ÇUKUROVA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

DOKTORA TEZİ

İlker Fatih KARA

BETONARME YAPILARIN ÇATLAMA ETKİSİ GÖZ ÖNÜNE ALINARAK LİNEER OLMAYAN ANALİZİ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

ADANA, 2007

ÇUKUROVA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

BETONARME YAPILARIN ÇATLAMA ETKİSİ GÖZ ÖNÜNE ALINARAK LİNEER OLMAYAN ANALİZİ

İLKER FATİH KARA

DOKTORA TEZİ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

Bu tez …. /…. / 2007 Tarihinde Aşağıdaki Jüri Üyeleri Tarafından Oybirliği/Oyçokluğu İle Kabul Edilmiştir.

İmza: ……	**İmza:** ……	**İmza:** …….
Prof. Dr. Cengiz DÜNDAR	**Prof. Dr. A. Kamil TANRIKULU**	**Doç. Dr. İsmail H. ÇAĞATAY**
DANIŞMAN	**ÜYE**	**ÜYE**

İmza: ……..	**İmza:** …….
Yrd. Doç. Dr. M. Hakan SEVERCAN	**Yrd. Doç. Dr. Seren (AKAVCI) GÜVEN**
ÜYE	**ÜYE**

Bu tez Enstitümüz İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında hazırlanmıştır.

Kod No:

Prof. Dr. Aziz ERTUNÇ
Enstitü Müdürü

Bu Çalışma Çukurova Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Birimi Tarafından Desteklenmiştir.
Proje No: MMF 2004 D11

Not: Bu tezde kullanılan özgün ve başka kaynaktan yapılan bildirişlerin, çizelge, şekil ve fotoğrafların kaynak gösterilmeden kullanımı, 5846 sayılı Fikir ve Sanat Eserleri Kanunundaki hükümlere tabidir.

ÖZ

DOKTORA TEZİ

BETONARME YAPILARIN ÇATLAMA ETKİSİ GÖZ ÖNÜNE ALINARAK LİNEER OLMAYAN ANALİZİ

İlker Fatih KARA

ÇUKUROVA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

Danışman: Prof. Dr. Cengiz DÜNDAR
Yıl : 2007 Sayfa : 204
Jüri: Prof. Dr. Cengiz DÜNDAR
Prof. Dr. A. Kamil TANRIKULU
Doç. Dr. İsmail H. ÇAĞATAY
Yrd. Doç. Dr. M. Hakan SEVERCAN
Yrd. Doç. Dr. Seren (AKAVCI) GÜVEN

Bu çalışmada kiriş ve kolonlarda oluşan çatlamalar göz önünde bulundurularak betonarme çerçevelerin rijit diyafram modeli ile üç boyutlu analizi için iteratif yönteme dayalı bir bilgisayar programı geliştirilmiştir. Betonarme yapıya etkiyen yatay ve düşey yüklerden dolayı kiriş ve kolon elemanlarının çatlaması halinde etkili atalet momentlerinin hesabında ACI, CEB ve olasılığa dayalı etkili rijitlik modelleri kullanılmıştır. Analizde kayma deformasyonlarının etkisi de göz önünde bulundurulmuş olup etkili kayma modüllerinin hesabında literatürde mevcut olan değişik yöntemler kullanılmıştır. Çalışmada, deneysel çalışmaları daha önceden yapılan, yatay ve düşey yükler etkisi altındaki betonarme çerçeve örnekleri geliştirilen bilgisayar programı aracılığı ile çözümlenmiş ve elde edilen sonuçların deneysel sonuçlarla karşılaştırılmasından oldukça uyumlu sonuçlar elde edilmiştir. Çalışma kapsamında ayrıca kiriş ve kolon elemanlarda oluşan çatlamaların etkisiyle birlikte geometrik nonlineerlik etkiler de göz önünde bulundurularak betonarme çerçevelerin üç boyutlu analizi için bir bilgisayar programı daha geliştirilmiştir. Yatay ve düşey yükler etkisi altındaki üç boyutlu betonarme çerçeve örneklerinin geliştirilen bilgisayar programı ile çözümlenmesinden çatlamalarla birlikte geometrik nonlineerlik etkilerin yapı davranışına olan etkisi ayrıntılı bir şekilde irdelenmeye çalışılmıştır. Betonarme yapıya uygulanan yatay ve düşey yüklere bağlı olarak özellikle tasarımda proje mühendisleri için önemli olabilecek, elemanlardaki çatlamaların oluşum sırası ve elemanların eğilme rijitliğinde oluşan değişimler de bu çalışmada elde edilebilmektedir.

Anahtar kelimeler: Üç boyutlu analiz, betonarme çerçeveler, etkili atalet momenti, etkili kayma modülü, yatay deplasmanlar.

ABSTRACT

Ph. D THESIS

NONLINEAR ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE FRAMES CONSIDERING THE CRACKING EFFECTS

İlker Fatih KARA

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

Supervisor : Prof.Dr. Cengiz DÜNDAR
Year : 2007 Page : 204
Jury : Prof.Dr. Cengiz DÜNDAR
Prof.Dr. A. Kamil TANRIKULU
Doç. Dr. İsmail H. ÇAĞATAY
Yrd. Doç. Dr. M. Hakan SEVERCAN
Yrd. Doç. Dr. Seren (AKAVCI) GÜVEN

In this study, a computer program based on the iterative procedure has been developed using rigid diaphragm model for the three dimensional analysis of reinforced concrete frames with cracked beam and column elements. ACI, CEB and probability-based effective stiffness models are used for the effective moment of inertia of the cracked members. In the analysis, shear deformations which can be large following crack developments are taken into account and the variation of the shear rigidity due to cracking is considered by reduced shear stiffness models. The results of the computer program have been compared with the experimental data of tests on full-size structural subassemblages and found to be in good agreement. In the present study, a computer program has also been developed for the three dimensional analysis of reinforced concrete frames considering the geometrical nonlinearity and cracking effects in the analysis. The influence of geometrical nonlinearity and cracking effect on the behavior of reinforced concrete frames has been investigated. The most significant feature of the proposed iterative procedures developed in the present study is that the variations in the flexural stiffness of beams and columns can be observed explicitly.

Keywords: Three dimensional analysis, reinforced concrete frames, effective moment of inertia, effective shear modulus, lateral deflections.

TEŞEKKÜR

Öncelikle, doktora programına başladığım günden itibaren tez konumun belirlenmesinde ve çalışmalarımda beni yönlendiren ve benden yardımlarını esirgemeyen, danışman hocam sayın Prof. Dr. Cengiz DÜNDAR'a teşekkürlerimi sunarım. Ayrıca, araştırmalarımda bana yardımcı olan sayın hocam Prof. Dr. A. Kamil TANRIKULU'na teşekkür ederim.

Çalışmalarımda beni her yönden destekleyen Dr. Serkan TOKGÖZ ve Araştırma Görevlisi arkadaşlarım Selahattin KOCAMAN, Ali DOĞAN, Tarık BARAN, Hasan GÜZEL ve diğer Araştırma Görevlisi arkadaşlarıma teşekkür ederim.

Son olarak, her zaman bana destek olan ve yardımlarını esirgemeyen aileme özel teşekkürlerimi sunarım.

İÇİNDEKİLER **SAYFA**

ÖZ..... **I**
ABSTRACT ..... **II**
TEŞEKKÜR ..... **III**
İÇİNDEKİLER **IV**
ÇİZELGELER DİZİNİ ..... **VII**
ŞEKİLLER DİZİNİ ..... **VIII**
SİMGELER VE KISALTMALAR ..... **XII**
1. GİRİŞ **1**
2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR **5**
3. MATERYAL VE METOD **17**
3.1. Giriş **17**
3.2. Çekme Rijitleşmesi ve Moment Eğrilik İlişkisi..... **18**
3.3. Formülasyonda Kullanılan Modeller **20**
3.3.1. Etkili Eğilme Rijitliği İçin Kullanılan Modeller **20**
3.3.2. Etkili Kayma Rijitliği İçin Kullanılan Modeller **24**
3.4. Geliştirilen Analitik Yöntem **25**
3.5. Temel Denklemler Kullanılarak Problemin Formülasyonu **26**
3.5.1. Esneklik Katsayıları ve Yük Vektörlerinin Elde Edilmesi **27**
3.6. Eleman Rijitlik Katsayılarının Elde Edilişi **37**
3.7. Rijit Diyafram Modeli **38**
3.8. Rijit Diyafram Modelinin Uygulanması İçin Elde Edilen Denklemler **40**
3.9. Yöntemin Algoritması **43**
3.10. Bilgisayar Programı **44**
3.10.1. Bilgisayar Programının Yapısı **45**
3.10.2. Veri Hazırlama Kılavuzu **46**
3.10.2.1. Genel Bilgiler **46**
3.10.2.2. Eleman Özellikleri **47**
3.10.2.3. Koordinatlar **48**
3.10.2.4. Mesnet Şartları **48**
3.10.2.5. Yükler **49**

3.11. Türk Deprem Yönetmeliğinde Belirtilen Kontroller ……..... **50**
3.11.1. İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü …….. **51**
3.11.2. Göreli Kat Ötelemelerinin Sınırlandırılması …….. **52**
4. GEOMETRİK NONLİNEERLİK VE ÇATLAMALARIN ETKİSİ GÖZ ÖNÜNDE BULUNDURULARAK BETONARME ÇERÇEVELERİN ÜÇ BOYUTLU ANALİZİ …….. **53**
4.1. Giriş …… **53**
4.2. Doğrusal Olmayan Eleman Rijitlik Matrisi ve Yük Vektörünün Elde Edilmesi……... **54**
4.2.1 Rijitlik Katsayılarının Elde Edilmesi ……..... **55**
4.2.1.1. Eksenel Kuvvetin Basınç Olması Durumu …….. **55**
4.2.1.2. Eksenel Kuvvetin Çekme Olması Durumu …….. **66**
4.3. Yük Vektörlerinin Elde edilmesi …… **77**
4.3.1 Düzgün Yayılı Yük Durumu …….. **77**
4.3.1.1 Eksenel Kuvvetin Basınç Olması Durumu …… **77**
4.3.1.2 Eksenel Kuvvetin Çekme Olması Durumu …… **79**
4.3.2 Tekil Yük Durumu …….. **82**
4.4. Bilgisayar Programı ……..... **84**
5. ARAŞTIRMA BULGULARI **89**
5.1. Giriş ……. **89**
5.2. Örnekler …….. **90**
5.2.1. Örnek 1 ……. **90**
5.2.2. Örnek 2 ……..... **97**
5.2.3. Örnek 3 ……..... **103**
5.2.4. Örnek 4……..... **108**
5.2.5. Örnek 5 ……..... **111**
5.2.6. Örnek 6 ……..... **115**
5.2.7. Örnek 7 ……..... **118**
6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER ……..... **124**
KAYNAKLAR ……..... **128**
ÖZGEÇMİŞ ...…… **131**

EK-Çatlamaların Etkisi Göz Önünde Bulundurularak Betonarme Çerçevelerin
Üç Boyutlu Analizi için Geliştirilen Bilgisayar Programı **132**

ÇİZELGELER DİZİNİ **SAYFA**

Çizelge 3.1. Etkili eğilme rijitliğinde kullanılan modeller için çekme rijitleşmesi fonksiyonları..... .... **23**

Çizelge 3.2. Farklı modeller için etkili kayma rijitliği fonksiyonları..... ..... **25**

Çizelge 5.1. Betonarme çerçeve örneği ile ilgili gerekli bilgiler ….. ….. ….. **104**

Çizelge 5.2. Betonarme çerçeve örneğine ait bilgiler..... .... **109**

Çizelge 5.3. Lineer elastik model ve çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak elde edilen göreli kat ötelemeleri..... ..... ….. .. **110**

Çizelge 5.4. Lineer elastik model ve çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak elde edilen ikinci mertebe gösterge değerleri ... **111**

Çizelge 5.5. Betonarme yapıya ait gerekli bilgiler ….. ….. ….. ….. ….. ….. **113**

Çizelge 5.6. Lineer elastik model ve çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak elde edilen göreli kat ötelemeleri ….. ….. ….. **113**

Çizelge 5.7. Lineer elastik model ve çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak elde edilen ikinci mertebe gösterge değerleri ... **114**

Çizelge 5.8. Betonarme çerçeve örneği ile ilgili gerekli bilgiler ….. ….. ….. **116**

ŞEKİLLER DİZİNİ **SAYFA**

Şekil 3.1. Çatlamanın oluştuğu ve oluşmadığı durumlarda betonarme kesitlerin davranışı .... ….... **18**

Şekil 3.2. Betonarme kesitlerde moment eğrilik ilişkisi **19**

Şekil 3.3. Yükler etkisi altındaki basit mesnetli bir kirişte eğilme momentinden dolayı oluşan çatlayan ve çatlamayan bölgeler..... .... ….. ….. ….. … **21**

Şekil 3.4. Düzgün yayılı yük ve ara tekil yüklerden dolayı bir elemanda oluşabilecek uç deplasmanları ve bunlara karşılık gelen kuvvetler..... .... ….. ….. ….. ... **26**

Şekil 3.5. Konsol bir kirişe uygulanan birim kuvvet yönleri..... ….. ….. **27**

Şekil 3.6. Konsol bir kirişe uygulanan dış kuvvetler **29**

Şekil 3.7. Herhangi bir kiriş veya kolon elemanında genel olarak eğilme momentinden dolayı oluşabilecek çatlayan ve çatlamayan bölgeler..... ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. … **35**

Şekil 3.8. Rijit diyafaram modeli..... .... ….. ….. ….. ….. .. **39**

Şekil 3.9. Herhangi bir elemanda global eksen takımında ilgili yönlerde oluşan deplasmanlar..... .... …. **40**

Şekil 3.10. Bilgisayar programı akış diyagaramı..... .... **44**

Şekil 4.1. Eksenel basınç kuvveti için d_8=1 durumunda rijitlik katsayıları..... .... ….. ….. ….. . **55**

Şekil 4.2. Eksenel basınç kuvveti için d_{12}=1 durumunda rijitlik katsayıları..... .... ….. ….. ….. ….. . **57**

Şekil 4.3. Eksenel basınç kuvveti için d_7=1 durumunda rijitlik katsayıları..... .... ….. ….. ….. . **58**

Şekil 4.4. Eksenel basınç kuvveti için d_{10}=1 durumunda rijitlik katsayıları..... .... **59**

Şekil 4.5. Eksenel basınç kuvveti için d_3=1 durumunda rijitlik katsayıları **60**

Şekil 4.6. Eksenel basınç kuvveti için d_6=1 durumunda rijitlik katsayıları..... ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. **62**

Şekil 4.7. Eksenel basınç kuvveti için d_2=1 durumunda rijitlik katsayıları..... .... ….. ….. ….. ….. ….. **63**
Şekil 4.8. Eksenel basınç kuvveti için d_5=1 durumunda rijitlik katsayıları..... .... ….. ….. ….. ….. ….. ….. **64**
Şekil 4.9. Eksenel çekme kuvveti için d_8=1 durumunda rijitlik katsayıları..... .... ….. ….. **66**
Şekil 4.10. Eksenel çekme kuvveti için d_{12}=1 durumunda rijitlik katsayıları..... .... ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. .. **67**
Şekil 4.11. Eksenel çekme kuvveti için d_7=1 durumunda rijitlik katsayıları **68**
Şekil 4.12. Eksenel çekme kuvveti için d_{10}=1 durumunda rijitlik katsayıları..... .... ….. ….. ….. ….. ….. ….. **69**
Şekil 4.13. Eksenel çekme kuvveti için d_3=1 durumunda rijitlik katsayıları..... .... ….. ….. ….. ….. ….. ….. **71**
Şekil 4.14. Eksenel çekme kuvveti için d_6=1 durumunda rijitlik katsayıları..... .... ….. ….. ….. ….. **72**
Şekil 4.15. Eksenel çekme kuvveti için d_2=1 durumunda rijitlik katsayıları..... .... ….. ….. ….. ….. ….. ….. **73**
Şekil 4.16. Eksenel çekme kuvveti için d_5=1 durumunda rijitlik katsayıları..... .... ….. ….. ….. ….. ….. ….. **74**
Şekil 4.17. Eksenel basınca maruz düzgün yayılı yük etkisi altındaki bir kiriş..... .... ….. ….. ….. ….. …… …… ….. **77**
Şekil 4.18. Eksenel çekmeye maruz düzgün yayılı yük etkisi altındaki kiriş..... .... **79**
Şekil 4.19. Eksenel basınca maruz düzgün tekil yük etkisi altındaki kiriş..... .... ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. … **82**
Şekil 4.20. Bilgisayar programı akış diyagaramı..... .... **85**
Şekil 4.19. 2 numaralı düğümdeki düşey deplasmanların kayma deformasyonları etkisinin ihmal edilmesi durumunda uygulanan yüke göre değişimi **62**

Şekil 5.1. Yatay ve düşey yükler etkisi altındaki iki katlı betonarme çerçeve örneği ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. **90**
Şekil 5.2. Deneysel ve analitik çalışma sonuçlarından elde edilen yatay deplasmanların karşılaştırılması ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. **91**
Şekil 5.3. Etkili atalet momenti hesabında farklı modeller kullanılarak elde edilen yatay deplasmanların karşılaştırılması ….. ….. ….. **93**
Şekil 5.4. Kiriş ve kolonların etkili atalet momentlerinin yatay yüke göre değişimi ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. …. ….. ….. ... **93**
Şekil 5.5. Yatay deplasmanın iterasyon sayısına göre değişimi ….. ….. ... **95**
Şekil 5.6. Etkili atalet momentlerinin iterasyon sayısına göre değişimi …. **95**
Şekil 5.7. Kayma deformasyonları etkisinin yatay deplasmanlar üzerine olan etkisi ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. **96**
Şekil 5.8. İki katlı betonarme çerçeve örneği ….. ….. ….. ….. ….. ….. ... **97**
Şekil 5.9. Deneysel ve analitik çalışma sonuçlarından elde edilen yatay deplasmanların karşılaştırılması ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. **98**
Şekil 5.10. Etkili atalet momenti hesabında farklı modeller kullanılarak elde edilen yatay deplasmanların karşılaştırılması ….. ….. ….. **99**
Şekil 5.11. Kiriş ve kolonların etkili atalet momentlerinin yatay yüke göre değişimi ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. …… **100**
Şekil 5.12. Yatay deplasmanın iterasyon sayısına göre değişimi ….. ….. ... **101**
Şekil 5.13. Etkili atalet momentlerinin iterasyon sayısına göre değişimi …. **101**
Şekil 5.14. Kayma deformasyonları etkisinin yatay deplasmanlar üzerine olan etkisi ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. **102**
Şekil 5.15. Dört katlı betonarme çerçeve örneği ….. ….. ….. ….. ….. ….. **103**
Şekil 5.16. Lineer analiz ve çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak elde edilen rölatif yatay ötelemelerin karşılaştırılması ….. ….. . **104**
Şekil 5.17. Lineer analiz ve çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak 1 numaralı düğümde elde edilen yatay deplasmanların karşılaştırılması ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. …. **105**

Şekil 5.18. Kiriş ve kolonların etkili atalet momentlerinin yatay yüke göre değişimi ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. .. **106**
Şekil 5.19. Kayma deformasyonları etkisinin rölatif yatay ötelemeler üzerine olan etkisi ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. …… **107**
Şekil 5.20. Yatay deplasmanın düzgün yayılı yüke göre değişimi ….. ….. . **107**
Şekil 5.21. 7 Katlı betonarme çerçeve örneği ….. ….. ….. ….. ….. ….. …. **108**
Şekil 5.22. 7. Kat kolon yerleşim planı ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. **109**
Şekil 5.23. $(\Delta_i)_{maks.}/h_i$'nin yatay yüklere göre değişimi ….. ….. ….. ….. … **110**
Şekil 5.24. 6 Katlı betonarme çerçeve örneği ….. ….. ….. ….. ….. ….. …. **112**
Şekil 5.25. 6. Kat kolon yerleşim planı(m) ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. .. **112**
Şekil 5.26. $(\Delta_i)_{maks.}/h_i$'nin yatay yüklere göre değişimi ….. ….. ….. ….. … **114**
Şekil 5.27. Yatay ve düşey yükler etkisi altındaki dört katlı betonarme çerçeve örneği ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. **115**
Şekil 5.28. Maksimum rölatif yatay ötelemenin uygulanan yatay yüke göre değişimi ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. …… **116**
Şekil 5.29. Kiriş ve kolonların etkili atalet momentlerinin yatay yüke göre değişimi ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. …… ….. **117**
Şekil 5.30. Eğilme momentinin yatay yüke göre değişimi ….. ….. ….. ….. **118**
Şekil 5.31. Yatay ve düşey yükler etkisi altındaki iki katlı betonarme çerçeve örneği ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. **119**
Şekil 5.32. Deneysel ve analitik çalışma sonuçlarından elde edilen yatay deplasmanların karşılaştırılması ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. **119**
Şekil 5.33. Geometrik nonlineerlik etkilerinin yatay deplasmanlar üzerine olan etkisi ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. . **120**
Şekil 5.34. Kiriş ve kolonların etkili atalet momentlerinin yatay yüke göre değişimi ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. ….. . **121**
Şekil 5.35. C3 kolonunun eğilme momentinin yatay yüke göre değişimi … **122**
Şekil 5.36. C4 kolonunun eğilme momentinin yatay yüke göre değişimi … **122**

SİMGELER VE KISALTMALAR

A	:	Kesit alanı
A_i	:	Tekil yükün sol mesnetten olan uzaklığı
E_c	:	Elastisite modülü
f_c	:	Betonun karakteristik basınç dayanımı
f_{ct}	:	Betonun çekme dayanımı
f_r	:	Betonun eğilmedeki çekme dayanımı
F_{ts}	:	Çekme rijitleşmesi fonksiyonu
F_{ss}	:	Kayma rijitliği fonksiyonu
G_c	:	Elastik kayma modülü
$\overline{G}_c$	:	Etkili kayma modülü
G_{ts}	:	Çekme rijitleşmesi fonksiyonuna bağlı bir fonksiyon
G_{ss}	:	Kayma rijitliği fonksiyonuna bağlı bir fonksiyon
I_{eff}	:	Etkili atalet momenti
I_g	:	Brüt beton kesit atalet momenti
I_0	:	Burulma atalet momenti
I_1	:	Çatlamamış kesitin atalet momenti
I_2	:	Kesitin tamamen çatlamış haldeki atalet momenti
L	:	Elemanın boyu
L_{cr}	:	Çatlamış bölge uzunluğu
M	:	Eğilme momenti
M_{cr}	:	Çatlama anında kesitte oluşan eğilme momenti
N	:	Eksenel kuvvet
P	:	Tekil kuvvet
q	:	Yayılı yük
$\frac{1}{r_{eff}}$	:	Etkili kesit eğriliği
$\frac{1}{r_1}$	:	Çatlamamış kesit eğriliği

$\frac{1}{r_2}$	:	Tamamen çatlamış haldeki kesit eğriliği
S	:	Şekil katsayısı
T_s	:	Çekme donatısındaki kuvvet
T_{scr}	:	Çatlama anında çekme donatısındaki kuvvet
V	:	Kesme kuvveti
y_t	:	Kesitin en alt yüzünden ağırlık merkezine olan uzaklığı
ξ	:	Çatlayan ve çatlamayan bölgeleri ifade eden boyutsuz büyüklük
ε	:	Çekme şekil değiştirmesi değeri
σ_v	:	Eksenel basınç gerilmesi
$\varepsilon_1, \varepsilon_2$	:	Yakınsaklık kriterleri
A_{cr}	:	Çatlayan bölgelerin alanları toplamı
A_{uncr}	:	Çatlamayan bölgelerin alanları toplamı
P_{cr}	:	Elemana ait kesitlerin çatlama olasılığı
P_{uncr}	:	Elemana ait kesitlerin çatlamama olasılığı

1. GİRİŞ

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. Çatlamaların 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 çatlamadan sonra 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 çatlamadan sonra bu elemanların eğilme ve kayma rijitliklerinde oluşan değişimler önemli olmaktadır. Yapılar düşey yükler yanında deprem ve rüzgâr etkisi nedeniyle oluşan yatay yüklere de maruzdurlar. Bu yüklerden dolayı gerek yapıda meydana gelen yatay yer değiştirmelerin, gerekse ikinci mertebe momentlerinin hesaplanmasında kolonlarda çatlamadan sonra oluşacak etkili eğilme ve kayma rijitlikleri de önem kazanmaktadır.

