$$

$$I_{cr} = 83918.4 \text{ cm}^4 \text{ olarak bulunur.}$$

$$I_{ef} = \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^3 \right] I_{cr}$$

7 nolu kiriş sol uç lineer $M_{max}=32.725 \text{ kNm}$

$$I_{ef} = \left(\frac{2906.25}{3272.5} \right)^3 312500 + \left[1 - \left(\frac{2906.25}{3272.5} \right)^3 \right] 83918.4$$

$$I_{ef} = 244022 \text{ cm}^4 = 2.440 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

8 nolu kiriş sol uç lineer $M_{max}=33.167 \text{ kNm}$

$$I_{ef} = \left(\frac{2906.25}{3316.7} \right)^3 312500 + \left[1 - \left(\frac{2906.25}{3316.7} \right)^3 \right] 83918.4$$

$$I_{ef} = 237706,1 \text{ cm}^4 = 2.377 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

9 nolu kiriş sol uç lineer $M_{max}=29.537 \text{ kNm}$

$$I_{ef} = \left(\frac{2906.25}{2953.7} \right)^3 312500 + \left[1 - \left(\frac{2906.25}{2953.7} \right)^3 \right] 83918.4$$

$$I_{ef} = 301659,81 \text{ cm}^4 = 3.017 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

7 nolu kiriş sağ uç lineer $M_{max}=32.869 \text{ kNm}$

$$I_{ef} = \left(\frac{2906.25}{3286.9} \right)^3 312500 + \left[1 - \left(\frac{2906.25}{3286.9} \right)^3 \right] 83918.4$$

$$I_{ef} = 241926,99 \text{ cm}^4 = 2.419 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

8 nolu kiriş sağ uç lineer $M_{max}=33.211 \text{ kNm}$

$$I_{ef} = \left(\frac{2906.25}{3321.1} \right)^3 312500 + \left[1 - \left(\frac{2906.25}{3321.1} \right)^3 \right] 83918.4$$

$$I_{ef} = 237095,67 \text{ cm}^4 = 2.371 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

9 nolu kiriş sağ uç lineer Mmax=29.721 kNm

$$I_{ef} = \left(\frac{2906.25}{2972.1} \right)^3 312500 + \left[1 - \left(\frac{2906.25}{2972.1} \right)^3 \right] 83918.4$$

$$I_{ef} = 297640,74 \text{ cm}^4 = 2.976 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

7 nolu kiriş için etkili atalet momenti:

$$I_{ef} = \frac{I_{efsol} + I_{efsağ}}{2} = \frac{2.440 \times 10^{-3} + 2.419 \times 10^{-3}}{2} = 2.4295 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

8 nolu kiriş için etkili atalet momenti:

$$I_{ef} = \frac{I_{efsol} + I_{efsağ}}{2} = \frac{2.377 \times 10^{-3} + 2.371 \times 10^{-3}}{2} = 2.374 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

9 nolu kiriş için etkili atalet momenti:

$$I_{ef} = \frac{I_{efsol} + I_{efsağ}}{2} = \frac{3.017 \times 10^{-3} + 2.976 \times 10^{-3}}{2} = 2.997 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Çizelge 7.11. Kiriş kesitleri çatlamamış kabul edilirse perde ve bağ kirişlerine ait geometrik özellikler, eleman tarifleri ve kod numaraları

PROBLEM ADI	: ÖRNEK 2
ELEMAN SAYISI	: 9
DEPLASMAN SAYISI	: 18
ELASTISİTE MODULU	: 100000000
POISSON ORANI	: 0
ARA YUKLU EL. SAYISI	: 0
DIREK YUK SAYISI	: 3
ITERASYON SAYISI	: 1

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

ELAMAN	BOYU	ATALET	ALAN	I	J	KOD NUMARALARI					
1	8.00	0.3906000	0.75000	1	2	0	0	0	1	2	3
2	6.00	0.3906000	0.75000	2	3	1	2	3	7	8	9
3	5.00	0.3906000	0.75000	3	4	7	8	9	13	14	15
4	8.00	1.0718000	1.05000	8	7	0	0	0	4	5	6
5	6.00	1.0718000	1.05000	7	6	4	5	6	10	11	12
6	5.00	1.0718000	1.05000	6	5	10	11	12	16	17	18
7	3.00	0.0031250	0.15000	2	7	1	2	3	4	5	6
8	3.00	0.0031250	0.15000	3	6	7	8	9	10	11	12
9	3.00	0.0031250	0.15000	4	5	13	14	15	16	17	18