Yapıya uygulanan yatay ve düşey yüklerden dolayı betonarme elemanlarda oluşan çatlamalar, 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 çatlayan elemanların belirlenmesi ve bu elemanların etkili eğilme ve kayma rijitliklerinin elde edilmesi gerekmektedir. Bu

değerleri uygun yöntemlerle elde ederek geliştirilen analiz yöntemleri çatlamaların etkisini göz önünde bulundurmadan geliştirilen lineer analiz yöntemlerine göre daha gerçekçi sonuçlar ortaya çıkarabilir.

Yapı sistemleri yapıya uygulanan yüklerin çok düşük olduğu düzeylerde lineer olarak davranmalarına karşın, yükler ve deformasyonlar yeterince arttığında eğilme momentleri ve eksenel kuvvetlerin birbirlerinin rijitliklerini etkilemelerinden ve düğüm noktalarının yükleme esasına göre değişmesi nedeniyle oluşan ikinci mertebe etkilerden dolayı lineer olmayan bir davranış göstermektedirler. Yapıların lineer elastik analizinde, yapı elemanlarının rijitlik ve esnekliklerinin sabit olduğu kabul edilmekte ve yük deplasman ilişkisi doğrusal bir davranış göstermektedir. Gerçekte, bir yapısal eleman üzerine etkiyen eksenel kuvvet elemanın rijitlik matrisini ve dolayısıyla esneklik matrisini değiştirmektedir. Bu olay ikinci mertebe etkilerinin, yani denge denklemlerinin şekil değiştirmemiş sistem üzerinde değil, şekil değiştirmiş sistem üzerinde yazılması gereğinden ortaya çıkmaktadır. Çoğu kez düşük yükleme kademelerinde yapısal deplasmanların yapının boyutlarına kıyasla çok küçük olmaları nedeniyle, denge denklemlerinin şekil değiştirmemiş sistem üzerinde yazılması, büyük hatalara neden olmamaktadır. Yapıya uygulanan yük seviyesi arttıkça çatlamaların etkisiyle de yapıda oluşan deplasmanlar artmakta ve yapının yer değiştirmiş düğümlerine uygulanan yükler de ilave momentler doğmasına neden olmaktadır. Oluşan bu momentler yapının çubuk kuvvetlerini ve kritik yükünü etkilemektedir. Bu nedenlerden dolayı ikinci mertebe etkilerin bir diğer ifadeyle geometrik nonlineerlik etkilerin analizlerde göz önünde bulundurulması sonuçların daha gerçekçi bir şekilde elde edilmesi açısından oldukça önemli olmaktadır.

Sunulan çalışmada ilk etapta kiriş ve kolon elemanlarda oluşan çatlamalar göz önünde bulundurularak betonarme çerçevelerin rijit diyafram modeli ile üç boyutlu analizine yönelik analitik bir yöntem geliştirilmiş ve bu yönteme dayalı olarak bir bilgisayar programı oluşturulmuştur. Yapıya etkiyen yatay ve düşey yüklerden dolayı kiriş ve kolon elemanlarının çatlaması halinde etkili atalet momentlerinin hesabında ACI, CEB ve olasılığa dayalı etkili rijitlik modelleri

kullanılmıştır. Analizde kayma deformasyonlarının etkisi de göz önünde bulundurulmuş olup etkili kayma modüllerinin hesabında literatürde mevcut olan değişik yöntemler kullanılmıştır. Çatlamalardan sonra betonarme elemanların eğilme ve kayma rijitliğindeki değişimler göz önünde bulundurularak betonarme çerçevelerin üç boyutlu analizi için geliştirilen formülasyonlar rijitlik matrisi yöntemine dayandırılarak oluşturulmuştur. Geliştirilen yöntemde çatlamaların etkisi sonlu elemanlar metodunda olduğu gibi elemanları parçalara ayırıp göz önüne alarak çözüme ulaşmak yerine, tek bir elemanda çatlayan ve çatlamayan bölgeler belirlenip rijitlik matrisi yöntemine dayandırılarak geliştirilen formülasyonlar ışığı altında elemanların esneklik katsayıları ve yük vektörleri ile rijitlik matrisi değerleri elde edilerek, sonlu elemanlar yöntemine göre daha çabuk ve etkili bir şekilde sonuca ulaşılmaktadır.

Bu çalışmada literatürde mevcut olan ve deneysel çalışmaları daha önceden yapılan yatay ve düşey yükler etkisi altındaki betonarme çerçeve örnekleri geliştirilen bilgisayar programı aracılığı ile çözümlenmiş ve elde edilen sonuçlar deneysel sonuçlarla karşılaştırılarak geliştirilen yöntemin doğruluğu ve uygulanabilirliği belirlenmeye çalışılmıştır. Ayrıca değişik boyut ve farklı katlara sahip yatay ve düşey yükler etkisi altındaki üç boyutlu betonarme çerçeve örnekleri geliştirilen bilgisayar programı aracılığı ile çözümlenerek, katların rölatif yatay ötelemelerinin lineer analize göre nasıl bir değişim gösterdiği ve TDY'de verilen maksimum rölatif yatay öteleme şartının sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmiştir. Betonarme yapıya uygulanan yatay ve düşey yüklere bağlı olarak özellikle tasarımda proje mühendisleri için önemli olabilecek, elemanlardaki çatlamaların oluşum sırası ve elemanların eğilme rijitliğinde oluşan değişimler de elde edilmiştir.

Çalışma kapsamında kiriş ve kolon elemanlarda oluşan çatlamaların etkisiyle birlikte geometrik nonlineerlik etkiler de göz önünde bulundurularak betonarme çerçevelerin üç boyutlu analizi için bir bilgisayar programı daha geliştirilmiştir. Analizde, eksenel kuvvet ve eğilme momentlerinin birbirlerinin rijitliklerini etkilemelerinden dolayı ve düğüm noktalarının yükleme esasına göre değişmesi nedeniyle oluşan ikinci mertebe etkiler göz önünde bulundurulmuştur. Çatlamalardan

sonra elemanların etkili atalet momentlerinin hesabında olasılığa dayalı etkili rijitlik modeli kullanılmış olup, kayma deformasyonları etkisi analizde göz önünde bulundurulmamıştır. Yatay ve düşey yükler etkisi altındaki üç boyutlu betonarme çerçeve örneklerinin geliştirilen bilgisayar programı ile çözümlenmesinden çatlamalarla birlikte geometrik nonlineerlik etkilerin yapı davranışına olan etkisi ayrıntılı bir şekilde irdelenmeye çalışılmıştır.

2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Betonarme yapıların analizinde çatlamaların etkisi ve malzemelerin lineer olmayan davranışı genellikle literatürde mevcut olan değişik çatlama ve malzeme modelleri ile göz önünde bulundurulup, sonlu elemanlar yöntemine dayandırılarak gerçekleştirilmektedir. Çatlamaların 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 çatlamaların etkisi birlikte göz önünde bulundurup sonlu elemanlar metoduna dayandırılarak geliştirilen çalışmalar da yapılmıştır. Ancak betonarme yapıların analizinde çatlamalar ve/veya geometrik nonlineerlik etkiler göz önünde bulundurulup rijitlik matrisi yöntemine dayandırılarak geliştirilen çalışmalar ise literatürde sınırlı sayıda bulunmaktadır.

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

$$I_{eff}=\left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^{p} I_1+\left[1-\left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^{p}\right] I_2 \qquad (2.1)$$

Bu denklemdeki, I_{eff}, 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 şeklide p=4 alınmaktadır.

Sakai ve Kakuta (1980), eğilme ve eksenel yük etkisi altındaki betonarme elemanlarda moment eğrilik ilişkisini elde etmek için Branson (1963) tarafından verilen etkili atalet momenti ifadesini eksenel yük durumunu içerecek şekilde genelleştirerek, bu denklemdeki M_{cr}/M'in yerine çekme donatısındaki kuvvetleri

içeren T_{scr}/T_{cr} oranını kullanmışlardır. Çalışmalarında etkili atalet momentini aşağıdaki denklemdeki gibi ifade etmişlerdir.

$$I_{eff}=\left(\frac{T_{scr}}{T_s}\right)^p I_1+\left[1-\left(\frac{T_{scr}}{T_s}\right)^p\right]I_2 \tag{2.2}$$

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 çatlamış beton kesitin atalet momenti değerleridir. Sakai ve Kakuta geliştirdikleri bu modelin doğruluğunu kanıtlamak için, sadece eğilme momentine ve eğilme momenti ile eksenel yüke maruz betonarme elemanların moment eğrilik ilişkisini elde etmek için iki farklı deneysel çalışma yapmışlardır. Deney sonuçlarıyla geliştirdikleri modele bağlı olarak elde ettikleri sonuçların karşılaştırılmasından uyumlu sonuçlar elde etmişlerdir.

Pulmano ve Young (1986), betonarme kirişlerle birlikte öngerilmeli kirişlerde uzun süreli ve kısa süreli yüklemelerden dolayı oluşan deplasmanları hesaplayabilen sonlu elemanlar metoduna dayalı analitik bir yöntem geliştirmişlerdir. Analizde çatlamalardan dolayı oluşan lineer olmayan etkiler ve zamana bağlı olarak sünme ve büzülmeden dolayı oluşan etkiler göz önünde bulundurulmuştur. Çatlamalardan sonra elemanların atalet momentlerinin hesabında Branson (1963) tarafından önerilen etkili atalet momenti ifadesi kullanılmıştır. Çalışmalarında literatürde mevcut olan ve deneysel çalışmaları yapılmış ani ve uzun süreli yüklemeler altındaki tek açıklıklı ve sürekli kiriş örneklerini çözümleyerek elde ettikleri sonuçları deneysel sonuçlarla karşılaştırmışlardır. Geliştirdikleri yöntemde, statikçe belirsiz kiriş elemanlarda oluşan iç kuvvet dağılımlarını elde ederek bu değerlerin deneysel sonuçlarla karşılaştırılmasından oldukça uyumlu sonuçlar elde etmişlerdir. Çalışmada geliştirilen yöntem sadece statikçe belirli ve belirsiz kirişlerin analizine yönelik bir yöntem olmakla birlikte uygun sonuçlar elde edilebilmesi için kirişleri çok sayıda elemanlara bölmek gerekmekte ve eleman sayısı arttıkça sonuçlara

ulaşabilmek ve bu sonuçları değerlendirmek de zahmetli ve zaman alıcı olabilmektedir.

El-Metwally ve Chen (1988) çalışmalarında yatay ve düşey yükler etkisi altındaki betonarme çerçevelerde geometrik nonlineerlik ve malzeme nonlineerliği ile birlikte düğümlerin lineer olmayan davranışlarını göz önünde bulunduran analitik bir yöntem geliştirmişlerdir. Analizde betonun lineer olmayan gerilme birim deformasyon ilişkisi için Salmon tarafından önerilen model göz önünde bulundurulmuş olup kayma deformasyonları etkisi ihmal edilmiştir. Malzeme nonlineerliğinin betonarme yapıların davranışı üzerinde önemli bir etkiye sahip olduğunu ve yatay yükler etkisi altındaki betonarme çerçevelerde geometrik nonlineerlik etkilerin de çerçevede oluşan deplasmanlar ve çerçevenin davranışı üzerinde önemli olabileceğini elde etmişlerdir. Çalışmalarında deneysel çalışması daha önceden yapılan, yatay ve düşey yükler etkisi altındaki betonarme çerçeve örneğini geliştirdikleri model ile çözümlemiş ve elde ettikleri sonuçları deneysel sonuçlarla karşılaştırmışlardır. Teorik model sonuçları ile deneysel sonuçların karşılaştırılmasından, malzeme nonlineerliğinin gerek betonarme çerçevede oluşan deplasmanlar gerekse çerçevenin taşıma gücü yükünün ve kırılma mekanizmasının gerçeğe daha yakın ve doğru olarak elde edilebilmesi açısından analizlerde göz önünde bulundurulmasının oldukça önemli olduğu sonucuna varmışlardır. Bununla birlikte betonarme çerçevede yük deformasyon ilişkisinin ve çerçevenin dayanım değerinin gerçeğe daha yakın olarak elde edilebilmesi için geometrik nonlineerlik etkilerin malzeme nonlineerliği ile birlikte analizde göz önünde bulundurulmasının gerekli olduğunu deneysel sonuçlarla teorik model sonuçların karşılaştırılmasından elde etmişlerdir. Geometrik nonlineerliğin özellikle yatay yükler etkisi altındaki çok katlı yapılarda ve narin kolonlar içeren betonarme yapılarda önemli olabileceğini geliştirdikleri çalışma sonuçlarından elde etmişlerdir.

Cosenza (1989) yaptığı çalışmada düşey yükler etkisi altındaki betonarme kirişleri, çatlamaların etkisini göz önünde bulunduracak şekilde sonlu elemanlar yöntemiyle analiz etmiştir. Çalışmasında betonun çekme direncinin eğilme rijitliğine katkısını ACI, CEB, sabit çekme rijitleşmesi ve lineer çekme rijitleşmesi gibi modellerle göz önünde bulundurmuştur. Esneklik katsayılarının elde edilmesinde

düzgün yayılı yüklü basit mesnetli bir kiriş kullanmış ve analizde çatlamalardan sonra betonarme elemanların davranışı üzerinde önemli bir etkiye sahip olabilecek kayma deformasyonlarının etkisini göz önünde bulundurmamıştır. Çalışmasında ayrıca, deneysel çalışması Washa ve Flock (1956) tarafından yapılan, değişik donatı oranlarına sahip düzgün yayılı yükler etkisi altındaki iki açıklıklı sürekli bir kiriş örneğini geliştirdiği yöntemle çözümlemiş ve elde ettiği sonuçları deneysel sonuçlarla karşılaştırmıştır.

Sun ve ark. (1992), düzlemsel betonarme çerçevelerin analizi için sonlu elemanlar metoduna dayandırılan, lineer olamayan bir analiz yöntemi geliştirmişler ve bu yönteme dayalı olarak bir bilgisayar programı oluşturmuşlardır. Analizde malzemenin lineer olmayan davranışı ile geometrik nonlineerlik etkiler göz önünde bulundurulmuş olup, kayma deformasyonları etkisi ihmal edilmiştir. Betonarme çerçeveye yükler adım adım uygulanmış ve her yük adımında iteratif işlemlere başvurulmuştur. Sonlu elemanlar yönteminde, elemanlara ait kesitin derinliği boyunca malzeme özelliğindeki değişimi modelleyebilmek amacıyla, kiriş ve kolon elemanları için tabakalı model seçilmiş ve çözümlemelerde gauss integrasyon yöntemi kullanılmıştır. Çalışmalarında ayrıca deneysel çalışması daha önceden yapılmış tek katlı ve tek açıklıklı betonarme çerçeve örneğini geliştirdikleri bilgisayar programı aracılığı ile çözümleyerek elde ettikleri sonuçlarla deneysel sonuçları karşılaştırmışlardır. Betonarme çerçevede kat sayısı ve eleman sayısı arttıkça geliştirilen yöntemle gerek sonuca ulaşılması gerekse sonuçların değerlendirilmesi zahmetli ve zaman alıcı olabilmektedir.

Vecchio ve Emara (1992), düzlemsel betonarme çerçevelerin analizinde geometrik nonlineerlik ve malzeme nonlineerliği ile birlikte kayama deformasyonları etkisini de göz önünde bulunduran sonlu elemanlar metoduna dayalı analitik bir yöntem geliştirmişler ve bu yönteme dayalı olarak bir bilgisayar programı oluşturmuşlardır. Analizde kayma deformasyonları etkisini iki boyutlu gerilme durumunu göz önünde bulunduran tabakalı kesit analizi yöntemi ile ele almışlardır. Kayma deformasyonları etkisinin gerek betonarme çerçevede oluşan deplasmanları gerekse betonarme çerçevenin yük taşıma kapasitesi ve kırılma mekanizması üzerine olan etkisini araştırmışlardır. Çalışmalarında ayrıca iki katlı tek açıklıklı yatay ve

düşey yükler etkisi altındaki betonarme çerçeveyi de yüklemeye tabi tutmuşlar ve elde ettikleri sonuçları deneysel sonuçlarla karşılaştırmışlardır. Deneysel çalışma sonuçlarından kirişlerin kırılma mekanizmasının eğilmeden dolayı oluşmasına rağmen özellikle yatay yükler etkisi altında büyük kesme şekil değiştirmelerinin oluştuğunu gözlemlemişlerdir. En büyük kesme şekil değiştirmelerinin kiriş ve kolonların birleştiği düğüm noktaları civarında oluştuğunu ve buna bağlı olarak bu bölgelerde büyük diyagonal çatlaklar gözlemlemişlerdir. Deneysel çalışmada elde ettikleri sonuçlarla teorik model sonuçlarının karşılaştırılmasından kesme gerilmelerinin elemanların eğilme ve kayma rijitliğini azalttığını ve buna bağlı olarak dönme ve eksenel şekil değiştirmelerle birlikte deplasmanları önemli derecede arttırdığını elde etmişlerdir. Kayma deformasyonları etkisinin çerçeveye uygulanan yatay yükün artmasına bağlı olarak yatay deplasmanlar üzerinde önemli bir etkiye sahip olduğu ve taşıma gücü yükü seviyesinde kırılmanın eğilmeden dolayı olsa bile çerçevenin yatay deplasmanını yaklaşık olarak %20 arttırdığını elde etmişlerdir

Al-Shaikh ve Al-Zaid (1993), tekil yük etkisi altındaki basit mesnetli betonarme kirişlerin etkili atalet momentlerinin hesabında donatı oranlarının etkisini incelemişlerdir. Değişik donatı oranlarına sahip kirişler üzerine yaptıkları deneysel çalışma sonuçlarıyla Branson'un (1963) yaptığı çalışmalar neticesinde ortaya çıkardığı ve ACI tarafından da benimsenen etkili atalet momenti denklemlerinin ortaya çıkardığı sonuçları karsılaştırmışlar ve önemli farklar olduğunu gözlemlemişlerdir. Branson'un önerdiği etkili atalet momenti denklemindeki p katsayısının yaptıkları deneysel çalışma sonuçlarının değerlendirmesinden, kesitteki donatı oranına bağlı olarak,

$$m=3-0.8\,\rho \tag{2.3}$$

şeklinde ifade etmişlerdir. Bu eşitlikteki ρ kesitteki donatı oranını gösteren değerdir. Çalışmalarında ayrıca tekil yük etkisi altındaki basit mesnetli betonarme kirişlerin etkili atalet momentlerinin hesabında yeni bir model geliştirmişlerdir. Bu modelde etkili atalet momentini,

$$I_{eff}=\left(\frac{L_{cr}}{L}\right)^{m'} I_1+\left[1-\left(\frac{L_{cr}}{L}\right)^{m'}\right] I_2 \qquad (2.4)$$

şeklinde çatlama uzunluğuna (L_{cr}) ve kesitteki donatı oranına göre değişen bir katsayıya (m') bağlı olarak ifade etmişlerdir. Yukarıdaki denklemdeki L_{cr} , M momentinin çatlamayı meydana getiren M_{cr} momentini aşması halinde çatlamış bölge uzunluğunu, L elemanın boyunu, I_1 ve I_2 ise sırası ile brüt ve çatlamış beton kesitin atalet momentini ifade etmektedirler. Bu eşitlikteki m' değeri ise

$$m'=0.8\rho\frac{M_{cr}}{M} \qquad (2.5)$$

olarak belirtilmiş olup, bu eşitlikteki M_{cr} ve M çatlama anındaki ve verilen yük düzeyindeki ilgili kesitlerdeki eğilme momenti değerlerini göstermektedir.

Tezcan ve ark. (1995), yatay ve düşey yükler etkisi altındaki betonarme yapılarda oluşan hasarların kontrolünü incelemeye yönelik olarak bir çalışma geliştirmişlerdir. Çalışmalarında betonarme çerçevelerde oluşan kat ötelemelerine bağlı olarak çeşitli ülkelerin deprem yönetmeliklerindeki göreli kat deplasmanlarına göre hasar kontrolünü yapmışlardır. Kat ötelemelerine getirilen sınırlandırmanın taşıyıcı olmayan bina elemanlarında oluşabilecek hasarları önlemeye yönelik olduğunu ve bu göreli kat deplasmanlarının perde gibi rijit yapı elemanları aracılığı ile engellenmediği zaman taşıyıcı olmayan elemanlarda hasarların oluşabileceğini çalışma sonuçlarından elde etmişlerdir. Bununla birlikte taşıyıcı olmayan elemanlardaki hasarları kontrol etmeye yönelik hasar kontrol endeksi ve deplasman kriteri değerini elde etmişlerdir.

Polak (1997) çalışmasında betonarme plaklarda oluşan deplasmanları elde etmek için sonlu elemanlar metoduna dayalı basit bir yöntem geliştirmiştir. Çatlamalardan sonra elemanların etkili atalet momentlerinin hesabında Branson (1963) tarafından önerilen denklem kullanılmış olup, eleman rijitlik matrisinin elde edilebilmesi için, oluşturulan denklemlerin çözümlenmesinde gauss integrasyon yöntemi kullanılmıştır. Çalışmasında literatürde mevcut olan ve deneysel çalışması

yapılmış gerek yükleme gerekse sınır şartları bakımından değişik özellikteki plakları geliştirdiği yöntem aracılığı ile çözümlemiş ve elde ettiği sonuçları deneysel sonuçlarla karşılaştırmıştır. Betonarme plakların analizine yönelik geliştirilen yöntemin sonlu elemanlar yöntemiyle birleştirilmesinin oldukça kolay olduğu görülmüştür.

Shuraim (1997) betonarme çerçevelerin yatay yüklere karşı davranışlarını belirlemek ve dayanımlarını elde etmek amacıyla sonlu elemanlar yöntemine dayanan lineer olamayan bir analiz yöntemi geliştirmiş ve bu yönteme dayalı olarak bir bilgisayar programı oluşturmuştur. Analizde malzemenin lineer olmayan davranışı ile birlikte geometrik nonlineerlik etkileri göz önünde bulundurmuştur. Çalışmasında literatürde mevcut olan ve deneysel çalışması yapılmış betonarme çerçeve örneğini geliştirdiği bilgisayar programı aracılığı ile çözümlemiş ve gerek taşıma gücü değerlerini gerekse yük deformasyon ilişkisini deneysel sonuçlarla uyum içerisinde elde etmiştir. Geliştirdiği yönteme bağlı olarak yük deformasyon ilişkisini betonarme çerçevenin taşıma gücü yükünün %80 olduğu düzeye kadar deneysel sonuçlarla uyum içerisinde elde etmiştir. Aynı şekilde elde ettiği taşıma gücü yükü değeri ise deneysel sonuçlardan elde edilen değerin %92 sine karşılık gelmektedir. Çalışmasında ayrıca değişik yükleme ve donatı düzeylerine göre oluşturulan betonarme çerçevelerde dayanım, süneklilik, momentlerin yeniden dağılımı, eksenel kuvvet ve yatay rijitlilik etkilerini inceleyecek şekilde parametrik bir çalışma yapmışlardır. Elde ettikleri sonuçlara göre tüm çerçevelerde başlangıçta tasarlanan taşıma gücü yükü değerlerine göre daha fazla taşıma gücü değerleri edilmiş ve ve bu durumun kirişler tasarlanırken eksenel kuvvet etkisinin ihmal edilmesinden ve tasarım aşamasında momentlerin yeniden dağılımının göz önünde bulundurulmamasından kaynaklanabileceğini ifade etmişlerdir. Parametrik çalışmada ayrıca çerçeveye uygulanan yükün başlangıçtan taşıma gücü yüküne erişmesine kadar, çatlakların oluşması, gelişmesi ve ilerlemesiyle birlikte kiriş elemanlarda oluşan momentlerin dağılımı incelenmiştir. Bununla birlikte eksenel kuvvetin elemanların ve çerçevenin taşıma gücü yükü değerleri üzerine olan etkisini de incelemişler ve eksenel basınç kuvvetinin elemanların eğilme rijitliğini azalttığını elde etmişlerdir. Kesitte diğer yüklemelerden dolayı çekme şekil değiştirmesi

oluşması halinde eksenel basınç etkisinin bu çekme şekil değiştirmesinden dolayı çatlak oluşumunu geciktirdiğini ve eksenel basınç kuvvetinin bu etkisinin çerçevenin taşıma gücü yükünü arttırdığını elde etmişlerdir. Ayrıca elemanların eğilme rijitliği değerinin uzunlukları boyunca büyük değişimler gösterdiğini ve çerçeve taşıma gücüne erişinceye kadar elemanların eğilme rijitliğinde büyük azalamlar oluştuğunu elde etmişlerdir. Kesitteki donatı düzeyinin de elemanın eğilme rijitliği değerini önemli derecede etkilediği sonucuna varmışlardır. Çalışmasında ayrıca lineer analizden elde ettiği yatay rijitlilikle nonlineer analizden elde edilen yatay rijitliliği çerçeveye uygulanan yatay yük düzeyinin artmasına bağlı olarak karşılaştırmış ve yatay rijitliliğin yükün artmasına bağlı olarak azaldığını, betonarme çerçeve taşıma gücüne ulaştığında ise minimum değere ulaştığını elde etmiştir. Bununla birlikte eksenel yükün yatay rijitliliğe olumlu katkı yaptığını ve eksenel kuvvetin daha yüksek düzeyde bulunduğu çerçevelerde daha büyük yatay rijitlilik değeri elde etmiştir. Çalışmalarında ayrıca ACI tarafından önerilen eğilme rijitlikleri temel alınarak yapılan analizler sonucu elde edilen yatay rijitlilikle nonlineer analiz sonucu elde edilen yatay rijitlilik değerlerini karşılaştırmıştır. ACI tarafından önerilen kabullere göre elde edilen değerler arasında büyük farklılıklar oluştuğunu ve yatay rijitlilik değerlerinin elde edilebilmesi için sadece bir kabulün göz önünde bulundurularak hesapların yapılmasının doğru olamayacağını ifade etmişlerdir.

Ning ve ark. (1999) çalışmalarında yatay ve düşey yükler etkisi altındaki betonarme perdelerin davranışlarını belirlemeye yönelik olarak analitik bir yöntem geliştirmişlerdir. Perde elemanların çatlamadan sonraki etkili atalet momentlerini olasılığa dayalı etkili rijitlik yöntemiyle elde etmişlerdir. Çalışmada geliştirdikleri analitik yöntem, etkili rijitlik modeli ile sonlu elemanlar yöntemini birleştiren iteratif bir yönteme dayandırılmıştır. Çalışmalarında yatay ve düşey yükler etkisi altındaki gerek içerisinde bulunan donatı düzeyi gerekse uygulanan düşey gerilmelerle, yüksekliğinin genişliğine olan oranı yönünden farklılıklar gösteren perde elemanlarını deneysel olarak yüklemeye tabii tutmuşlardır. Deneysel sonuçlarla geliştirdikleri yöntemden elde ettikleri sonuçların karşılaştırılmasından perde elemanlara etkiyen yatay yük düzeyinin taşıma gücü yükünün %50 sinden fazla olduğu durumlarda gerek eğilmeden dolayı oluşan deplasmanları gerekse eğilme

rijitliğindeki azalmaları deneysel sonuçlarla uyum içerisinde elde etmişlerdir. Kayma deformasyonlarının oldukça önemli düzeyde olduğu yüksekliği az olan perdelerde bile deplasmanları deneysel sonuçlarla uyum içerisinde elde etmişlerdir. Çalışma sonuçlarından ayrıca kesme-eğilme çatlaklarının perde elemanlarının eğilme rijitliğini azalttığını ve buna bağlı olarak deplasmanların arttığını gerek geliştirdikleri yöntem gerekse deneysel sonuçlardan elde etmişlerdir. Ayrıca donatı düzeyindeki ve düşey yük seviyesindeki artışın perde dayanımını önemli ölçüde arttırdığı sonucuna varmışlardır.

Chan ve ark. (2000) yatay ve düşey yükler etkisi altında betonarme yapı içerisindeki elemanlarda oluşan çatlamaların etkisini göz önünde bulunduran ve genel bir yöntem olan olasılığa dayalı etkili rijitlik modelini geliştirmişlerdir. Bu modelde etkili atalet momentlerini, yatay ve düşey yükler etkisi altındaki betonarme yapıda, elemanlarda oluşan moment diyagramındaki çatlayan ve çatlamayan bölge alanlarına bağlı olacak şekilde elde etmişlerdir. Çalışmalarında ayrıca çok katlı betonarme yapıların analizi için yük artım metodu ve direkt rijitlik yöntemi olmak üzere iki farklı analiz algoritması geliştirmişlerdir. Geliştirilen analiz yöntemleri olasılığa dayalı etkili rijitlik modeli ile sonlu elemanlar metodunu birleştiren iteratif yöntemlere dayandırılmıştır. Analizlerde özellikle çatlamalardan sonra betonarme yapının davranışı üzerinde önemli bir etkiye sahip olabilecek kayma deformasyonları etkisi ise göz önünde bulundurulmamıştır. Çalışmalarında yatay ve düşey yükler etkisi altındaki iki katlı tek açıklıklı betonarme bir çerçeveyi de deneysel olarak yüklemeye tabii tutmuşlardır. Geliştirdikleri analiz yöntemlerine dayalı olarak elde ettikleri yatay deplasmanları kullanılabilirlik yük düzeyinde deneysel sonuçlarla uyum içerisinde elde etmişlerdir. Servis yükleri düzeyinden sonra, betonarme çerçevenin taşıma gücüne de yaklaşıldıkça, teorik sonuçlarla deneysel sonuçlar arasında büyük farklılıklar elde etmişlerdir.

Tanrıkulu ve ark. (2000), kirişlerdeki çatlamaları göz önünde bulundurarak betonarme çerçevelerin iki boyutlu analizi için analitik bir yöntem bir yöntem geliştirmiş ve bu yönteme dayalı olarak bir bilgisayar programı oluşturmuşlardır. Geliştirdikleri yöntemde formülasyonları rijitlik matrisi yöntemine dayandırarak oluşturmuşlardır. Analizde kayma deformasyonlarının etkisini de hesaba katarak

çatlayan elemanların etkili atalet momentlerinin hesabında ACI ve CEB modellerini etkili kayma modüllerinin hesabında ise literatürde mevcut olan değişik yöntemleri kullanmışlardır. Çatlamanın düzgün yayılı yük ve ara tekil yük etkisi altındaki kiriş elemanlarda oluştuğunu kolonlarda ise lineer elastik modelin geçerli olduğunu kabul etmişlerdir. Oysaki yatay yükler etkisi altındaki betonarme çerçevelerde gerek yatay deplasmanların gerekse ikinci mertebe momentlerinin hesabında kolonlarda çatlamalardan sonra oluşacak etkili eğilme ve kayma rijitlikleri büyük bir öneme sahip olmakta ve analizlerde kolonlarda da oluşan çatlamaların göz önünde bulundurulması sonuçların daha gerçekçi bir şekilde elde edilebilmesi açısından önemli olmaktadır.

Aksoğan O. ve Erdem H. (2001) üç boyutlu çerçevelerin analizinde bağlantıların nonlineer davranışını ve çubuklardaki eksenel kuvvetler ve düğümlerin yerdeğiştirmesi (P-Δ etkisi) nedeniyle oluşan ikinci mertebe etkilerini birlikte göz önünde bulundurarak incelemişlerdir. Çalışmalarında, bağlantıların nonlineer M-θ_r bağıntısı için Richard modelini kullanarak malzeme davranışının lineer elastik olduğunu kabul etmişlerdir. İkinci mertebe analize ait tanjant rijitlik matrisini, çubuk elemanın moment-eğrilik ilişkisini idare eden lineer difransiyel denklemin eksenel kuvvet ve yarı rijitlik etkileri de göz önünde bulundurarak sınır şartları için çözümünden elde etmişlerdir. Nonlineer denge denklemlerinin çözümünde adım adım yükleme ile iterasyon yöntemini kullanmışlardır. Çalışma sonucunda, bağlantı davranışının gerçekçi olarak tanımlanmasının ve eksenel kuvvetlerin eğilme rijitliklerine ve eğilme momentlerinin eksenel rijitliklere etkilerinin hesaba katılmasının güvenilir sonuçların elde edilmesi için önemli olacağını elde etmişlerdir.

Tikka (2005), çalışmasında yatay ve düşey yükler etkisi altındaki düzlemsel betonarme çerçevelerde yük deformasyon ilişkisini ve dayanımı elde etmek amacıyla malzeme nonlineerliği ve geometrik nonlineerlik etkileri göz önünde bulundurarak lineer olmayan bir analiz yöntemi geliştirmiş ve bu yönteme dayalı olarak bir bilgisayar programı oluşturmuştur. Betonun gerilme birim şekil değiştirme ilişkisi için Kent ve Park modelini kullanmış olup kayma deformasyonları etkisini analizde göz önünde bulundurmamıştır. Çalışmasında literatürde mevcut olan ve deneysel çalışmaları yapılmış, gerek beton dayanımı gerekse kolonların narinlik oranları

bakımından farklılıklar gösteren betonarme çerçeve örneklerinden elde edilen yük deformasyon ilişkisi ve dayanım değerlerini geliştirdiği bilgisayar programından elde ettiği sonuçlarla karşılaştırmıştır. Gerek dayanım değerlerini gerekse yük deformasyon eğrilerini belirli bir yaklaşıklıkla deneysel sonuçlarla uyum içerisinde elde etmiştir. Çalışmasında ayrıca kolonların narinlik oranının, betonun dayanımının, kolonlardaki eksantiritenin ve elemanlardaki donatı düzeylerinin çerçevelerin dayanımı üzerine olan etkisini araştırmıştır.

Chan ve ark. (2005), betonarme çerçevelerin analizinde çatlamaların etkisini göz önünde bulunduran analitik bir yöntem geliştirmişlerdir. Çatlamaların oluşmasından sonra kiriş, kolon ve perde elemanlarının etkili atalet momentlerini olasılığa dayalı etkili rijitlik modeli ile elde etmişlerdir. Bu modelde etkili atalet momentlerini, yatay ve düşey yükler etkisi altında yapıda betonarme elemanlarda oluşan moment diyagramındaki çatlayan ve çatlamayan bölge alanlarına bağlı olacak şekilde elde etmişlerdir. Geliştirilen yöntem sonlu elemanlar metodu ile etkili rijitlik modelini yük artım metodu ile birleştiren iteratif bir yönteme dayandırılmıştır. Çalışmalarında ayrıca yatay ve düşey yükler etkisi altındaki iki farklı betonarme çerçeve örneğini düşey yükler sabit kalmak üzere artan yatay yükler etkisi altında deneysel olarak yüklemeye tabii tutmuşlardır. Geliştirdikleri yönteme dayalı olarak elde ettikleri sonuçlar ile deneysel sonuçların karşılaştırılmasından, kullanılabilirlik yük düzeyinde çerçevede oluşan yatay deplasmanlarla, elemanların çatlama sırasını ve çatlamayı oluşturan yük değerini deneysel sonuçlarla uyum içerisinde elde etmişlerdir. Ayrıca deneysel olarak elde edilen yatay deplasmanların lineer analiz sonucu elde edilen yatay deplasmanlara göre oldukça büyük değişimler gösterdiğini gözlemlemişlerdir.

Dündar ve Kara (2006) çalışmalarında kiriş ve kolonlarda oluşan çatlamalar ve eksenel kuvvetler nedeniyle oluşan ikinci mertebe etkileri göz önünde bulundurularak taşıyıcı sistemi çerçevelerden oluşan betonarme yapıların üç boyutlu analizi için bir bilgisayar programı geliştirilmiştir. Çalışmalarında formülasyonları rijitlik matrisi yöntemine dayandırarak oluşturmuşlardır. Yapıya etkiyen yatay ve düşey yüklerden dolayı kiriş ve kolon elemanlarının çatlaması halinde etkili atalet momentlerinin hesabında olasılığa dayalı etkili rijitlik modelini kullanmışlardır.

Geliştirdikleri bilgisayar programı aracılığı ile gerek iki boyutlu gerekse üç boyutlu betonarme çerçeve örneklerinin çözümlenmesinden, çatlamalar ve ikinci mertebe etkiler göz önünde bulundurularak elde edilen yatay deplasmanların lineer analiz sonucu elde edilen yatay deplasmanlara göre yatay yük düzeyinin artmasına bağlı olarak büyük değişimler gösterdiğini elde etmişlerdir. Çalışmalarında ayrıca betonarme çerçeveye uygulanan yatay yükün artmasına bağlı olarak elemanların eğilme rijitliklerinde çatlamaların etkisiyle büyük azalmalar oluştuğunu elde etmişlerdir.

Dündar ve Kara (2007), kiriş ve kolon elemanlardaki çatlamaları göz önünde bulundurarak betonarme çerçevelerin üç boyutlu analizi geliştirdikleri analitik yönteme dayalı olarak bir bilgisayar programı oluşturmuşlardır. Geliştirdikleri yöntemde formülasyonları sonuca daha çabuk ve kolay ulaşılabilmesi için rijitlik matrisi yöntemine dayandırarak oluşturmuşlardır. Çalışmalarında betonarme yapıya etkiyen yatay ve düşey yüklerden dolayı kiriş ve kolon elemanlarının çatlaması halinde etkili atalet momentlerinin hesabında ACI, CEB ve olasılığa dayalı etkili rijitlik modellerini kullanmışlardır. Analizde çatlamalardan sonra betonarme yapının davranışı üzerinde önemli bir etkiye sahip olabilecek kayma deformasyonları etkisini de göz önünde bulundurmuş olup etkili kayma modüllerinin hesabında ise literatürde mevcut olan değişik yöntemleri kullanmışlardır. Geliştirdikleri yöntemde betonarme çerçeveye uygulana yüklere bağlı olarak elemanlardaki çatlamaların oluşum sırası ve elemanların eğilme rijitliğinde oluşan değişimleri de elde etmişlerdir. Çalışmalarında ayrıca yatay ve düşey yükler etkisi altındaki betonarme yapıda kayma deformasyonlarının yatay deplasmanlar üzerine olan etkisini de incelemişlerdir.

3. MATERYAL ve METOD

3.1. Giriş

Deprem ve rüzgar gibi yatay yüklerle birlikte düşey yükler etkisi altındaki betonarme yapılarda, elemanlarda oluşan çatlamalar eğilme ve kayma rijitliklerinde önemli azalmalar meydana getirmekte ve bu etkiler de deplasmanların artmasına ve iç kuvvetlerin yeniden dağılımına neden olarak yapının davranışını önemli ölçüde etkileyebilmektedirler. Elemanlardaki eksenel kuvvetler ve eğilme momentlerinin birbirlerinin rijitliklerini etkilemesi ve düğümlerin yükleme esasına göre yer değiştirmesi nedeniyle oluşan geometrik nonlineerlik etkilerin analizlerde göz önünde bulundurulması da yapı davranışının daha gerçekçi bir şekilde elde edilebilmesi açısından önemli olmaktadır. Bu çalışmada bu amaçla kiriş ve kolon elemanlarda oluşan çatlamalar ve/veya geometrik nonlineerlik etkiler göz önünde bulundurularak betonarme çerçevelerin üç boyutlu analizine yönelik analitik yöntemler geliştirilmiş ve bu yöntemlere dayalı olarak bilgisayar programları oluşturulmuştur. Bu bölümde ilk etapta çatlamaların oluşmasıyla birlikte elemanların eğilme rijitliğinde oluşan değişimler irdelenecek ve çatlamalardan sonra gerek eğilme gerekse kayma rijitliği için daha önceden geliştirilen modellere bağlı olarak betonarme çerçevelerin rijit diyafram modeli ile üç boyutlu analizi için geliştirilen analitik yöntemde formülasyonların oluşturulmasına ayrıntılı bir şekilde yer verilecektir. Daha sonra ise rijitlik matrisi yöntemine dayandırılarak oluşturulan formülasyonlara göre geliştirilen bilgisayar programının yapısı ayrıntılı bir şekilde tanıtılacaktır. Çatlamaların etkisiyle birlikte geometrik nonlineerlik etkiler göz önünde bulundurularak geliştirilen yöntem ve bu yönteme dayalı olarak oluşturulan bilgisayar programı ise diğer bölümde ayrıntılı olarak irdelenecektir.