Çizelge 7.12. Eleman uç kuvvetleri
(Poisson Oranı = 0, İterasyon Sayısı = 1)

eleman no	ELEMEN UC KUVVETLERI				
	Mij	Mji	Tij	Tji	Nj
1	274.8743	-1.6718	34.1503	-34.1503	63.6983
2	62.1333	54.9822	19.5193	-19.5193	41.7120
3	5.5934	53.8310	11.8849	-11.8849	19.6495
4	682.9358	-76.1383	75.8497	-75.8497	-63.6983
5	147.5949	95.2896	40.4807	-40.4807	-41.7120
6	-23.4904	64.0659	8.1151	-8.1151	-19.6495
7	-32.9786	-32.9804	-21.9864	21.9864	-35.3689
8	-32.9975	-33.1899	-22.0625	22.0625	-32.3656
9	-29.2692	-29.6793	-19.6495	19.6495	-8.1151

Çizelge 7.13. Eleman uç kuvvetleri
(Poisson Oranı = 0, İterasyon Sayısı = 2)

eleman no	ELEMEN UC KUVVETLERI				
	Mij	Mji	Tij	Tji	Nj
1	274.8757	-1.6735	34.1515	-34.1515	63.6975
2	62.1335	54.9812	19.5204	-19.5204	41.7117
3	5.5933	53.8315	11.8855	-11.8855	19.6497
4	682.9400	-76.1427	75.8485	-75.8485	-63.6975
5	147.5969	95.2884	40.4796	-40.4796	-41.7117
6	-23.4910	64.0664	8.1145	-8.1145	-19.6497
7	-32.9790	-32.9809	-21.9858	21.9858	-35.3689
8	-32.9980	-33.1905	-22.0621	22.0621	-32.3651
9	-29.2697	-29.6798	-19.6497	19.6497	-8.1145

Çizelge 7.14. Kiriş kesitleri çatlamışsa perde ve bağ kirişlerine ait geometrik özellikler, eleman tarifleri ve kod numaraları

PROBLEM ADI	: ÖRNEK 2
ELEMAN SAYISI	; 9
DEPLASMAN SAYISI	: 18
ELASTISİTE MODULU	: 100000000
POISSON ORANI	: 0
ARA YUKLU EL. SAYISI	: 0
DIREK YUK SAYISI	: 3
İTERASYON SAYISI	: 1

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

ELAMAN	BOYU	ATALET	ALAN	I	J	KOD NUMARALARI					
1	8.00	0.3906000	0.75000	1	2	0	0	0	1	2	3
2	6.00	0.3906000	0.75000	2	3	1	2	3	7	8	9
3	5.00	0.3906000	0.75000	3	4	7	8	9	13	14	15
4	8.00	1.0718000	1.05000	8	7	0	0	0	4	5	6
5	6.00	1.0718000	1.05000	7	6	4	5	6	10	11	12
6	5.00	1.0718000	1.05000	6	5	10	11	12	16	17	18
7	3.00	0.0024290	0.15000	2	7	1	2	3	4	5	6
8	3.00	0.0023740	0.15000	3	6	7	8	9	10	11	12
9	3.00	0.0029970	0.15000	4	5	13	14	15	16	17	18

Çizelge 7.15. Eleman uç kuvvetleri
(Poisson Oranı = 0, İterasyon Sayısı = 1)

eleman no	ELEMAN UC KUVVETLERİ				
	M _{ij}	M _{ji}	T _{ij}	T _{ji}	N _j
1	283.3108	-12.9184	33.7990	-33.7990	57.8048
2	63.7264	48.8859	18.7687	-18.7687	39.3322
3	1.9755	57.0267	11.8004	-11.8004	20.8140
4	709.8601	-100.2525	76.2010	-76.2010	-57.8048
5	160.2802	87.1076	41.2313	-41.2313	-39.3322
6	-26.8595	67.8573	8.1996	-8.1996	-20.8140
7	-27.7172	-27.7006	-18.4726	18.4726	-34.9697
8	-27.7136	-27.8412	-18.5182	18.5182	-33.0317
9	-31.0092	-31.4328	-20.8140	20.8140	-8.1996

Çizelge 7.16. Eleman uç kuvvetleri
(Poisson Oranı = 0, İterasyon Sayısı = 2)