3.2. Çekme Rijitleşmesi ve Moment Eğrilik İlişkisi

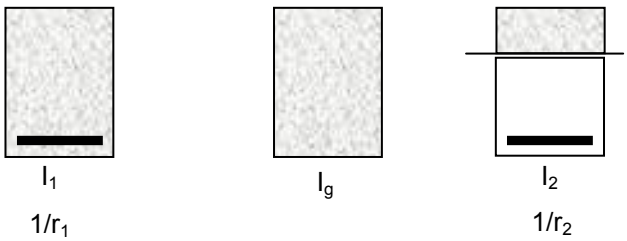
Betonarme taşıyıcı sistemin kendisinden beklenen işlevi yerine getirebilmesi için göçme durumuna karşı belirli bir güvenliğe sahip olmasının yanında, servis yükleri altında büyük yer değiştirmeler yapmaması hatta bu değerlerin belli sınırların altında kalması gerekmektedir. Kiriş veya kolonlarda meydana gelen yer değiştirmelerin hesabında en önemli sorun moment eğrilik ilişkilerinin tanımlanmasından kaynaklanmaktadır.

Yatay ve düşey yükler etkisi altında betonarme yapıda elemanların herhangi bir kesitinde oluşan M momentinin çatlamayı meydana getiren M_{cr} momentinden küçük olması halinde kesit çatlamamıştır ve atalet momenti I_1 ile tanımlanmaktadır. Tamamen çatlamış durumdaki kesit atalet momenti ise I_2 ile tanımlanmaktadır. I_g ile ifade edilen ve donatının etkisini hesaba katmayan brüt beton kesitin atalet momenti ise I_1 ile tanımlanan atalet momentinden küçük bir değer almaktadır.

Yükler etkisi altındaki elemanların herhangi bir kesitinde oluşan M momentinin M_{cr} momentinden büyük olması halinde, kesitte çatlama meydana gelmiştir ve bu bölgelerdeki kesitlerde atalet momentleri I_1 ve I_2 sınır değerleri arasında olan ve etkili atalet momenti (I_{eff}) olarak adlandırılan bir atalet moment ile temsil edilmektedir. I_{eff}'e karşı gelen karşı gelen $1/r_{eff}$ eğriliği, I_1 ve I_2 ye karşı gelen $1/r_1$ ve $1/r_2$ eğrilikleri arasında kalan bir değerdir ve eğilmeden önce düzlem olan kesitler eğilmeden sonra da düzlem kalır düşüncesi göz önünde bulundurulursa

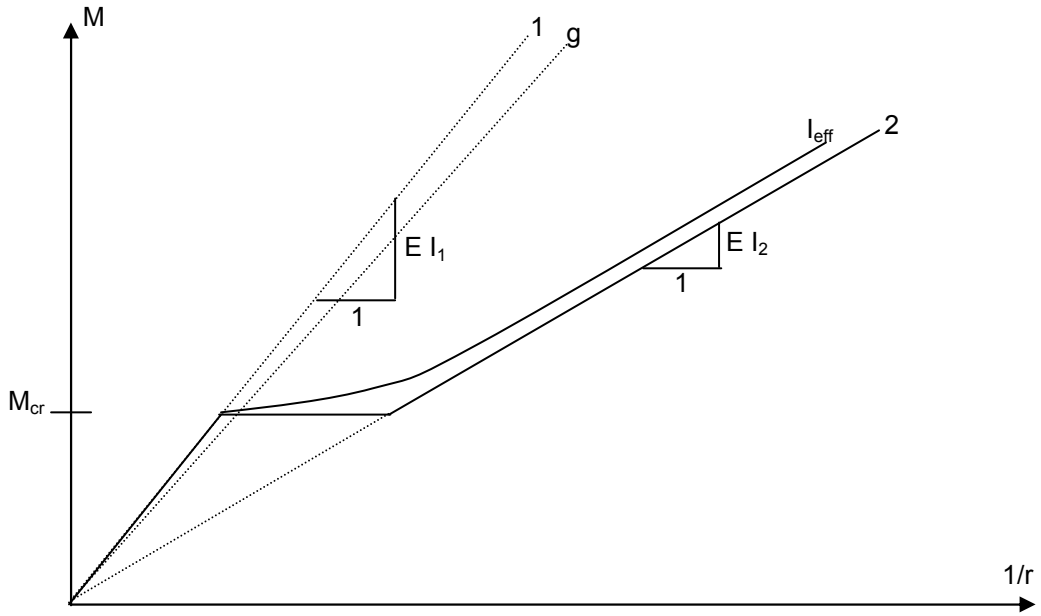
$$\frac{1}{r_{eff}} = \frac{M}{E\,I_{eff}} \tag{3.1}$$

eşitliği sağlanmaktadır. Şekil 3.1'deki kesitlerde etkili atalet momenti ve eğrilikle ilgili bilgiler görülmektedir.



Şekil 3.1. Çatlamanın oluştuğu ve oluşmadığı durumlarda betonarme kesitlerin davranışı

Şekil 3.1'den görüldüğü gibi çatlakların oluşması ile birlikte, çatlayan bölge çekme etkisinde çatlamamış beton ile birbirinden ayrılmakta ve bununla birlikte bu bölgedeki rijitlikte bir miktar artış gözlenmektedir. Çekme bölgesindeki betondan kaynaklanan bu rijitlik artışı olayına çekme rijitleşmesi adı verilmiş ve bu durumun eleman üzerindeki etkisi Şekil 3.2'deki I_1, I_2, I_g ve I_{eff} atalet momenti değerlerine bağlı olarak moment eğrilik ilişkisi grafiğinden görülmektedir.



Şekil 3.2. Betonarme kesitlerde moment eğrilik ilişkisi

Şekilden, M momentinin çatlamayı meydana getiren M_{cr} momentinden büyük olması halinde beton kesitin gerçek yani etkili olarak adlandırılan davranışı görülmekte ve bu davranışı temsil eden eğri sınır değerler olan 1 ve 2 doğruları arasında oluşmaktadır. Şekildeki 1, 2 ve g doğruları matematiksel eşitliklerle ifade edilmekte olup, çatlama durumunda oluşan eğri (I_{eff}) bu çalışmada da kullanılan ve deneysel çalışma sonuçlarından elde edilen matematiksel modellerle ifade edilmişlerdir.

3.3. Formülasyonda Kullanılan Modeller

3.3.1. Etkili Eğilme Rijitiliği için Kullanılan Modeller

Yatay ve düşey yükler etkisi altındaki yapıda kiriş ve kolon elemanlarının çatlaması halinde etkili atalet momenti değerleri ACI, CEB ve olasılığa dayalı etkili rijitlik modelleri tarafından verilen (1), (2) ve (3) denklemleri aracılığı ile göz önünde bulundurularak analize dahil edilmişlerdir.

ACI Modeli:

$$I_{eff}=\left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^{m} I_1+\left[1-\left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^{m}\right] I_2 \ , \qquad M \geq M_{cr} \qquad (3.2a)$$

$$I_{eff}=I_1 \ , \qquad M < M_{cr} \qquad (3.2b)$$

CEB Modeli:

$$I_{eff}=\left[\beta_1\beta_2\left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^{2}\frac{1}{I_1}+\left(1-\beta_1\beta_2\left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^{2}\right)\frac{1}{I_2}\right]^{-1} , \qquad M \geq M_{cr} \qquad (3.3a)$$

$$I_{eff}= I_1 \ , \qquad M<M_{cr} \qquad (3.3b)$$

Bu denklemlerdeki I_1 ve I_2 sırası ile kesitin çatlamadan önceki ve tamamen çatlamış haldeki atalet momenti değerleridir. Yine aynı denklemlerde geçen $\beta_1.\beta_2$ yüklemeye ve donatı özelliklerine bağlı olacak şekilde değişmekte ve yüksek aderanslı donatı çeliği ve ilk yükleme durumlarında bu değerin ($\beta_1.\beta_2$) 0.8 olarak alınması CEB tarafından önerilmektedir. Bu eşitliklerde ayrıca deneysel sonuçlarla uyumlu olacak şekilde m=4 olarak alınmaktadır.

Olasılığa Dayalı Etkili Rijitlik Modeli:

Yapıya etkiyen yüklerden dolayı çatlayan kiriş ve kolon elemanlarının etkili atalet momenti değerleri bu elemanlarda oluşan moment diyagramındaki çatlayan ve çatlamayan bölge alanlarının toplam alana oranına bağlı olacak şekilde elde edilerek analize dahil edilmişlerdir (Şekil 3.3.). Literatürde olasılığa dayalı etkili rijitlik şeklinde de belirtilen bu yöntemde etkili atalet momentleri (3.4) denklemlerindeki gibi elde edilmektedir.

$$A_{uncr} = A_1 + A_2 = \int_{M(x)<M_{cr}} M(x) \tag{3.4a}$$

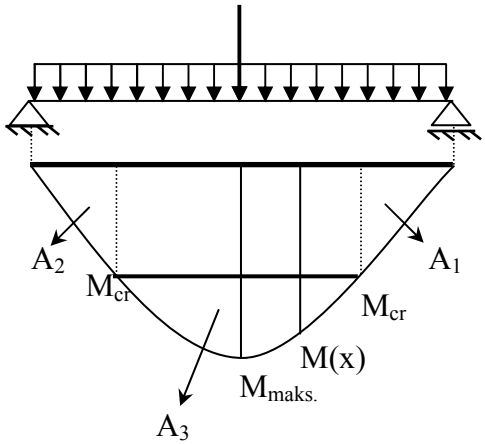
$$A_{cr} = A_3 = \int_{M(x)\geq M_{cr}} M(x) \tag{3.4b}$$

$$A = A_{cr} + A_{uncr} \tag{3.4c}$$

$$P_{uncr}\left[M(x) < M_{cr}\right] = \frac{A_{uncr}}{A} \tag{3.4d}$$

$$P_{cr}\left[M(x) \geq M_{cr}\right] = \frac{A_{cr}}{A} \tag{3.4e}$$

$$I_{eff} = P_{uncr}\, I_1 + P_{cr} I_2 \tag{3.4f}$$



Şekil 3.3. Yükler etkisi altındaki basit mesnetli bir kirişte eğilme momentinden dolayı oluşan çatlayan ve çatlamayan bölgeler

(3.4) denklemlerdeki P_{uncr} bir kiriş veya kolon elemanında oluşan moment dağılımına bağlı olarak M momentinin M_{cr} momentinden küçük olma olasılığını, P_{cr} ise M momentinin M_{cr} momentini aşma olasılığını yani elemana ait kesitlerin çatlama

olasılığını ifade etmektedir. (3.2), (3.3) ve (3.4) eşitliklerindeki M, ilgili kesitteki eğilme momentini M_{cr} ise çatlama anındaki eğilme momentini ifade etmekte olup,

$$M_{cr}=\frac{\left(f_r+\sigma_v\right)I_1}{y_t} \tag{3.5}$$

şeklinde her iterasyon sonucunda elde edilen eksenel yük düzeyine bağlı olarak değişen formda hesaplanmaktadır. (3.6) denklemlerindeki f_r, betonun eğilmedeki çekme dayanımını, y_t kesitin en alt yüzünden ağırlık merkezine olan uzaklığını, σ_v ise eksenel basınç gerilmesini ifade eden değerlerdir. ACI ve CEB modelleri tarafından verilen denklemler genellikle kirişlerin etkili atalet momentlerinin elde edilmesinde kullanılmakta olup, bu çalışmada çatlama momenti M_{cr}' nin hesaplanmasında eksenel yük değeri göz önünde bulundurularak kolonlar için de kullanılmıştır. Bununla birlikte kirişlerdeki eksenel yük düzeyi her ne kadar kolonlara göre çok daha düşük düzeyde de olsa kirişlerin M_{cr} momentinin hesaplanmasında bu elemanlarda oluşabilecek eksenel kuvvet etkisi de göz önünde bulundurulmuştur.

ACI ve CEB modelleri incelendiğinde formülasyonlarda ve kullanılan katsayılarda farklılıklar olmasına karşın bazı değerlerin ortak olduğu görülmektedir. Bu değerler ortak bir eşitliğin değişkenleri olarak tanımlanıp, çatlama olayını ifade eden

$$\frac{1}{E_c\,I_{eff}}=\frac{1}{E_c\,I_2}\left[1-F_{ts}\left(\frac{M}{M_{cr}},\frac{I_2}{I_1},\rho\right)\right] \tag{3.6}$$

şeklinde bir denklem elde edilmektedir. Bu denklemdeki F_{ts} çekme rijitleşmesi fonksiyonu olarak adlandırılan ve M/M_{cr}, I_2/I_1 ve modellere ait katsayıları ifade eden ρ değerlerine bağlı boyutsuz bir büyüklüktür. ρ katsayısı ACI modelinde p, CEB modelinde ise $\beta_1.\beta_2$ değerlerine karşılık gelmektedir. Bu modeller için çekme rijitleşmesi fonksiyonları Çizelge 3.1'de görülmektedir.

Çizelge 3.1. Etkili eğime rijitliğinde kullanılan modeller için çekme rijitleşmesi fonksiyonları

MODEL	ÇEKME RİJİTLEŞMESİ FONKSİYONU
CEB Modeli	$F_{ts}=\beta_1\beta_2\left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^2\left(1-\frac{I_2}{I_1}\right)$
ACI Modeli	$F_{ts}=\frac{\left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^p\left(\frac{I_1}{I_2}-1\right)}{1+\left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^p\left(\frac{I_1}{I_2}-1\right)}$

Eleman yük vektörü ve rijitlik matrisinin elde edilmesinde kullanılan formülasyonlar içerisinde, etkili eğilme rijitliği hesabında ACI ve CEB modellerinin göz önünde bulundurulması halinde, normal ve çatlak durumdaki analizlerde meydana gelen farklılık yukarıda sözü edilen modellerin tariflediği çekme rijitleşmesi fonksiyonlarına bağlıdır. Geliştirilen programlarda gerek yazılım kolaylığı sağlamak, gerekse işlem fazlalığını gidermek amacı ile çatlak oluşmayan bölgelerde de normal değerlendirme sonuçlarını verecek bir çekme rijitleşmesi fonksiyonu tanımlanabilir. Bu şekilde elemanlarda, çatlayan ve çatlamayan bölgeler tespit edilip, bu bölgelere göre oluşturulacak çekme rijitleşmesi fonksiyonları kullanılarak eleman yük vektörleri ve rijitlik matrisleri elde edilebilir.

Çekme rijitleşmesi fonksiyonu atalet momenti değişimlerini ifade etmekte olup, değişken kesitli kirişlerin yapısal analizinde, atalet momentleri çekme rijitleşmesine benzer bir fonksiyon ile ifade edilebilir. Bu şekilde oluşturulan fonksiyonlarla, kesiti değişen elemanlar içeren yapıların analizi için bir yöntem geliştirilebilir.

3.3.2. Etkili Kayma Rijitliği için Kullanılan Modeller

Elemanlardaki çatlamalar göz önünde bulundurularak geliştirilen bu ilk yöntemde, özellikle çatlamalardan sonra yapı davranışı üzerinde büyük bir öneme sahip olabilecek kayma deformasyonları etkisi de hesaba katılmıştır. Elemanların en alt yüzünde oluşan çekme şekil değiştirmesi değerinin, çatlama anındaki çekme şekil değiştirmesi değerini aşması halinde, etkili kayma modülleri literatürde mevcut olan ve aşağıdaki denklemlerde görülen çeşitli modeller aracılığı ile analize dâhil edilmiştir.

Al Mahaidi Modeli:

$$\overline{G}_c = \frac{0.4 G_c}{\varepsilon / \varepsilon_{cr}}, \qquad \varepsilon \geq \varepsilon_{cr} \qquad (3.7a)$$

$$\overline{G}_c = G_c, \qquad \varepsilon < \varepsilon_{cr} \qquad (3.7b)$$

Cedolin ve Dei Poli Modeli:

$$\overline{G}_c = 0.24\, G_c\, (1\text{-}250\, \varepsilon_1), \qquad \varepsilon \geq \varepsilon_{cr} \qquad (3.8)$$

Yüzügüllü ve Scnobrich Modeli:

$$\overline{G}_c = 0.25\, G_c, \qquad \varepsilon \geq \varepsilon_{cr} \qquad (3.9)$$

Bu denklemlerdeki G_c, betonun elastik kayma modülünü, ε ilgili kesitteki çekme şekil değiştirmesini, ε_{cr} ise çatlama anındaki çekme şekil değiştirmesini ifade etmektedirler. Geliştirilen bilgisayar programlarında her üç model de göz önünde bulundurulabilmektedir. Bu modeller incelendiğinde, etkili eğilme rijitliği hesabı için kullanılan modellerdeki gibi, formülasyon ve katsayılarda farklılıklar olmasına karşın

bazı değerlerin ortak olduğu görülmektedir. Bu değerler bir önceki bölümde olduğu gibi ortak bir eşitliğin değişkenleri olarak tanımlanıp, çatlama olayını ifade eden ve kayma rijitliği fonksiyonunu içeren (F_{ss})

$$\frac{1}{\overline{G}_c A} = \frac{F_{ss}\left(\varepsilon/\varepsilon_{cr}\right)}{G_c A} \tag{3.10}$$

şeklinde bir denklem elde edilmektedir. Farklı modeller için kayma rijitliği fonksiyonları Çizelge 3.2'den görülmektedir. Geliştirilen bilgisayar programlarında yazılım kolaylığını sağlamak ve işlem fazlalığını gidermek amacı ile çatlak oluşmayan bölgelerde de normal değerlendirme sonuçlarını veren bir fonksiyon (F_{ss}=1) yazılabilir. Bu şekilde oluşturulan fonksiyonlar yardımı ile gerek çatlayan, gerekse çatlamayan bölgelerde kayma deformasyonları etkisi göz önünde bulundurularak, rijitlik matrisi ve yük vektörlerine katkısı sağlanmaktadır.

Çizelge 3.2. Farklı modeller için etkili kayma rijitliği fonksiyonları

Model	Kayma Rijitliği Fonksiyonları
Al-Mahaidi	$F_{ss}=\frac{\varepsilon/\varepsilon_{cr}}{0.4}$
Cedolin ve Dei Poli	$F_{ss}=\frac{1}{0.24\left(1-250\,\varepsilon\right)}$
Yüzügüllü ve Schnobrich	$F_{ss}=4$

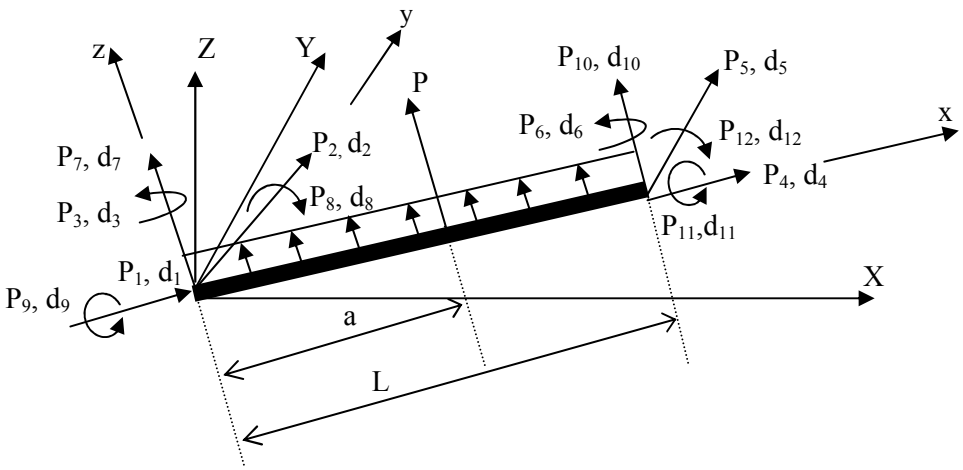
3.4. Geliştirilen Analitik Yöntem

Çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak betonarme çerçevelerin üç boyutlu analizi için bu çalışmada geliştirilen yöntemde, kiriş ve kolon elemanlarda çatlamalar oluştuktan sonra meydana gelecek uç kuvveti dağılımının bilinmemesinden ve elemanların çatlayan bölgelerindeki atalet momenti ve kayma modüllerinin değişiminin yapıdaki iç kuvvet değerlerinin yeniden dağılımını zorunlu kılmasından dolayı analizde iteratif bir yöntem uygulanarak çözüme gidilmiştir.

İteratif yöntemin gerekliliğinden dolayı yatay ve düşey yükler etkisi altındaki betonarme yapı başlangıçta lineer elastik model göz önünde bulundurularak çözümlenmektedir. Daha sonra lineer analiz sonucu elde edilen moment değerlerine bağlı olarak kiriş ve kolon elemanlarda oluşan çatlayan ve çatlamayan bölgeler belirlenmekte ve bu bölgelere bağlı olarak bu çalışmada geliştirilen formülasyonlar ışığı altında esneklik katsayıları ile eleman rijitlik matrisi ve yük vektörü değerleri elde edilmektedir. Sisteme ait gerekli dönüşüm ve çözümlemeler yapıldıktan sonra sistem deplasmanları ile her elemanın uç kuvvetleri ile deplasmanları elde edilmektedir. Bu şekilde birinci iterasyon sonucu elde edilen uç kuvvetleri ile lineer analiz sonucu elde edilen uç kuvvetleri arasında daha önceden belirlenen yakınsaklık kriteri sağlanıyorsa iterasyonlara son verilir. Aksi takdirde diğer iterasyonlara geçilir ve birbirini izleyen iki iterasyondaki uç kuvvetleri arasında yeterli yakınsaklık kriteri sağlanıncaya kadar işlemelere aynı şekilde devam edilmektedir.

3.5. Temel Denklemler Kullanılarak Problemin Formülasyonu

Betonarme yapıyı oluşturan çerçevelerin çubuk elemanlardan oluştuğu kabul edilerek çubukların açıklıkları boyunca yerel z ekseni doğrultusundaki düzgün yayılı yük ve ara tekil yükler etkisi altında olabilecekleri göz önünde bulundurulmuştur (Şekil 3.4.).



Şekil 3.4. Düzgün yayılı yük ve ara tekil yüklerden dolayı bir elemanda oluşabilecek uç deplasmanları ve bunlara karşılık gelen kuvvetler

Bu çalışmada, üç boyutlu analiz için rijit diyafram modelinin göz önünde bulundurulmasından dolayı kiriş elemanlarda sadece yerel y ekseni doğrultusundaki eğilme momentlerinden dolayı çatlama oluşmaktadır. Bununla birlikte kolonlarda ise yerel y ve z eksenleri doğrultusundaki eğilme momentleri nedeniyle çatlama oluşabileceği göz önünde bulundurulduğundan, bir önceki bölümde verilen etkili atalet momenti denklemlerinde geçen I_{eff}, M_{cr}, M, I_1, I_2 ve etkili kayma modelleri denklemlerinde geçen ε ve ε_{cr} değerleri, her iki eksene ait eğilme ve kayma ile ilgili değerlerdir. Geliştirilen analitik yöntemde formülasyonlar sonuca daha çabuk ve kolay ulaşılabilmesi açısından rijitlik matris yöntemine dayandırılarak oluşturulmuştur. Problemin formülasyonunda ilk etapta birim yüklemeler uygulanarak esneklik katsayıları elde edilmiş daha sonra ise uygunluk şartları ve denge denklemleri kullanılarak bazı bölgelerinde çatlama oluşabilecek kiriş ve kolon elemanlarının rijitlik matrisi ve yük vektörü değerleri bulunmuştur.

3.5.1. Esneklik Katsayıları ve Yük Vektörlerinin Elde Edilmesi

Genel olarak üç boyutlu bir eleman için esneklik katsayıları konsol bir kiriş elemanına ilgili yönlerde birim kuvvetler uygulanılarak elde edilmektedir (Şekil 3.5).



Şekil 3.5. Konsol bir kirişe uygulanan birim kuvvet yönleri

Uygunluk denklemlerinden de faydalanılarak esneklik katsayılarını içeren aşağıdaki eşitlik matris formunda elde edilmektedir.

$$\begin{bmatrix} f_{11} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & f_{22} & f_{23} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & f_{32} & f_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & f_{77} & f_{78} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & f_{87} & f_{88} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & f_{99} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_7 \\ P_8 \\ P_9 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_7 \\ d_8 \\ d_9 \end{bmatrix} \quad (3.11)$$

(3.11) ifadesindeki $\mathbf{f_{ij}}$, **j** doğrultusunda bir birimlik kuvvet uygulanması sonucu **i** doğrultusunda oluşan deplasman olup, aşağıdaki denklemden görüldüğü gibi virtürel iş prensibinden yararlanılarak elde edilmektedir.

$$f_{ij} = \int_0^L \left(\frac{M_{zi}\, M_{zj}}{E_c\, I_{effz}} + \frac{M_{yi}\, M_{yj}}{E_c\, I_{effy}} + \frac{V_{yi}\, V_{yj}}{\overline{G}_c\, A} s + \frac{V_{zi}\, V_{zj}}{\overline{G}_c\, A} s + \frac{M_{bi}\, M_{bj}}{G_c\, I_o} + \frac{N_i\, N_j}{E_c\, A} \right) dx \quad (3.12)$$

Bu eşitlikteki M_{zi}, M_{zj}, M_{yi}, M_{yj}, M_{bi}, M_{bj}, V_{zi}, V_{zj}, V_{yi}, V_{yj}, N_i ve N_j değerleri, **i** ve **j** doğrultusunda bir birimlik kuvvet uygulanması sonucu oluşan eğilme momenti, burulma momenti, kesme kuvveti ve normal kuvvet değerleridir. Yine aynı denklemdeki A, E_c, s, $\overline{G}_c$ I_0 ve G_c ise, kesit alanı, elastisite modülü, şekil katsayısı, etkili kayma modülü, burulma atalet momenti ve elastik kayma modülü değerleridir

Yapıyı oluşturan elemanlar üzerine etkiyen düzgün yayılı yük ve ara tekil yüklerden dolayı oluşan uç kuvvetleri uygunluk şartları ve denge denklemleri kullanılarak aşağıdaki eşitliklerdeki gibi bulunmaktadırlar.

$$P_{70} = -(f_{88}\, f_{70} - f_{78}\, f_{80}) / (f_{77}\, f_{88} - f_{78}\, f_{87}) \quad (3.13a)$$

$$P_{80} = -(f_{77}\, f_{80} - f_{78}\, f_{70}) / (f_{77}\, f_{88} - f_{78}\, f_{87}) \quad (3.13b)$$

$$P_{100} = -(q\, L + P + P_{70}) \quad (3.13c)$$

$$P_{120} = -(q\, L^2/2 + P\, (L-a) + P_{70}\, L + P_{80}) \quad (3.13d)$$

$$P_{10} = P_{20} = P_{30} = P_{40} = P_{50} = P_{60} = P_{90} = P_{110} = 0. \quad (3.13e)$$

Bu denklemlerdeki $\mathbf{f_{i0}}$ değerleri dış yüklerden dolayı **i** doğrultusunda oluşan deplasmanlar olup (3.14) ifadesindeki gibi virtürel iş prensibinden yararlanılarak hesaplanmaktadır.

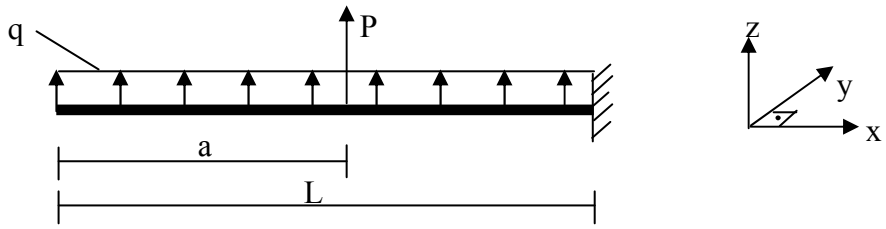
$$f_{i0}=\int_0^L\left(\frac{M_{yi}\,M_0}{E_c\,I_{effy}}+\frac{V_{zi}\,V_0}{\overline{G}_c\,A}s\right)dx \tag{3.14}$$

Bu eşitlikteki $\mathbf{M_0}$ ve $\mathbf{V_0}$ değerleri elemanın yerel **z** ekseni doğrultusundaki dış kuvvetlerden dolayı oluşan eğilme momenti ve kesme kuvveti değerleridir.

Esneklik katsayısı terimleri içerisinde bulunan eğilme momenti, kesme kuvveti ve burulma momenti değerleri ilgili yönlerde birim kuvvetler uygulanması sonucu aşağıdaki eşitliklerdeki gibi elde edilmektedir.

$M_2(x)=x$; $V_2(x)=1$ (3.15a)
$M_3(x)=-1$; $V_3(x)=0$ (3.15b)
$M_7(x)=-x$; $V_7(x)=1$ (3.15c)
$M_8(x)=-1$; $V_8(x)=0$ (3.15d)
$M_9(x)=-1$; $V_9(x)=0$ (3.15e)

(3.14) denklemindeki eğilme momenti ve kesme kuvveti değerleri ise konsol bir kiriş elemanına yerel z ekseni doğrultusundaki dış kuvvetlerin uygulanması sonucu (3.16) ifadelerindeki gibi elde edilmektedir.



Şekil 3.6. Konsol bir kirişe uygulanan dış kuvvetler

$$M_0(x)=\begin{cases}-\dfrac{q\,x^2}{2} & 0\le x\le a\\ -\dfrac{q\,x^2}{2}-P(x-a), & a<x\le L\end{cases} \tag{3.16a}$$

$$V_0(x)=\begin{cases}qx, & 0\le x\le a\\ qx+P, & a<x\le L\end{cases} \tag{3.16b}$$

Analizde etkili eğilme rijitliği için ACI ve CEB modellerinin göz önünde bulundurulması halinde esneklik katsayıları

$$f_{22}=\frac{1}{E_c}\int_0^L\frac{x^2}{I_{effz}}dx+\frac{s}{A}\int_0^L\frac{1}{\overline{G}_c}\,dx \tag{3.17a}$$

$$f_{23}=\frac{1}{E_c}\int_0^L\frac{(-x)}{I_{effz}}dx \tag{3.17b}$$

$$f_{33}=\frac{1}{E_c}\int_0^L\frac{1}{I_{effz}}dx \tag{3.17c}$$

$$f_{77}=\frac{1}{E_c}\int_0^L\frac{x^2}{I_{effy}}dx+\frac{s}{A}\int_0^L\frac{1}{\overline{G}_c}dx \tag{3.17d}$$

$$f_{78}=\frac{1}{E_c}\int_0^L\frac{x}{I_{effy}}dx \tag{3.17e}$$

$$f_{88}=\frac{1}{E_c}\int_0^L\frac{1}{I_{effy}}dx \tag{3.17f}$$

$$f_{70}=\frac{q}{2E_c}\int_0^L\frac{x^3}{I_{effy}}dx+\frac{qs}{A}\int_0^a\frac{x}{\overline{G}_c}dx+\frac{P}{E_c}\int_a^L\frac{x(x-a)}{I_{effy}}dx+\frac{s}{A}\int_a^L\frac{P}{\overline{G}_c}dx \tag{3.17g}$$

$$f_{80}=\frac{q}{2E_c}\int_0^L\frac{x^2}{I_{effy}}dx+\frac{P}{E_c}\int_a^L\frac{(x-a)}{I_{effy}}dx \tag{3.17h}$$

formunda elde edilmektedir. Etkili eğilme rijitliği hesabında olasılığa dayalı etkili rijitlik modelinin kullanılması halinde ise esneklik katsayıları

$$f_{22}=\frac{L^3}{3E_cI_{effz}}+\frac{s}{A}\int_0^L\frac{1}{\overline{G}_c}\,dx \tag{3.18a}$$

$$f_{23}=-\frac{L^2}{2E_cI_{effz}} \tag{3.18b}$$

$$f_{33}=\frac{L}{E_cI_{effz}} \tag{3.18c}$$

$$f_{77}=\frac{L^3}{3E_cI_{effy}}+\frac{s}{A}\int_0^L\frac{1}{G_c}dx \tag{3.18d}$$

$$f_{78}=\frac{L^2}{2E_cI_{effy}} \tag{3.18e}$$

$$f_{88}=\frac{L}{E_cI_{effy}} \tag{3.18f}$$

$$f_{70}=\frac{qL^4}{8E_cI_{effy}}+\frac{qs}{A}\int_0^a\frac{x}{G_c}dx+\frac{P}{3E_cI_{effy}}(L^3+a^3/2-3aL^2/2)+\frac{s}{A}\int_a^L\frac{P}{G_c}dx \tag{3.18g}$$

$$f_{80}=\frac{qL^3}{6E_cI_{effy}}+\frac{P}{E_cI_{effy}}(L^2/2+a^2/2-aL) \tag{3.18h}$$

şeklinde elde edilmektedirler.

ACI ve CEB modelleri göz önünde bulundurularak elde edilen denklemlerde, çatlamanın oluştuğu bölgeleri ve bu bölgelerdeki esneklik katsayılarının daha kolay hesap edilebilmesi için elemanın sol mesnedinden uzaklığının eleman boyuna olan oranı ξ gibi boyutsuz büyüklükle ifade edilirse, (3.15) ve (3.16) ifadelerindeki eğilme momenti ve kesme kuvveti değerleri aşağıdaki eşitliklerdeki gibi elde edilmektedir.

$$M_7(\xi)=-\xi L \quad ; \quad V_7(\xi)=1 \tag{3.19a}$$

$$M_8(\xi)=-1 \quad ; \quad V_8(\xi)=0 \tag{3.19b}$$

$$M_0(\xi)=\begin{cases}-\dfrac{q(\xi L)^2}{2} & 0\le\xi\le a/L\\ -\dfrac{q(\xi L)^2}{2}-P(\xi L-a), & a/L<\xi\le 1\end{cases} \tag{3.19c}$$

$$V_0(\xi)=\begin{cases}q\xi L, & 0\le\xi\le a/L\\ q\xi L+P, & a/L<\xi\le 1\end{cases} \tag{3.19d}$$

Bu denklemlerdeki eğilme momenti ve kesme kuvveti değerleri ile etkili eğilme rijitliği ve etkili kayma rijitliğininin (3.6) ve (3.10) ifadelerindeki değerleri, (3.17) eşitliklerinde yerlerine konulursa esneklik katsayıları,

$$f_{22}=\frac{L^3}{E_c\,I_{1z}}\int_0^1\frac{I_{1z}}{I_{2z}}\,\xi^2\,(1-F_{ts})d\xi+\frac{s\,L}{G_c\,A}\int_0^1\xi^0\,d\xi \tag{3.20a}$$

$$f_{23}=-\frac{L^2}{E_c\,I_{1z}}\int_0^1\frac{I_{1z}}{I_{2z}}(\xi)(1-F_{ts})d\xi \tag{3.20b}$$

$$f_{33}=\frac{L}{E_c\,I_{1z}}\int_0^L\frac{I_{1z}}{I_{2z}}\,(\xi^0)(1-F_{ts})d\xi \tag{3.20c}$$

$$f_{77}=\frac{L^3}{E_c\,I_{1y}}\int_0^1\frac{I_{1y}}{I_{2y}}\,\xi^2\,(1-F_{ts})d\xi+\frac{s\,L}{G_c\,A}\int_0^1\xi^0\,d\xi \tag{3.20d}$$

$$f_{78}=\frac{L^2}{E_c\,I_{1y}}\int_0^1\frac{I_{1y}}{I_{2y}}(\xi)(1-F_{ts})d\xi \tag{3.20e}$$

$$f_{88}=\frac{L}{E_c\,I_{1y}}\int_0^L\frac{I_{1y}}{I_{2y}}\,(\xi^0)(1-F_{ts})d\xi \tag{3.20f}$$

$$f_{70}=\frac{q\,L^4}{2\,E_c\,I_{1y}}\int_0^1\frac{I_{1y}}{I_{2y}}\,\xi^3\,(1-F_{ts})d\xi+\frac{q\,L^2 s}{G_c\,A}\int_0^1\xi\,F_{ss}d\xi$$
$$+\frac{P\,L^3}{E_c\,I_{1y}}\int_{a/L}^1\frac{I_{1y}}{I_{2y}}(\xi^2-(a/L)\xi)(1-F_{ts})d\xi+\frac{P\,L\,s}{G_c\,A}\int_{a/L}^1\xi^0 F_{ss}\,d\xi \tag{3.20g}$$

$$f_{80}=\frac{q\,L^3}{2\,E_c\,I_{1y}}\int_0^1\frac{I_{1y}}{I_{2y}}\,(\xi^2)(1-F_{ts})d\xi+\frac{P\,L^2}{E_c\,I_1}\int_{a/L}^1\frac{I_1}{I_2}(\xi-(a/L)\xi^0)(1-F_{ts})d\xi \tag{3.20h}$$

şeklinde elde edilmektedirler.

Esneklik katsayılarını elde etmek için kullanılan yukarıdaki denklemlerdeki ξ sayılarını ayrı ayrı integraller olarak düşünüp aşağıdaki gibi genel olarak sade bir formda ifade edebilir.

$$\int_0^1\frac{I_1}{I_2}\,\xi^n\,(1-F_{ts})d\xi=\frac{1}{n+1}+J_n \tag{3.21}$$

Bu eşitlikteki ilk terim 1/(n+1), çatlamamış haldeki elemanı, ikinci terim J_n ise çatlak ile birlikte deformasyon kabiliyetindeki artışı göstermektedir. İntegraller ξ lere göre parçalanıp üs değerlerine n katsayısı verilerek genelleştirilmiştir. J_n olarak adlandırılan ve çatlaktan kaynaklanan etkileri yani deformasyon kabiliyetindeki artışları ifade eden denklem aşağıdaki formda yazılabilir.

$$J_n = \int_0^1 \xi^n \left(\frac{I_1}{I_2} - 1 \right) d\xi - \int_0^1 \xi^n \frac{I_1}{I_2} F_{ts}\, d\xi \tag{3.22}$$

Bu ifadedeki ilk terim, elemanın tamamen çatlamış olarak düşünüldüğünde meydana gelen deformasyon kabiliyetindeki artışı, ikinci terim ise deformasyon kabiliyetinin çekme rijitleşmesine bağlı azalmasını ifade etmektedir.

Aynı şekilde, esneklik katsayılarını elde etmek için kullanılan (3.20) denklemlerindeki kesme kuvvetinden kaynaklanan integral değerleri de

$$\int_0^1 \xi^n F_{ss} d\xi = R_n \tag{3.23}$$

şeklinde ifade edilmektedir. Bu eşitlikteki R_n, özellikle çatlayan bölgelerdeki kayma deformasyondan kaynaklanan artışları göstermektedir.

Kiriş ve kolon elemanlarının çatlayan ve çatlamayan bölgelerindeki esneklik katsayılarının elde edilmesinde kullanılan integral değerleri her bölge için ayrı ayrı hesaplanmaktadır. Çatlamanın oluştuğu bölgelerdeki etkili atalet mometleri ve etkili kayma modülü değerleri eğilme momentine bağlı olarak değiştiğinden bu bölgelerdeki integral çözümleri nümerik integrasyondan faydalanılarak yapılmaktadır. Çatlak oluşmayan bölgelerde ise nümerik integrasyona gerek kalmamaktadır. Bu şekilde bütün bölgelerin esneklik katsayılarına etki ve katkıları sağlanmış olmaktadır.

Bilgisayar programı oluşturulurken yazılım kolaylığı açısından esneklik katsayılarını içeren ifadeler analizde etkili atalet momentlerinin hesabında ACI ve CEB modellerinin göz önünde bulundurulması halinde J_n ve R_n cinsiden

$$f_{22} = \frac{L^3}{3E_c I_{1z}}\left(1+3J_{2z}\right)+\frac{sL}{G_c A}\left(R_0\right) \quad (3.24a)$$

$$f_{23} = -\frac{L^2}{2E_c I_{1z}}\left(1+2J_{1z}\right) \quad (3.24b)$$

$$f_{33} = \frac{L}{E_c I_{1z}}\left(1+J_{0z}\right) \quad (3.24c)$$

$$f_{77} = \frac{L^3}{3E_c I_{1y}}\left(1+3J_{2y}\right)+\frac{sL}{G_c A}\left(R_0\right) \quad (3.24d)$$

$$f_{78} = -\frac{L^2}{2E_c I_{1y}}\left(1+2J_{1y}\right) \quad (3.24e)$$

$$f_{88} = \frac{L}{E_c I_{1y}}\left(1+J_{0y}\right) \quad (3.24f)$$

$$f_{70} = \frac{qL^4}{8E_c I_{1y}}\left(1+4J_{3y}\right)+\frac{PL^3}{6E_c I_{1y}}\left[\left(2-2(a/L)^3+6J_{2y}\right)-a/L\left(3-3(a/L)^2+6J_{1y}\right)\right]$$

$$+\frac{qL^2 s}{G_c A}\left(R_1\right)+\frac{PLs}{G_c A}\left(R_0\right) \quad (3.24g)$$

$$f_{80} = \frac{qL^3}{6E_c I_{1y}}\left(1+3J_{2y}\right)+\frac{PL^2}{E_c I_1}\left[\frac{1}{2}\left(1-(a/L)^2+2J_{1y}\right)-a/L\left(1-a/L\right)+J_{0y}\right] \quad (3.25h)$$

denklemlerindeki gibi elde edilmektedir. Etkili eğilme rijitliği hesabında olasılığa dayalı etkili rijitlik modelinin göz önünde bulundurulması halinde ise esneklik katsayıları R_n cinsinden

$$f_{22} = \frac{L^3}{3E_c I_{effz}}+\frac{sL}{G_c A}\left(R_0\right) \quad (3.25a)$$

$$f_{23} = -\frac{L^2}{2E_c I_{effz}} \quad (3.25b)$$

$$f_{33} = \frac{L}{E_c I_{effz}} \quad (3.25c)$$

$$f_{77} = \frac{L^3}{3E_c I_{effy}} + \frac{sL}{G_c A}(R_0) \tag{3.25d}$$

$$f_{78} = -\frac{L^2}{2E_c I_{effy}} \tag{3.25e}$$

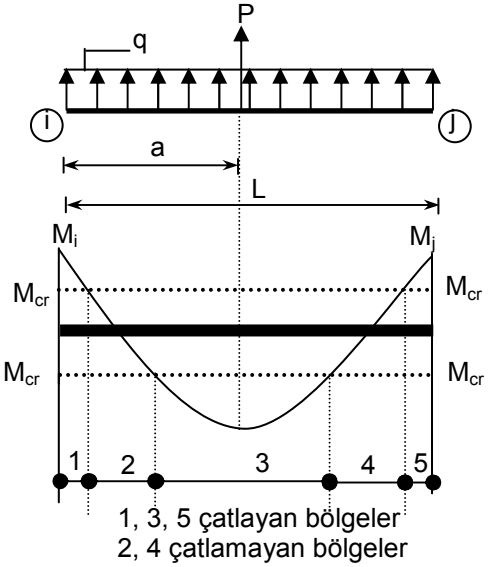
$$f_{88} = \frac{L}{E_c I_{effy}} \tag{3.25f}$$

$$f_{70} = \frac{qL^4}{8E_c I_{effy}} + \frac{qs}{A}\int_0^a \frac{x}{G_c}dx + \frac{P}{3E_c I_{effy}}(L^3 + a^3/2 - 3aL^2/2) + \frac{qL^2 s}{G_c A}(R_1) + \frac{PLs}{G_c A}(R_0) \tag{3.25g}$$

$$f_{80} = \frac{qL^3}{6E_c I_{effy}} + \frac{P}{E_c I_{effy}}(L^2/2 + a^2/2 - aL) \tag{3.26h}$$

formunda elde edilmektedirler.