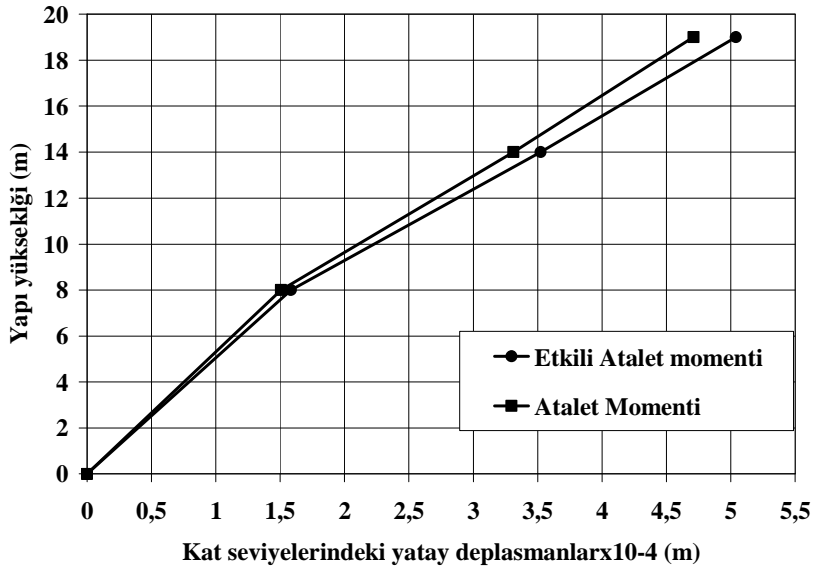
eleman no	ELEMEN UC KUVVETLERİ				
	Mij	Mji	Tij	Tji	Nj
1	283.3126	-12.9205	33.8002	-33.8002	57.8038
2	63.7266	48.8847	18.7698	-18.7698	39.3319
3	1.9752	57.0272	11.8011	-11.8011	20.8142
4	709.8651	-100.2577	76.1998	-76.1998	-57.8038
5	160.2827	87.1060	41.2302	-41.2302	-39.3319
6	-26.8602	67.8579	8.1989	-8.1989	-20.8142
7	-27.7176	-27.7010	-18.4719	18.4719	-34.9697
8	-27.7141	-27.8417	-18.5177	18.5177	-33.0313
9	-31.0098	-31.4334	-20.8142	20.8142	-8.1989

Çizelge 7.17. Örnek 2.'ye ait kat deplasmanlarının karşılaştırılması

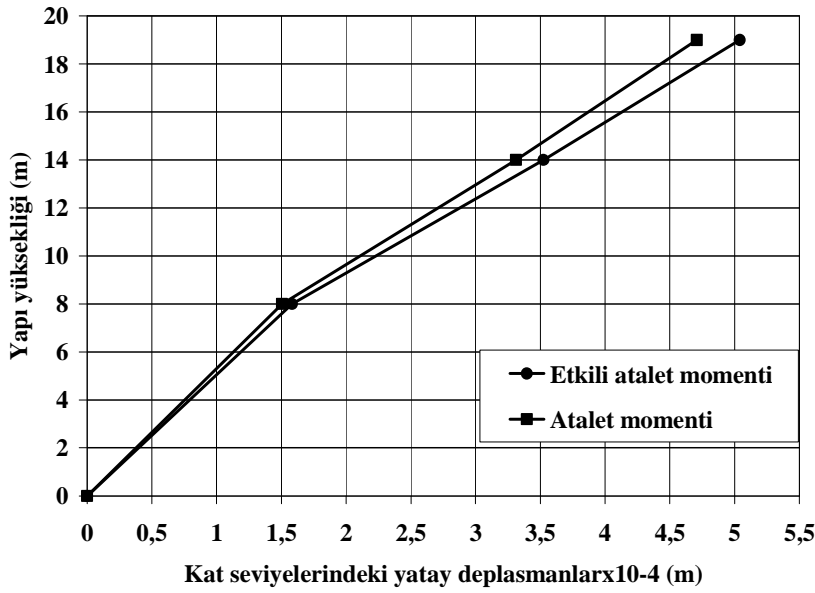
Deplasman etki yönleri	Yapı Yüksekliği (m)	Lineer Analiz		Lineer olmayan analiz	
		Çatlamamış(Δ_i) $\times 10^{-4}$ (m)	Çatlamış(Δ_i) $\times 10^{-4}$ (m)	Çatlamamış(Δ_i) $\times 10^{-4}$ (m)	Çatlamış(Δ_i) $\times 10^{-4}$ (m)
1	8	1.505841412	1.582632133	1.505853975	1.582647278
7	14	3.311476866	3.523467785	3.311510669	3.523508695
13	19	4.709455301	5.040632329	4.709508736	5.040696876

Çizelge 7.18. Örnek 2.'ye ait uçları rijit bağlı bağ kirişlerinin uç momentlerinin karşılaştırılması