Genel olarak bir kiriş veya kolon elemanında oluşabilecek çatlayan ve çatlamayan bölgeler elemanın mesnetlenme şekline ve yük durumuna bağlı olarak değişmektedir. Bir elemanda genel olarak oluşabilecek bu bölgeler Şekil 3.7'de gösterilmiştir.



Şekil 3.7. Herhangi bir kiriş veya kolon elemanında genel olarak eğilme momentinden dolayı oluşabilecek çatlayan ve çatlamayan bölgeler

Şekilden görüldüğü gibi 1, 3 ve 5 çatlayan, 2 ve 4 çatlamayan bölgeleri ifade etmektedir. Bu bölgelerin sınırları boyutsuz bir büyüklük olan ξ_i (i=1,6) ile belirtilmekte olup, bu değerlerden $\xi_1=0$, $\xi_6=1$ olmaktadır. Bu bölgeler ayrı ayrı göz önünde bulundurularak, genel olarak ifade edilen J_n ve R_n değerleri de integral formdan toplam forma getirilerek, aşağıdaki ifadeler elde edilmektedir.

$$J_n = \sum_{i=1}^{5}\left(\frac{I_1}{I_2}-1\right)\frac{\xi_{i+1}^{n+1}-\xi_i^{n+1}}{n+1} - \sum_{i=1}^{5}\frac{I_1}{I_2}\left[G_{ts,n}(\xi_{i+1})-G_{ts,n}(\xi_i)\right] \tag{3.26}$$

$$R_n = \sum_{i=1}^{5}\left[G_{ss,n}(\xi_{i+1})-G_{ss,n}(\xi_i)\right] \tag{3.27}$$

(3.26) ifadesindeki $G_{ts,n}$ çekme rijitleşmesi fonksiyonuna bağlı bir fonksiyon olup, açılımı aşağıdaki denklemden görülmektedir.

$$G_{ts,n} = \int \xi^n F_{ts}\, d\xi \tag{3.28}$$

(3.27) denklemindeki $G_{ss,n}$ ise

$$G_{ss,n} = \int \xi^n F_{ss} d\xi \tag{3.29}$$

şeklinde kayma rijitliği fonksiyonuna bağlı bir fonksiyondur.

Çatlamanın oluşmadığı bölgelerde bu fonksiyonların kullanılmasına gerek yoktur. Fakat bilgisayar programının oluşturulmasında gerek yazılım kolaylığını sağlamak, gerekse işlemlerin belirli bir düzende ilerlemesi için $F_{ts}=1-I_2/I_1$ ve $F_{ss}=1$ şeklinde uygun fonksiyonlar yazılıp normal analizle aynı değerler elde edilmektedir. Çatlayan bölgelerde ise Çizelge 3.1 ve Çizelge 3.2'de verilen fonksiyonlar kullanılmaktadır.

3.6. Eleman Rijitlik Katsayılarının Elde Edilişi

Üç boyutlu bir eleman için (12x12) boyutundaki eleman rijitlik matrisi ise, (3.11) denklemindeki esneklik katsayılarını içeren matrisin tersi alınarak ve denge denklemleri kullanılarak aşağıdaki denklemlerdeki gibi elde edilmektedir.

$$k_{11}= E_c\, A / L \tag{3.30a}$$

$$k_{44}= k_{11} \tag{3.30b}$$

$$k_{41}= -k_{11} \tag{3.30c}$$

$$k_{22}= f_{33} / (f_{22}\, f_{33} – f_{32}\, f_{23}) \tag{3.30d}$$

$$k_{23}= k_{32} = - f_{23} / (f_{22}\, f_{33} – f_{32}\, f_{23}) \tag{3.30e}$$

$$k_{33} = f_{22} / (f_{22}\, f_{33} – f_{32}\, f_{23}) \tag{3.30f}$$

$$k_{77}= f_{88} / (f_{77}\, f_{88} – f_{87}\, f_{78}) \tag{3.30g}$$

$$k_{78}= k_{87} = - f_{78} / (f_{77}\, f_{88} – f_{87}\, f_{78}) \tag{3.30h}$$

$$k_{88} = f_{77} / (f_{77}\, f_{88} – f_{87}\, f_{78}) \tag{3.30i}$$

$$k_{99}= G_c\, I_0 / L \tag{3.30j}$$

$$k_{52}= -k_{55}= -k_{22} \tag{3.30k}$$

$$k_{62}= -k_{56}= -k_{32}- k_{52}\, L \tag{3.30l}$$

$$k_{53}= -k_{23} \tag{3.30m}$$

$$k_{63}= -k_{33}- k_{53}\, L \tag{3.30n}$$

$$k_{65}= -k_{35}- k_{55}\, L \tag{3.30o}$$

$$k_{66}= -k_{36} –k_{56}\, L \tag{3.30p}$$

$$k_{107}= -k_{1010}= -k_{77} \tag{3.30q}$$

$$k_{127}= -k_{1012}= k_{107}\, L- k_{87} \tag{3.30r}$$

$$k_{108}= -k_{78} \tag{3.30s}$$

$$k_{128}= k_{108}\, L- k_{88} \tag{3.30t}$$

$$k_{1212}= k_{1012}\, L- k_{812} \tag{3.30u}$$

$$k_{1111}= k_{99} \tag{3.30v}$$

$$k_{119}= -k_{99} \tag{3.30y}$$

$$k_{12}= k_{13}= k_{17}= k_{18}= k_{19}=k_{27}=k_{28}= k_{29}= k_{37}= k_{38}= k_{39}= k_{79}= k_{89}= 0 \tag{3.30z}$$

Sonuç olarak,

$$\underline{k}\,\underline{d} + \underline{P}_0 = \underline{P} \tag{3.31}$$

formunda elde edilmektedir. Bu eşitlikteki $\underline{k}$ (12x12), $\underline{d}$ (12x1), $\underline{P}_0$ (12x1) ve $\underline{P}$ (12x1) değerleri eleman rijitlik matrisi, deplasman vektörü, dış kuvvetlerden dolayı oluşan uç kuvvet vektörü ve sonuç uç kuvvet vektörü değerleridir. Bu değerler eleman eksen takımında (x,y,z) olup, transformasyon matrisi aracılığı ile global eksen takımına (X,Y,Z) çevrilmektedirler.

3.7. Rijit Diyafram Modeli

Yapıların üç boyutlu analizi için geliştirilen rijit diyafaram modelinde döşemelerin düzlemi içerisinde sonsuz rijit olduğu yani şekil değiştirmediği kabul edilmektedir. Böylece döşeme üzerinde seçilen bir ‘‘Master Noktası’’ nın birbirine dik iki yatay öteleme ve döşeme düzlemine dik eksen etrafında dönme deplasmanlarının bilinmesi durumunda, döşeme üzerindeki diğer düğümlerin deplasmanları, master noktası deplamanlarına bağlı olarak hesaplanabilmektedir (Şekil 3.8). Kolon, kiriş ve rijit diyafaram döşemelerinden oluşan yapılarda her katta;

3*(Düğüm Sayısı)+3

adet bilinmeyen deplasman bulunmaktadır. Dolayısı ile N katlı bir yapıda,

Bilinmeyen sayısı=N*(3*j+3) (3.32)
j: Kattaki düğüm sayısı

olacaktır. Şekil 3.8’in incelenmesinden görüleceği gibi döşemeye ait j noktasındaki deplasmanlar, master noktası deplasmanları cinsinden

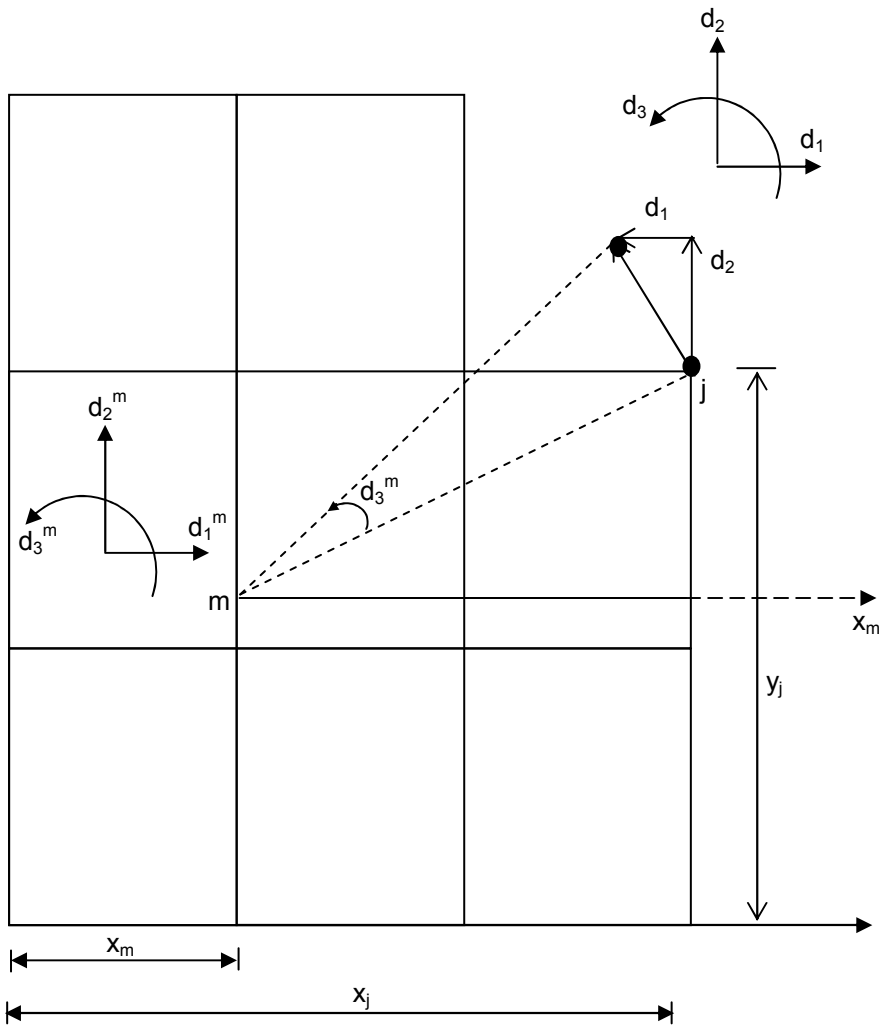
$$d_3 = d_3^m \tag{3.33a}$$

$$d_1 = d_1^m - d_3^m(y_j - y_m) \quad (3.33b)$$

$$d_2 = d_2^m + d_3^m(x_j - x_m) \quad (3.33c)$$

bağıntıları ile hesaplanabilir. Düğüm noktalarına ait diğer deplasmanlar ise (3*j) düğümlerin iki yatay eksen etrafındaki dönme ve düşey eksen (z) doğrultusundaki öteleme deplasmanları olup, bu deplasmanlar master noktası deplasmanlarından bağımsızdır. Ayrıca, bu modelde kirişler rijit diyafram içinde kaldığından bu elemanlarda eksenel deformasyon meydana gelmemektedir.

Rijit diyafram modelinde yapılan kabullerin sağladığı en önemli avantaj, bilinmeyen sayısında büyük azalmanın sağlanması ve çözümün kolaylaşmasıdır.



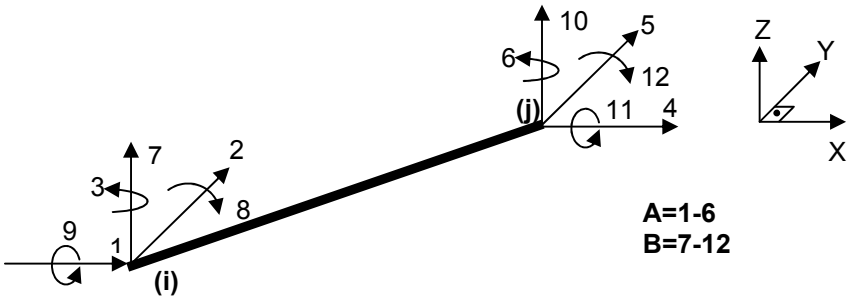
Şekil 3.8. Rijit diyafaram modeli

3.8. Rijit Diyafaram Modelinin Uygulanması İçin Elde Edilen Denklemler

Elemanların kendi eksenlerine göre elde edilmiş olan rijitlik denklemi transformasyon matrisi aracılığı ile global koordinat sistemine çevrildikten sonra aşağıdaki formda oluşmaktadır.

$$\begin{bmatrix} \underline{P}'_A \\ \underline{P}'_B \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{k}'_{AA} & \underline{k}'_{AB} \\ \underline{k}'_{BA} & \underline{k}'_{BB} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{d}'_A \\ \underline{d}'_B \end{bmatrix} \tag{3.34}$$

Bu denklemdeki $\underline{k}'_{AA}$ (6x6), $\underline{k}'_{AB}$ (6x6), $\underline{k}'_{BA}$ (6x6), $\underline{k}'_{BB}$ (6x6) ve $\underline{d}'_A$ (6x1) ve $\underline{d}'_B$ (6x1) değerleri Şekil 3.9'da gösterilen ilgili yönlerdeki global koordinat sisteminde elemanda oluşan rijitlik matrisi ve deplasman değerleridir.



Şekil 3.9. Herhangi bir elemanda global eksen takımında ilgili yönlerde oluşan deplasmanlar

d'_1, d'_2, d'_3, d'_4, d'_5 ve d'_6 deplasmanlarını içeren $\underline{d}'_A$ vektörü global koordinat sisteminde olup, analizde kullanılan rijit diyafram modeli ışığı altında i ucu m_i master noktası ve j ucu m_j master noktası deplasmanlarına (3.35) denklemlerindeki gibi bağlıdır.

$$d'_1 = d'_1{}^{mi} - (y_i - y_{mi})\, d'_3{}^{mi} \tag{3.35a}$$

$$d'_2 = d'_2{}^{mi} + (x_i - x_{mi})\, d'_3{}^{mi} \tag{3.35b}$$

$$d'_3 = d'_3{}^{mi} \tag{3.35c}$$

$$d'_4 = d'_1{}^{mj} - (y_j - y_{mj})\, d'_3{}^{mj} \tag{3.35d}$$

$$d'_5 = d'^{mi}_2 + (x_j - x_{mj})\, d'^{mj}_3 \tag{3.35e}$$

$$d'_6 = d'^{mi}_3 \tag{3.35f}$$

Bu denklemlerdeki x_i, y_i ve x_j, y_j değerleri elemanın i ve j ucunun x ve y koordinatlarını, $d'^{mi\ (j)}_k$ elemanın i (j) ucunun bağlı olduğu master noktasının k nolu deplasmanını (k=1, 2, 3) belirtmektedir. Bu ifadeler, matris formunda yazılırsa aşağıdaki gibi bir eşitlik elde edilmiş olur.

$$\begin{bmatrix} d'_1 \\ d'_2 \\ d'_3 \\ d'_4 \\ d'_5 \\ d'_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & y_{mi} - y & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & x_i - x_{mi} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & y_{mj} - y_j \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & x_j - x_{mj} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d'^{mi}_1 \\ d'^{mi}_2 \\ d'^{mi}_3 \\ d'^{mj}_1 \\ d'^{mj}_2 \\ d'^{mj}_3 \end{bmatrix} \tag{3.36}$$

Bu ifade kompakt formda ise,

$$\underline{d}'_A = \underline{B}\, \underline{d}'_m \tag{3.37}$$

şeklinde elde edilmektedir. Bu denklemdeki $\underline{B}_{i*i}\,(i = 1,6)$, ilgili yönlerdeki deplasmanları master noktası deplasmanları cinsinden elde etmeye yarayan dönüşüm matrisini, d'_m ise master noktası deplasmanlarını içeren vektörü ifade etmektedir.

(3.34) eşitliğindeki d'_B, Şekil 3.9'dan görüldüğü gibi global koordinat sisteminde, elemanın d'_7, d'_8, d'_9, d'_{10}, d'_{11} ve d'_{12} deplasmanlarını içeren vektörüdür. Aynı eşitlikteki $\underline{P}'_A$ ve $\underline{P}'_B$ değerleri, ilgili yönlerdeki global koordinat sistemindeki elemanın uç kuvvet vektörleri olup,

$$\underline{P}'_A = \underline{k}'_{AA}\, \underline{d}'_A + \underline{k}'_{AB}\, \underline{d}'_B \tag{3.38a}$$

$$\underline{P}'_B = \underline{k}'_{BA}\, \underline{d}'_A + \underline{k}'_{BB}\, \underline{d}'_B \tag{3.38b}$$

denklemlerindeki gibi ifade edilmektedir. Bu eşitliklerdeki $\underline{d}'_A$ yerine ilgili yöndeki deplasmanları master noktası deplasmanları cinsinden ifade eden (3.37) denklemindeki ($\underline{B}\,\underline{d}'_m$) yazılır ve (3.38a) ifadesi dönüşüm matrisinin transpozu ($\underline{B}^T$) ile çarpılırsa aşağıdaki eşitlikler elde edilir.

$$\underline{B}^T\ \underline{P}'_A = \underline{B}^T\ \underline{k}'_{AA}\ \underline{B}\,d'_m + \underline{B}^T\ \underline{k}'_{AB}\ \underline{d}'_B \tag{3.39a}$$

$$\underline{P}'_B = \underline{k}'_{BA}\ \underline{B}\,d'_m + \underline{k}'_{BB}\ \underline{d}'_B \tag{3.39b}$$

Bu denklemdeki $\underline{B}^T\ \underline{P}'_A$ ifadesi kuvvetlerin master noktasındaki eşdeğeri olup, $\underline{P}'_m$ ile belirtilirse (3.39a) ifadesi

$$P'_m = B^T\ k'_{AA}\ B\,d'_m + B^T\ k'_{AB}\ d'_B \tag{3.40}$$

şeklinde oluşmaktadır. Bu denklemler matris formunda yazılırsa aşağıdaki eşitlik elde edilmektedir.

$$\begin{bmatrix} \underline{P}'_m \\ \underline{P}'_B \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{B}^T\underline{k}'_{AA}\,\underline{B} & \underline{B}^T\underline{k}'_{AB}\,\underline{B} \\ \underline{k}'_{BA}\,\underline{B} & \underline{k}'_{BB} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{d}'_m \\ \underline{d}'_B \end{bmatrix} \tag{3.41}$$

Bu denklem kompakt fomda ise,

$$\underline{P}'^{mb} = \underline{k}'^{mb}\ \underline{d}'^{mb} \tag{3.42}$$

şeklinde belirtilmektedir. Yapıyı oluşturan bütün elemanlarda bu işlemler adım adım uygulanmakta ve her elemandan gelen katkılar göz önünde bulundurularak, sistem boyutundaki rijitlik matrisi ve yük vektörleri elde edilmektedir. Bu değerlerden de sistem boyutundaki deplasmanlarla her elemanın uç kuvvetleri ve deplasmanları elde edilmektedir.

3.9. Yöntemin Algoritması

Bu çalışmada çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak betonarme çerçevelerin rijit diyafram modeli ile üç boyutlu analizi için geliştirilen bilgisayar programında analiz adımları kısaca maddeler halinde aşağıdaki gibi özetlenmiştir.

1. Analizlerde iteratif yöntem uygulanmasından dolayı betonarme yapı ilk etapta, kiriş ve kolon elemanlarda çatlak oluşmadığı kabul edilerek lineer analizle çözümlenmektedir.

2. Elemanlarda oluşan moment dağılımlarına bağlı olarak ξ_i koordinatları da göz önünde bulundurularak çatlayan ve çatlamayan bölgeler belirlenmektedir.

3 J_0, J_1, J_2, J_3 ve R_0 ve R_1 katsayıları, ξ_i boyusuz büyüklükleri integral sınırları olmak üzere daha önceki bölümde verilen toplam formülleriyle elde edilmektedir.

4. Analizde etkili atalet momentlerinin hesabında ACI veya CEB modelinin göz önünde bulundurulması halinde f_{ii}, f_{ij}, f_{ji}, f_{jj}, f_{io}, f_{jo} esneklik katsayıları J_n ve R_n katsayıları kullanılarak elde edilmektedir. Etkili atalet momentlerinin hesabında olasılığa dayalı etkili rijitlik modelinin göz önünde bulundurulması halinde ise f_{ii}, f_{ij}, f_{ji}, f_{jj}, f_{io}, f_{jo} esneklik katsayıları R_n değerleri ile birlikte (3.23) denklemleri aracılığı ile elde edilmektedir.