Kiriş No	Lineer Analiz				Lineer olmayan analiz			
	Çatlamamış		Çatlamış		Çatlamamış		Çatlamış	
	Sol uç	Sağ uç	Sol uç	Sağ uç	Sol uç	Sağ uç	Sol uç	Sağ uç
7	32.9786	32.9804	27.7172	27.7006	32.9790	32.9809	21.7176	27.7010
8	32.9980	33.1899	27.7136	27.8412	32.9980	33.1905	27.7141	27.8417
9	29.2692	29.6793	31.0092	31.4328	29.2697	29.6798	31.0098	31.4334



Şekil 7.12. Kat seviyelerindeki yatay deplasmanların eğilme rijitlikleriyle değişimi (Lineer Analiz)



Şekil 7.13. Kat seviyelerindeki yatay deplasmanların eğilme rijitlikleriyle değişimi (Lineer olmayan analiz)

8. SONUÇLAR

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

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

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

- Yay katsayıları büyüdükçe uç momentler büyümekte, buna karşılık açıklık momenti küçülmektedir. Örneğin Örnek 1 için 7 nolu bağ kirşinin sol ucundaki moment değeri rijit bağlantılar için 32.725 kNm iken yarı rijit bağlantı için ($k=0.138$ için) 4.768 kNm'ye düşmüştür.
- Yay katsayıları büyüdükçe, sistem deplasmanları küçülmekte, yay katsayıları limit olarak sonsuz büyük değerler aldığı zaman sistem her yayla bağlı noktada rijit bağlanmış gibi davranmaktadır. Örnek 1'deki Şekil 7.7'de olduğu gibi bağlantının farklı modellerle (Rijit, Yarı-rijit, Mafsallı) bağlanmasıyla oluşan deplasmanlar görülmektedir. Farklı yay katsayıları için Örnek 1 deki 1.kat seviyesindeki yatay yer değiştirmeler şu şekilde oluşmuştur. $k=1E9$ (Rijit), $k=0.138$ (Yarı-rijit), $k=1E-9$ (Mafsallı) için oluşan 1.kat seviyesindeki yatay yer değiştirmeler sırasıyla 0.1506 mm, 0.2196 mm, 0.2338 mm olur.

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

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

Örnek 1 Çizelge 7.9 ve Şekil 7.9 ve 7.10'da görüldüğü gibi Poisson oranının momentler ve yatay yer değiştirmeler üzerinde etkisinin olduğu görülyor. Kesme kuvvetini dikkate alarak yapılan analizler sonucunda kesme kuvvetinin momentler üzerinde etkisinin olduğu ortaya çıkmaktadır. Çizelge 7.9'da 7 nolu kiriş için sol uçtaki moment değeri lineer çözüldüğünde 32.725 kNm iken, kesmeli lineer çözüldüğünde 31.743 kNm'ye düşmüştür. Aynı karşılaştırmayı yatay yer değiştirmeler için de yaptığımız zaman kesme kuvvetinin yatay yer değiştirmeler üzerinde etkisinin olduğu kanıtlanmıştır. Örnek olarak Şekil 7.7 ve 7.9 da 1.kattaki yer değiştirme lineer olarak çözüldüğünde 0.1506 mm iken, kesmeli lineer çözüldüğünde 0.1674 mm'ye yükseldiği görülmüştür.

Şekil 7.12 ve 7.13'de, lineer ve nonlinear analiz sonucu elde edilen değerlerle, çatlama ve ikinci mertebe etkiler göz önünde bulundurulup yapılan analizde elde edilen sonuçlar arasında çerçeveye uygulanan yatay yüklere bağlı olarak büyük farklılıkların olduğu gözlemlenmiştir. Yapıya uygulanan yatay ve düşey yüklerden dolayı betonarme elemanlarda oluşan çatlamlar, elemanların ve yapının rijitliğinin azalmasına ve buna bağlı olarak deplasmanların artmasına neden olmaktadır.