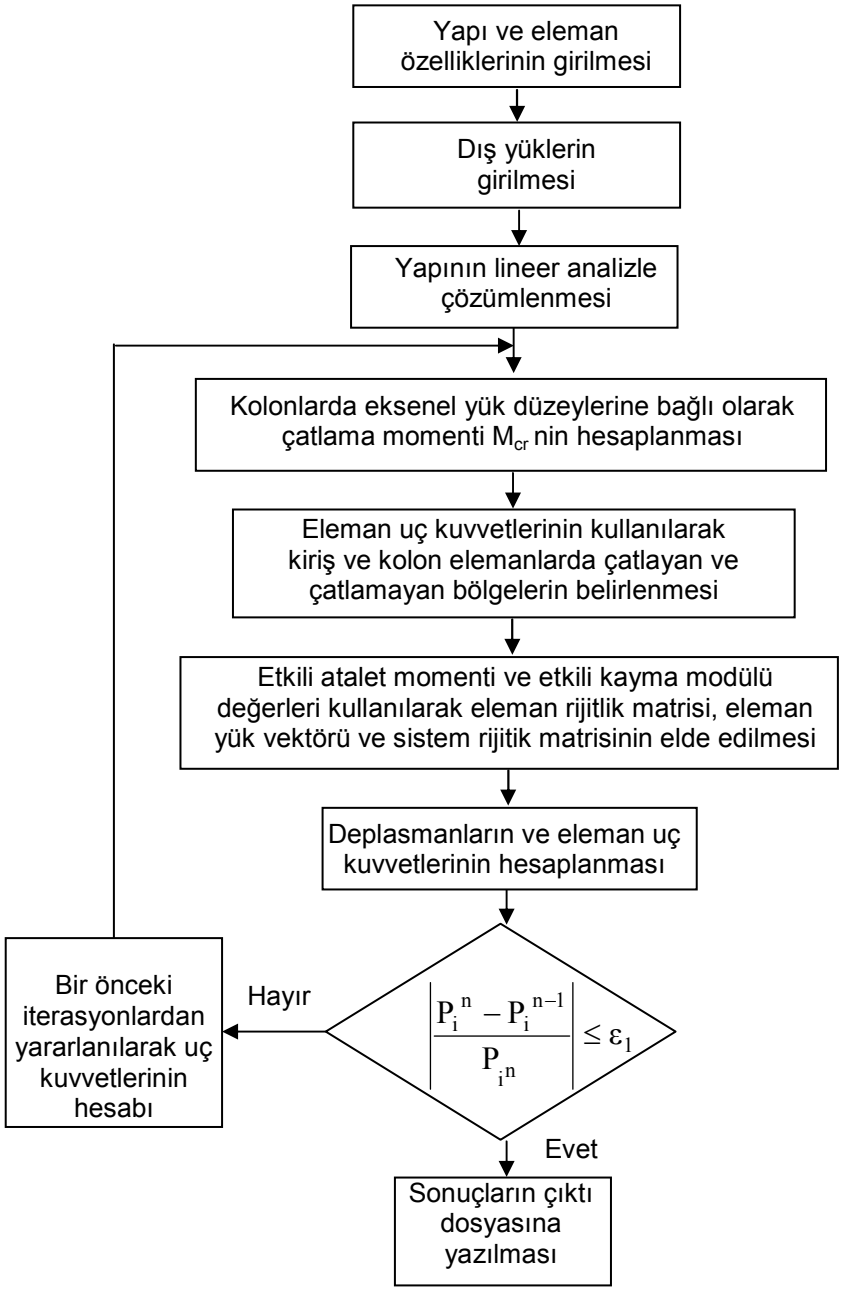
5. Esneklik katsayıları kullanılarak eleman rijitlik matrisi ve yük vektörleri elde edilmekte ve daha sonra bu değerler transformasyon matrisleri aracılığı ile global koodinat sistemine çevrilmektedirler.

6. Her elemandan gelen etki ve katkılar göz önünde bulundurularak sistem rijitlik matrisi ve sistem yük vektörü değerleri elde edilmektedir. Daha sonra sistem denklemi çözülerek, sistem deplasmanları ile her elemanın uç kuvvetleri ve uç deplasmanları elde edilmektedir.

7. Her iterasyonda 2. adımdan başlamak üzere bu işlemler adım adım uygulanmakta ve birbirini izleyen iki iterasyondaki uç kuvvetleri arasında yeterli yakınsaklık sağlanınca işlemlere son verilmektedir. Bilgisayar programı akış diyagramı ve programın yapısı bir sonraki bölümde ayrıntılı şekilde irdelenmiştir.

3.10. Bilgisayar Programı

Kiriş ve kolonlardaki çatlamalar göz önünde bulundurularak betonarme çerçevelerin üç boyutlu analizi için iteratif yönteme dayalı olarak geliştirilen bilgisayar programı Fortran 77 dilinde yazılmış olup, çözüm algoritmasının akış diyagramı Şekil 3.10'da gösterilmiştir.



Şekil 3.10. Bilgisayar programı akış diyagaramı

Analizde her iterasyonda bir önceki iterasyondaki eleman uç kuvveti değerleri kullanılarak çözümlemelerin yapılmasıyla uç kuvvetleri arasında belirlenen yakınsaklığa ulaşılması zaman alıcı olabilmektedir. Herhangi bir iterasyonda bazı elemanların rijitliğindeki büyük azalmalar, bu elemanlara daha az iç kuvvet transferine ve buna bağlı olarak diğer iterasyonda rijitliklerinin aşırı ölçüde artmasına neden olabilmektedir. Rijitlikteki bu artış bu elemanlara daha fazla iç kuvvet aktarımına ve buna bağlı olarak tekrar rijitliğinde ani azalmalara neden olabilmektedir. Rijitlikteki bu dalgalanmalar artan iterasyonlarla önlenmediği takdirde sonuca ulaşmak zaman alıcı olabilmektedir. Bu nedenden dolayı geliştirilen yöntemde her iterasyonda o iterasyondan önceki uç kuvveti değerlerinin ortalaması kullanılarak kiriş ve kolon elemanlarının çatlayan ve çatlamayan bölgeleri belirlenmekte ve bu bölgeler göz önünde bulundurulup elemanların esneklik katsayıları ile rijitlik matrisi ve yük vektörleri elde edilerek çözümlemeler yapılmaktadır. Geliştirilen programlarda,

$$\left|\frac{P_i^{\,n} - P_i^{\,n-1}}{P_i^{\,n}}\right| \le \varepsilon_1 \tag{3.43}$$

şeklinde bir yakınsaklık kriteri kullanılmıştır. Bu denklemdeki ε_1 yakısaklık kriterini, n iterasyon numarasını, P_i^n ve P_i^{n-1} n. ve (n-1). iterasyonlarda elemanda oluşan uç kuvveti değerleridir.

3.10.1. Bilgisayar Programının Yapısı

Yatay ve düşey yükler etkisi altındaki betonarme yapıda kiriş ve kolonlardaki çatlamalar göz önünde bulundurularak geliştirilen bilgisayar programı 11 bölümden oluşmaktadır. Bu bölümler

1. Ana program
2. ‘‘Input’’ Data dosyasının okunması
3. ‘‘Tx’’ Her eleman için transformasyon matrisinin hesabı.
4. ‘‘Kontrol1’’ Yapıyı oluşturan kiriş elmanlarında oluşabilecek çatlayan ve

çatlamayan bölgelerin belirlenmesi

5. ‘‘Beamcoll’’ Elemanlara ait rijitlik matrisinin elde edilmesi
6. ‘‘Sistem’’ Sistem rijitlik matrisi ve sistem yük vektörünün oluşturulması
7. ‘‘Bansol’’ Yapıya ait sistem denkleminin çözülerek sistem deplasmanlarının elde edilmesi
8. ‘‘Bcforce’’ Elemanlara ait uç kuvveti değerlerinin elde edilmesi
9. ‘‘Kontrol2’’ Birbirini izleyen iki iterasyondaki eleman uç kuvvetleri arasındaki yakınsaklığın elde edilmesi
10. ‘‘Hava’’ Eleman uç kuvvetlerinin çıktı dosyasına yazılması
11. ‘‘Ndisp’’ Her elemana ait elde edilen deplasmanların çıktı dosyasına yazılması

şeklinde olup, gerektiğinde ana program tarafından çağrılarak işlemelere devam edilmektedir.

3.10.2. Veri Hazırlama Klavuzu

Bilgisayar programlarına veri girişi herhangi bir editör yazılımı ile hazırlanabilen ve data bloklarından oluşan data dosyası ile yapılmaktadır. Data dosyası **genel bilgiler**, **eleman özellikleri**, **koordinatlar**, **mesnet şartları** ve **yükler** olmak üzere beş bölümden oluşmaktadır.

3.10.2.1. Genel Bilgiler

Genel bilgiler data bloğunun birinci satırında,

Np, Nm, Ick, Ikk, Est

şeklinde,

Np:Yapıdaki toplam düğüm sayısı

Nm: Yapıdaki toplam eleman sayısı

Ick: Çatlamayı kontrol eden parametre

Ikk: Kayma deformasyonlarını kontrol eden parametre

Est: Çeliğin elastisite modülü

değerleri girilmektedir. Çatlamayı ve kayma deformasyonlarını kontrol eden parametreler 1 olarak girilmişse, analizde çatlama ve kayma deformasyonları etkisi göz önünde bulundurulacaktır. Bu değerler sıfır olarak girildiğinde ise çatlama ve/veya kayma deformasyonları etkisi analizde göz önünde bulundurulmayacaktır. Bu data bloğunun ikinci satırında, etkili atalet momenti hesabında kullanılacak model ve parametreler, üçüncü satırda ise etkili kayma modülü hesabında kullanılacak model girilmektedir.

3.10.2.2. Eleman Özellikleri

Data bloğunun bu kısmında aşağıdaki değerler sırası ile girilmektedir.

K Id Jd Mi Mj Bw H PP Em Fctk As Asp Nb Nc Asgv

Buradaki,

K: Eleman numarası

Id: Elemanın i ucunun düğüm numarası

Jd: Elemanın j ucunun düğüm numarası

mi: elemanın bağlı bulunduğu i ucunun master noktası düğüm numarası

mj: elemanın bağlı bulunduğu j ucunun master noktası düğüm numarası

bw: Kesit genişliği

H: Kesit yüksekliği

pp: Paspayı

E_m: Betonun elastisite modülü

Fctk: Betonun karakteristik çekme dayanımı

As: Kesitteki çekme donatısı alanı

Asp: Kesitteki basınç donatısı alanı

Nb: Basınç donatısı sayısı

Nc: Çekme donatısı sayısı

Asgv: Kesitteki gövde donatısı alanı

değerleridir. Eğer çekme donatısı alanını belirten değerler sıfır olarak girilmişse çatlama o eleman için göz önünde bulundurulmayıp, lineer elastik model kullanılacaktır.

3.10.2.3. Koordinatlar

Koordinatlar data bloğunda bilgi girişi iki şekilde olmaktadır. Eğer düğüm noktalarının koordinatlarını herhangi bir şekilde türetme imkanı yoksa,

K1 Pkoor1 Pkoor2 Pkoor3

şeklinde, elemanın düğüm numarası ve o düğümün x, y ve z koordinatları girilmektedir.

Koordinatları türetme imkânı varsa,

K1 K2 R X Y Z U

şeklinde,

K1: Türetmesi yapılacak ilk düğümün numarası

K2: Türetmesi yapılacak son düğümün numarası

R: Türetme miktarı

X: Türetmesi yapılacak düğümün x koordinatı

Y: Türetmesi yapılacak düğümün y koordinatı

Z: Türetmesi yapılacak düğümün z koordinatı

U: Türetmesi yapılacak düğüm noktaları arası uzaklık

değerleri girilmektedir. Burada doğrusal bir türetme yapılabilmekte ve türetmesi yapılacak düğüm noktalarının bir doğru üzerinde bulunması ve ara mesafelerinin eşit olması gerekmektedir.

3.10.2.4. Mesnet Şartları

Gerek kirişlerde, gerekse kolonlarda oluşabilecek çatlamalar göz önünde bulundurularak çerçevelerin üç boyutlu analizi için geliştirilen bilgisayar programında data bloğunun bu bölümünde, düğüm numarası ve o düğümün mesnet şartlarını ifade eden değerler girilmektedir. Bilgi girişi düğümlerin mesnet şartlarında

türetme olup olmamasına bağlı olarak iki şekilde yapılmaktadır. Eğer türetme söz konusu değilse düğüm numarası ve o düğümün mesnet şartlarını belirten değerler girilmektedir. Düğümlerin mesnet şartlarını türetme imkanı varsa,

R1 R2 Rm Rx Ry Rz Rxx Ryy Rzz

şeklinde,

R1: Türetmesi yapılacak ilk düğümün numarası

R2: Türetmesi yapılacak son düğümün numarası

Rm: Türetme miktarı

Rx: Türetmesi yapılacak düğümün x yönündeki deplasmanını ifade eden mesnet şartı

Ry: Türetmesi yapılacak düğümün y yönündeki deplasmanını ifade eden mesnet şartı

Rz: Türetmesi yapılacak düğümün z yönündeki deplasmanını ifade eden mesnet şartı

Rxx: Türetmesi yapılacak düğümün x ekseni etrafındaki dönmesini ifade eden mesnet şartı

Ryy: Türetmesi yapılacak düğümün y ekseni etrafındaki dönmesini ifade eden mesnet şartı

Rzz: Türetmesi yapılacak düğümün z ekseni etrafındaki dönmesini ifade eden mesnet şartı

değerleri girilmektedir.

3.10.2.5. Yükler

Yükler data bloğunda bilgi girişi, yayılı yükler ve düğüm yükleri olmak üzere iki kısımdan oluşmaktadır. Elemanlar üzerine gelen yayılı yükler biribirinine eşit oldukları zaman bir önceki data bloklarında olduğu gibi bu değerler türetme yapılarak aşağıdaki gibi girilebilir.

Kb Ks Ft Yyuk Tek Ai

Buradaki,

Kb: Türetmesi yapılacak ilk elemanın numarası

Ks: Türetmesi yapılacak son elemanın numarası

Kt: Türetme miktarı

Yyuk: Eleman üzerindeki yayılı yük

Tek: Elemana etkiyen tekil yük

Ai: Tekil yükün sol mesnetten olan uzaklığı

değerleridir. Eğer türetme sözkonusu değilse

K1 Uyuk Tek Ai

formunda, değerleri girilmektedir.

Yükler data bloğunun düğüm yükleri bölümünde ise

Ky Y1 Y2 Y3 Y4 Y5 Y6

şeklinde,

Ky: Düğüm Numarası

Y1: Düğüme x yönünde etkiyen kuvvet

Y2: Düğüme y yönünde etkiyen kuvvet

Y3: Düğüme z yönünde etkiyen kuvvet

Y4: Düğüme etkiyen burulma momenti

Y5: Düğüme etkiyen y ekseni etrafındaki eğilme momenti

Y6: Düğüme etkiyen z ekseni etrafındaki eğilme momenti

değerleri sırası ile girilmektedir.

3.11. Türk Deprem Yönetmeliğinde Belirtilen Kontroller

Bu bölümde bu çalışma kapsamı içerisinde kullanılacak olan ve Türk Deprem Yönetmeliğinde (TDY) belirtilen göreli kat ötelemesi ve ikinci mertebe etkileri kontrollerine değinilecektir.

3.11.1. İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü

Taşıyıcı sistem elemanlarının doğrusal elastik olmayan davranışını esas alan daha kesin bir hesap yapılmadıkça, ikinci mertebe etkileri aşağıda belirtilen şartlara göre göz önüne alınabilir.

$$\theta_i = \frac{(\Delta_i)_{ort} \sum_{j=1}^{N} W_j}{V_i h_i} \tag{3.44a}$$

$$\theta_i \leq 0.12 \tag{3.44b}$$

Burada $(\Delta_i)_{ort}$, i'inci kattaki kolon ve perdelerde hesaplanan göreli kat ötelemelerinin kat içindeki ortalama değerini ifade etmekte olup (3.45) denklemi yardımıyla

$$(\Delta_i)_{ort} = ((\Delta_i)_{max} + (\Delta_i)_{min}) / 2 \tag{3.45}$$

şeklinde elde edilmektedir. (3.44) ve (3.45) denklemlerindeki

$(\Delta_i)_{max}$: Binanın i'inci katındaki maksimum göreli kat ötelemesi,

$(\Delta_i)_{min}$: Binanın i'inci katındaki minimum göreli kat ötelemesi.

V_i : i'inci kattaki kesme kuvveti,

h_i : i'inci kattaki kat yüksekliği,

$\sum_{j=1}^{N} W_j$: i'inci katın üstündeki kat ağırlıkları toplamını göstermektedir.

Göz önüne alınan deprem doğrultusunda her bir katta, ikinci mertebe gösterge değeri, θ_i'nin (3.44) denklemi ile verilen koşulu sağlaması durumunda, ikinci mertebe etkileri, yürürlükteki betonarme ve çelik yapı yönetmeliklerine göre değerlendirilecektir.

İkinci mertebe değeri, θ_i değerinin herhangi bir katta 0.12'den büyük olması durumunda taşıyıcı sistem rijitliği yeterli ölçüde arttırılarak sistemin deprem hesabı tekrarlanmalıdır.

3.7.2. Göreli Kat Ötelemelerinin Sınırlandırılması

Herhangi bir kolon veya perde için, ardışık iki kat arasındaki yer değiştirme farkını ifade eden göreli kat ötelemesi Δ_i, (3.46) denklemindeki gibi elde edilmektedir.

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} \tag{3.46}$$

Bu denklemde d_i ve d_{i-1}, binanın i'inci ve (i-1)'inci katlarında herhangi bir kolon veya perdenin uçlarında hesapla elde edilen rölatif yatay yer değiştirmelerini göstermektedir.

Her bir deprem doğrultusu için, binanın herhangi bir i'inci katındaki kolon veya perdede, (3.46) denklemi ile hesaplanan göreli kat ötelemelerinin kat içindeki en büyük değeri $(\Delta_i)_{max}$, (3.47) denklemlerinde verilen koşulu sağlamalıdır.

$$\left(\Delta_i\right)_{max} / h_i \le 0.02 / R \tag{3.47}$$

(3.47) verilen koşulun binanın herhangi bir katında sağlanamaması durumunda, taşıyıcı sistemin rijitliği arttırılarak deprem hesabı tekrarlanacaktır. Ancak verilen koşul sağlansa bile, yapısal olmayan gevrek elemanların (cephe elemanları vb.) elde edilen göreli kat ötelemeleri altında kullanılabilirliği hesapla doğrulanmalıdır.

4. GEOMETRİK NONLİNEERLİK ve ÇATLAMALARIN ETKİSİ GÖZ ÖNÜNDE BULUNDURULARAK BETONARME ÇERÇEVELERİNİN ÜÇ BOYUTLU ANALİZİ

4.1. Giriş

Betonarme yapıların projelendirilmesinde kesit hesaplarında beton ve çeliğin elastik ötesi davranışlarının göz önüne alınmasına karşın, yapısal analizde lineer elastik hesap yöntemleri kullanılmaktadır. Ancak betonarme elemanların doğrusal olmayan davranışlarının, özellikle çatlamadan sonra eğilme rijitliklerinde oluşacak azalmaların göz önüne alınması, hem yapıda oluşacak iç kuvvetlerin dağılımını hem de yer değiştirme değerlerini önemli ölçüde etkileyebilmektedir. Rijitlikteki azalmaların yüklerin artmasıyla birlikte çatlamaların ilerlemesine bağlı olarak arttığı da düşünülürse, betonarme bir elemanda çatlamadan sonraki eğilme rijitlikleri büyük bir öneme sahip olmakta ve eğilme rijitliğindeki azalmalar yapıda oluşan deplasmanların önemli derecede artmasına neden olabilmektedir.

Yapı sistemleri yüklerin düşük olduğu düzeylerde lineer bir davranış göstermelerine karşın, yüklerin artmasıyla kiriş ve kolon elemanlarda çatlamaların oluşması ve buna bağlı olarak deplasmanların artmasıyla birlikte, düğüm noktalarının yer değiştirmesi ve eğilme momentleri ve eksenel kuvvetlerin birbirlerinin rijitliklerini etkilemesi nedeniyle oluşan geometrik nonlineerlik etkiler yapı davranışı üzerinde önemli bir etkiye sahip olabilmektedir. Bu bölümde gerek çatlamaların etkisi gerekse geometrik nonlineerlik etkiler göz önünde bulundurularak betonarme çerçevelerin üç boyutlu analizi için geliştirilen diğer analitik yöntem ayrıntılı bir şekilde ele alınacaktır. Geliştirilen yöntemde formülasyonlar rijitlik matrisi yöntemine dayandırılarak oluşturulmuştur. Çatlamalardan sonra elemanların etkili atalet momentlerinin hesabında olasılığa dayalı etkili rijitlik modeli kullanılmış olup, analizde kayma deformasyonları etkisi göz önünde bulundurulmamıştır.

4.2. Doğrusal Olmayan Eleman Rijitlik Matrisi ve Yük Vektörünün Elde Edilmesi

Geometrik nonlineerlik içeren yapı analizleri genelde ikinci mertebe analiz olarak adlandırılmaktadır. Geometrik nonlineerlikler yükleme sırasında düğümlerin yer değiştirmesi ve eksenel kuvvet ve momentlerin birbirlerinin rijitliklerini etkilemesi nedeniyle meydana gelmektedir. Bu durumda lineer olmayan analiz için rijitlik matrisi eksenel kuvvet etkisi altındaki çubuk elemanın davranışını idare eden denklemin sınır şarları altında çözümünden elde edilmekte ve eksenel kuvvetin basınç, çekme ve sıfır olması durumları için farklı şekilde bulunmaktadırlar. Daha önceki bölümde ifade edildiği gibi üç boyutlu halde çubuk elemanların her bir ucunda asal eksenler doğrultusunda üç deplasman ve bu eksenler etrafında üç dönme oluşmaktadır. Ayrıca bu deplasmanlar ve dönmeler yönünde kuvvetler ve momentler etkimektedir. Üç boyutlu durumda kuvvetler ve deplasmanlar arasındaki temel ilişkiyi belirten eleman rijitlik denklemi aşağıdaki denklemdeki gibi ifade edilmektedir.

$$\underline{k}\,\underline{d} + \underline{P}_0 = \underline{P} \tag{4.1}$$

Bu eşitlikteki $\underline{k}$ (12x12), $\underline{d}$ (12x1), $\underline{P}_0$ (12x1) ve $\underline{P}$ (12x1) değerleri eleman rijitlik matrisi, deplasman vektörü, dış kuvvetlerden dolayı oluşan uç kuvvet vektörü ve toplam uç kuvvet vektörü değerleridir. Bu değerler eleman eksen takımında (x,y,z) olup, transformasyon matrisi aracılığı ile global eksen takımına (X,Y,Z) çevrilmektedirler.