9. KAYNAKLAR

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

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

Erdem, H.2001. Yarı Rijit Bağlantılı Ve Rijit Uç Bölgesi Düzlemsel Çerçevesinin Nonlineer Analizi, Turkish J. Eng. Env. Sci. 26(2001), 209-218.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

TS 500 / Şubat2000. Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, ICS 91.080.40

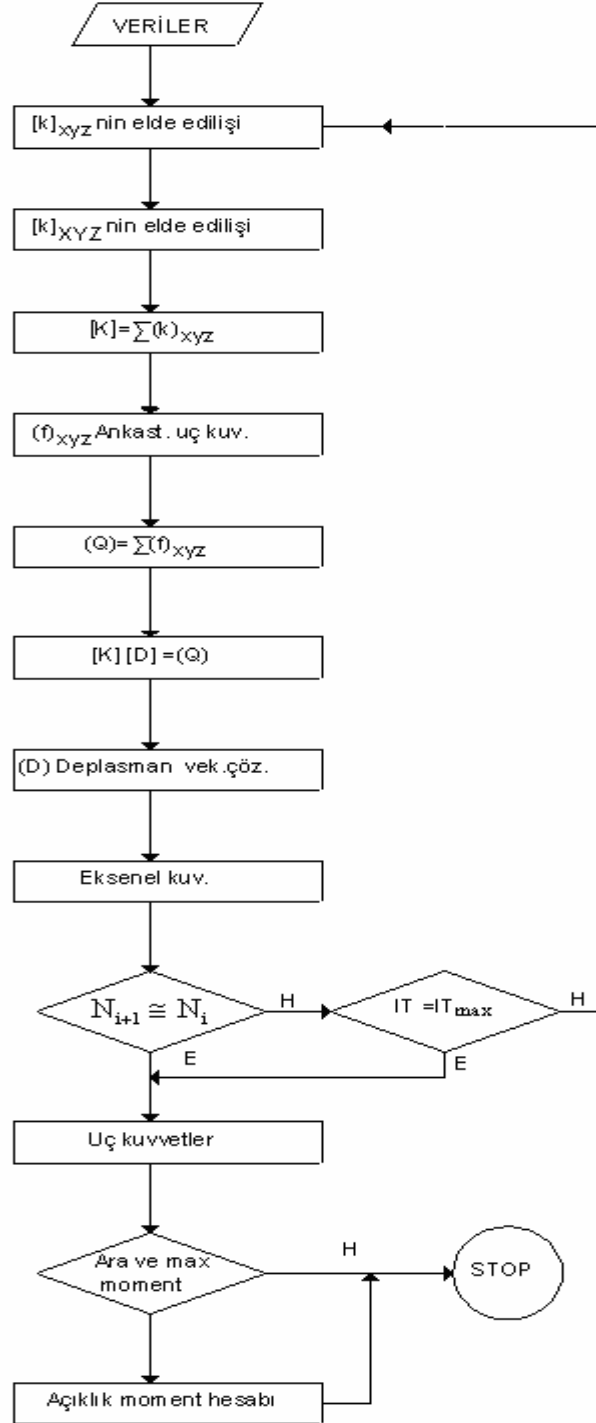
Yu, CR., Shanmugam, N.E. 1986. Stability of Frames With Semi-Rigid Joints, *Comput. Struct*, 23 (5): 639-468.

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

EKLER

Ek - 1 : Akış Diyagramı

PROGRAM AKIŞ DİYAGRAMI



Ek - 2 : Örnek 1'in Veri Dosyası

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

9 18 0 3 3 0 100000000 0 1] I

1	1	2	0.750	0.390600	1E9	1E9	0	0	0	1	2	3] II
2	2	3	0.750	0.390600	1E9	1E9	1	2	3	7	8	9	
3	3	4	0.750	0.390600	1E9	1E9	7	8	9	13	14	15	
4	8	7	1.050	1.071800	1E9	1E9	0	0	0	4	5	6	
5	7	6	1.050	1.071800	1E9	1E9	4	5	6	10	11	12	
6	6	5	1.050	1.071800	1E9	1E9	10	11	12	16	17	18	
7	2	7	0.150	0.003125	1E9	1E9	1	2	3	4	5	6	
8	3	6	0.150	0.003125	1E9	1E9	7	8	9	10	11	12	
9	4	5	0.150	0.003125	1E9	1E9	13	14	15	16	17	18	

8] III
1	0.	0.	
2	0.	8.	
3	0.	14.	
4	0.	19.	
5	6.	19.	
6	6.	14.	
7	6.	8.	
8	6.	0.	

7	1.25	1.75] IV
8	1.25	1.75	
9	1.25	1.75	

1	50.] V
7	40.	
13	20.	

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); "elemen"; 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

1986'de Mardin'de doğdu. 2004 yılında Mardin Anadolu Lisesi'nden mezun oldu. Aynı yıl Gaziantep Üniversitesi İnşaat Mühendisliği lisans programını kazandı. 2009 yılında aynı bölümden mezun oldu. 2010 yılında Dicle üniversitesi İnşaat Mühendisliğinde yüksek lisansa başladı. Özel sektörde serbest inşaat mühendisi olarak çalışmaktadır.