(4.1) denklemindeki $\underline{k}$ ve $\underline{P}_0$ değerleri gerek çatlamaların gerekse eğilme momentleri ve eksenel kuvvetlerin etkileşimi nedeniyle oluşan etkiler göz önünde bulundurularak elde edilmişlerdir. Çatlamalardan sonra kiriş ve kolon elemanların eğilme rijitliğinde oluşan değişimler olasılığa dayalı etkili rijitlik modeli ile göz önünde bulundurulmuş olup, etkili atalet momentlerinin elde edilebilmesi için bir önceki bölümde bu modele bağlı olarak verilen formülasyonlar kullanılmıştır. Rijitlik etki katsayıları eksenel kuvvet etkisi altındaki konsol bir kiriş elemanına ilgili yönlerde birim deplasmanlar verilerek o elemanın davranışını idare eden denklemin

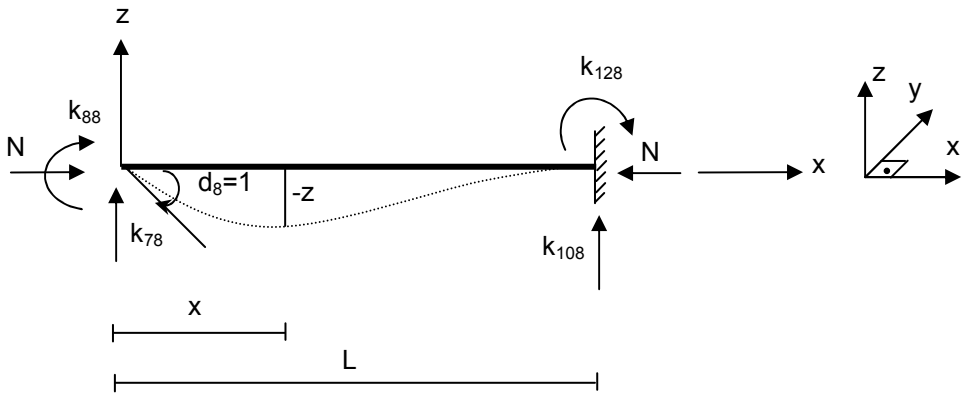
sınır şartı altından çözümünden elde edilmekte ve eksenel kuvvetin basınç, çekme ve sıfır olması durumları için farklı şekilde bulunmaktadırlar.

4.2.1. Rijitlik Katsayılarının Elde Edilmesi

4.2.1.1. Eksenel Kuvvetin Basınç Olması Durumu(N>0)

Eksenel kuvvetin basınç olması halinde rijitlik etki katsayıları bu eksenel kuvvet etkisi altındaki konsol bir kiriş elemanına ilgili yönlerde birim deplasmanlar verilerek elemanın davranışını idare eden denklemin sınır şartları altında çözümünden elde edilmişlerdir.

d_8=1 durumu:



Şekil 4.1. Eksenel basınç kuvveti için d_8=1 durumunda rijitlik katsayıları

Elemanın davranışını idare eden difransiyel denklem

$$k^2 = \frac{N}{EI_{effy}} \tag{4.2}$$

olmak üzere

$$E I_{effy}\, z'' = -N z + k_{78}\, x + k_{88} \tag{4.3a}$$

$$z'' + k^2 z = \frac{k_{78}}{EI_{effy}} x + \frac{k_{88}}{EI_{effy}} \tag{4.3b}$$

şeklinde elde edilmektedir. Bu diferansiyel denklemin genel çözümü

$$z = A\sin kx + B\cos kx + Cx + D \tag{4.4}$$

şeklinde olmakta ve aşağıdaki denklemlerde verilen sınır şartları uygulanarak

$$x=0 \quad z=0 \quad z'=1 \tag{4.5a}$$

$$x=L \quad z=0 \quad z'=0 \tag{4.5b}$$

A, B, C ve D katsayıları

$$u=kL,\ c=\cos kL,\ s=\sin kL,\ H=us+2c-2 \tag{4.6}$$

değerleri olmak üzere

$$A = -\frac{us + c - 1}{kH} \qquad B = -D = \frac{s - uc}{kH} \qquad C = \frac{1 - c}{H} \tag{4.7}$$

şeklinde elde edilmektedirler. Bu katsayılar da kullanılarak diferansiyel denklemin çözümü

$$z = \frac{-(us + c - 1)\sin kx - (uc - s)\cos kx - (c - 1)kx - uc + s}{kH} \tag{4.8}$$

formunda elde edilmekte olup, x=0 ve x=L'de M=EIz"(x=0, x=L) değerleri ve denge denklemleri aracılığı ile rijitlik katsayılarının ilgili terimleri

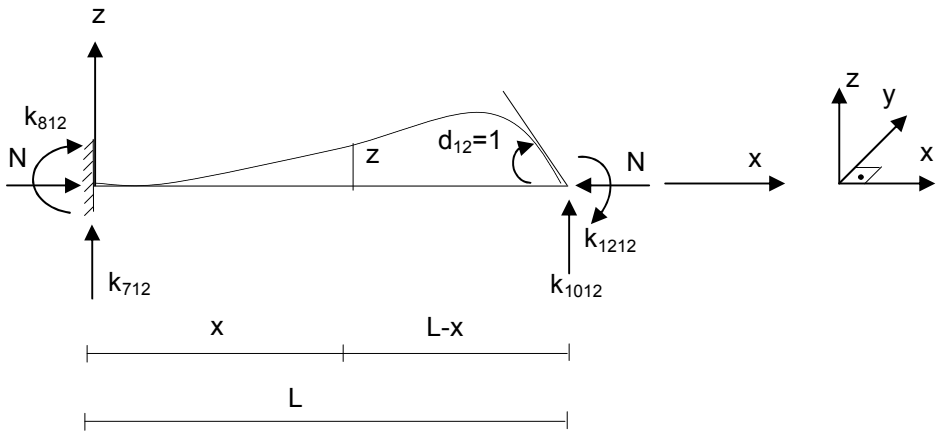
$$k_{88} = \frac{u(uc - s)}{H}\frac{EI_{effy}}{L} \tag{4.9a}$$

$$k_{128} = \frac{u(s - u)}{H}\frac{EI_{effy}}{L} \tag{4.9b}$$

$$k_{78} = -k_{108} = \frac{k_{88} + k_{128}}{L} = \frac{u^2(1 - c)}{H}\frac{EI_{effy}}{L^2} \tag{4.9c}$$

şeklinde elde edilmektedirler. Bu aşamadan sonra eleman rijitlik katsayılarının diğer terimleri konsol bir kirişe diğer yönlerde birim deplasmanlar verilmesiyle aynı işlem adımları aynı sıra ve düzende uygulanarak elde edilmektedirler.

d_{12}=1 durumu:



Şekil 4.2. Eksenel basınç kuvveti için d_{12}=1 durumunda rijitlik katsayıları

Elemanın davranışını idare eden diferansiyel denklem ($k^2 = \frac{N}{EI_{effy}}$):

$$z''+k^2 z = \frac{k_{1012}(L-x)}{EI_{effy}} - \frac{k_{1212}}{EI_{effy}} \qquad (4.10)$$

Sınır Şartları:

$$x=0 \quad z=0 \quad z'=0 \qquad (4.11a)$$

$$x=L \quad z=0 \quad z'=1 \qquad (4.11b)$$

Elde edilen A, B, C, D katsayıları ve diferansiyel deklemin çözümü :

(u=kL, c=coskL, s=sinkL, H=us+2c-2)

$$A = \frac{c-1}{kH} \qquad B = -D = \frac{u-s}{kH} \qquad C = \frac{1-c}{H} \qquad (4.12a)$$

$$z = \frac{(c-1)\sin kx + (u-s)\cos kx - (c-1)kx - u + s}{kH} \tag{4.12b}$$

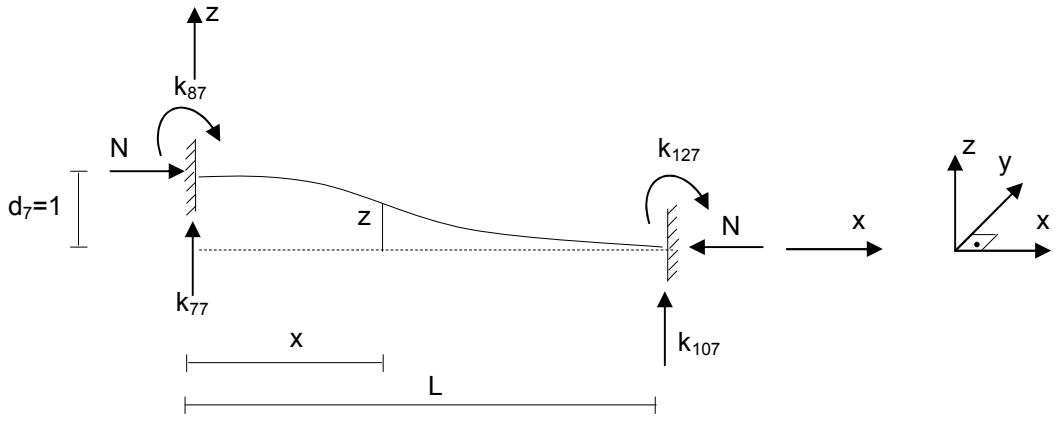
M=EIz"(x=0, x=L) ve denge denklemleri aracılığı elde edilen rijitlik katsayıları:

$$k_{1212} = \frac{u(uc-s)}{H}\frac{EI_{effy}}{L} \tag{4.13a}$$

$$k_{812} = \frac{u(s-u)}{H}\frac{EI_{effy}}{L} \tag{4.13a}$$

$$k_{712} = -k_{1012} = \frac{k_{1212} + k_{812}}{L} = \frac{u^2(1-c)}{H}\frac{EI_{effy}}{L^2} \tag{4.13c}$$

d_7=1 durumu



Şekil 4.3. Eksenel basınç kuvveti için d_7=1 durumunda rijitlik katsayıları

Elemanını davranışını idare eden diferansiyel denklem($k^2 = \frac{N}{EI_{effy}}$):

$$z''+k^2 z = \frac{k_{77}}{EI_{effy}}x + \frac{k_{87}}{EI_{effy}} + \frac{N}{EI_{effy}} \tag{4.14}$$

Sınır Şartları:

x=0 z=1 z'=0 (4.15a)

x=L z=0 z'=0 (4.15b)

Elde edilen A, B, C, D katsayıları ve diferansiyel deklemin çözümü:

(u=kL, c=coskL, s=sinkL, H=us+2c-2)

$$A = \frac{s}{H},\ B = \frac{c-1}{H},\quad C = \frac{-ks}{H},\quad D = \frac{us+c-1}{H} \tag{4.16a}$$

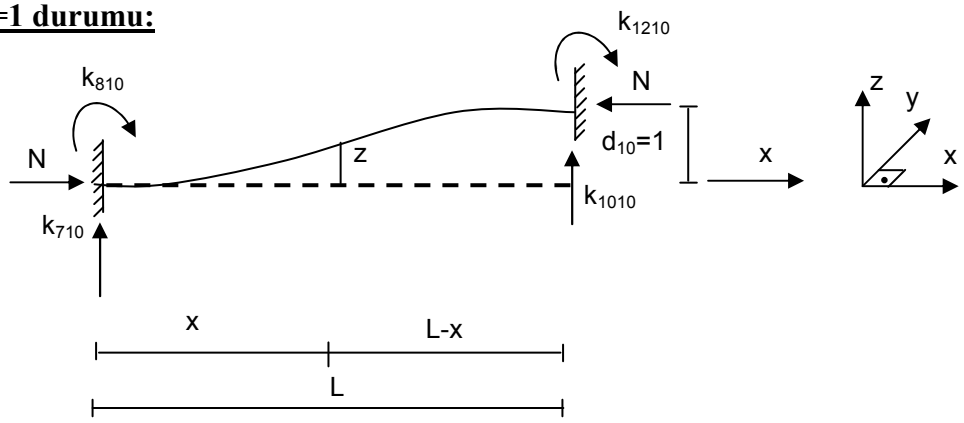
$$z = \frac{s}{H}\sin kx + \frac{c-1}{H}\cos kx - \frac{ks}{H}x + \frac{us+c-1}{H} \tag{4.16b}$$

M=EIz"(x=0, x=L) ve denge denklemleri aracılığı elde edilen rijitlik katsayıları:

$$k_{87} = k_{127} = -\frac{u^2(c-1)}{H}\ \frac{EI_{effy}}{L^2} \tag{4.17a}$$

$$k_{107} = -k_{77} = \frac{u^3 s}{H}\ \frac{EI_{effy}}{L^3} \tag{4.17b}$$

d_{10}=1 durumu:



Şekil 4.4. Eksenel basınç kuvveti için d_{10}=1 durumunda rijitlik katsayıları

Elemanını davranışını idare eden diferansiyel denklem($k^2 = \frac{N}{EI_{effy}}$):

$$z''+k^2 z = \frac{k_{1010}(L-x)}{EI_{effy}} - \frac{k_{1210}}{EI_{effy}} + \frac{N}{EI_{effy}} \tag{4.18}$$

Sınır Şartları:

$$x=0 \quad z=0 \quad z'=0 \tag{4.19a}$$

$$x=L \quad z=1 \quad z'=0 \tag{4.19b}$$

Elde edilen A, B, C, D katsayıları ve diferansiyel deklemin çözümü:

(u=kL, c=coskL, s=sinkL, H=us+2c-2)

$$A = -\frac{s}{H},\ B = \frac{1-c}{H},\quad C = \frac{ks}{H},\quad D = \frac{c-1}{H} \tag{4.20a}$$

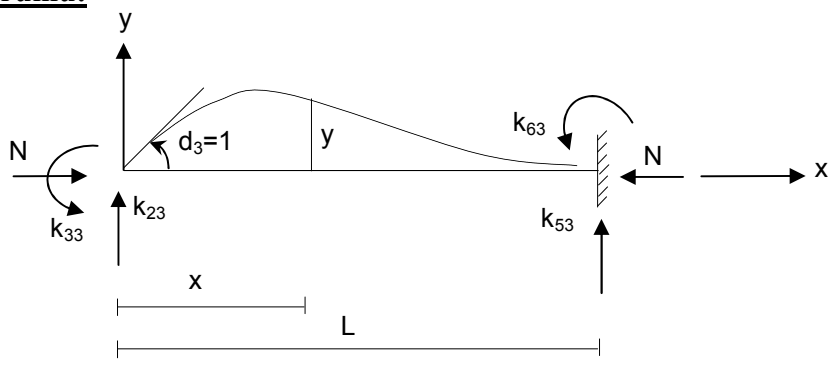
$$z = -\frac{s}{H}\sin kx - \frac{c-1}{H}\cos kx + \frac{ks}{H}x + \frac{c-1}{H} \tag{4.20b}$$

M=EIz''(x=0, x=L) ve denge denklemleri aracılığı elde edilen rijitlik katsayıları:

$$k_{810} = k_{1210} = \frac{u^2(c-1)}{H}\ \frac{EI_{effy}}{L^2} \tag{4.21a}$$

$$k_{1010} = -k_{710} = -\frac{u^3 s}{H}\ \frac{EI_{effy}}{L^3} \tag{4.21b}$$

d_3=1 durumu:



Şekil 4.5. Eksenel basınç kuvveti için d_3=1 durumunda rijitlik katsayıları

Elemanını davranışını idare eden diferansiyel denklem:

$$E I_{effz}\, y'' = -N y + k_{23} x - k_{33} \tag{4.22a}$$

$$y'' + k^2 y = \frac{k_{23}}{EI_{effz}} x - \frac{k_{33}}{EI_{effz}} \tag{4.22b}$$

$$k^2 = \frac{N}{EI_{effz}} \tag{4.23}$$

Diferansiyel denklemin genel çözümü:

$$y = A\sin kx + B\cos kx + Cx + D \tag{4.24}$$

Sınır Şartları:

$$x=0 \quad y=0 \quad y'=1 \tag{4.25a}$$

$$x=L \quad y=0 \quad y'=0 \tag{4.25b}$$

Elde edilen A, B, C, D katsayıları ve diferansiyel deklemin çözümü:

$$A = \frac{us + c - 1}{kH} \qquad B = -D = \frac{uc - s}{kH} \qquad C = \frac{c-1}{H} \tag{4.26a}$$

$$u=kL,\ c=\cos kL,\ s=\sin kL,\ H=us+2c-2. \tag{4.26b}$$

$$y = \frac{(us + c - 1)\sin kx + (uc - s)\cos kx + (c-1)kx - uc + s}{kH} \tag{4.26c}$$

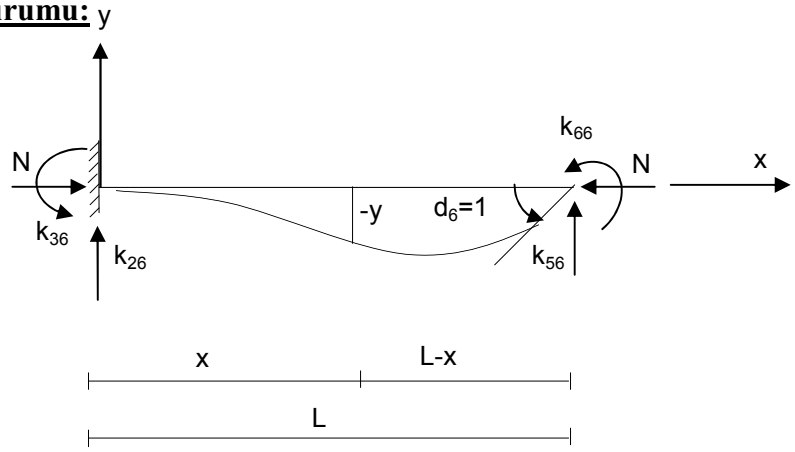
M=EIy"(x=0, x=L) ve denge denklemleri aracılığı elde edilen rijitlik katsayıları:

$$k_{33} = \frac{u(uc - s)}{H}\frac{EI_{effz}}{L} \tag{4.27a}$$

$$k_{63} = \frac{u(s - u)}{H}\frac{EI_{effz}}{L} \tag{4.27b}$$

$$k_{23} = -k_{53} = \frac{k_{33} + k_{63}}{L} = \frac{u^2(c-1)}{H}\frac{EI_{effz}}{L^2} \qquad (4.27c)$$

d_6=1 durumu:



Şekil 4.6. Eksenel basınç kuvveti için d_6=1 durumunda rijitlik katsayıları

Elemanın davranışını idare eden diferansiyel denklem($k^2 = \frac{N}{EI_{effz}}$):

$$EI_{effz}\, y'' = -N\, y + k_{56}(L - x) + k_{66} \qquad (4.28a)$$

$$y'' + k^2 y = \frac{k_{56}(L-x)}{EI_{effz}} + \frac{k_{66}}{EI_{effz}} \qquad (4.28b)$$

Sınır Şartları:

$$x=0 \quad y=0 \quad y'=0 \qquad (4.29a)$$

$$x=L \quad y=0 \quad y'=1 \qquad (4.29b)$$

Elde edilen A, B, C, D katsayıları ve diferansiyel deklemin çözümü:

(u=kL, c=coskL, s=sinkL, H=us+2c-2)

$$A = -\frac{c-1}{kH} \qquad B = -D = \frac{s-u}{kH} \qquad C = \frac{c-1}{H} \qquad (4.30a)$$

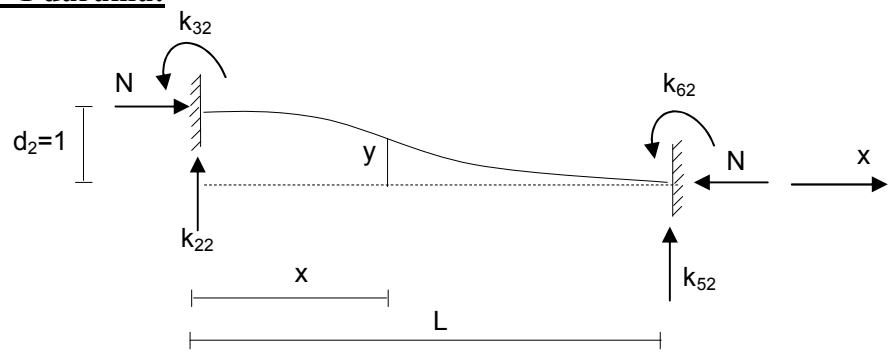
$$y = \frac{(1-c)\sin kx - (u-s)\cos kx + (c-1)kx + u - s}{kH} \tag{4.30b}$$

M=EIy"(x=0, x=L) ve denge denklemleri aracılığı elde edilen rijitlik katsayıları:

$$k_{36} = \frac{u(s-u)}{H}\frac{EI_{effz}}{L} \quad k_{66} = \frac{u(uc-s)}{H}\frac{EI_{effz}}{L} \tag{4.31a}$$

$$k_{26} = -k_{56} = \frac{k_{66}+k_{36}}{L} = \frac{u^2(c-1)}{H}\frac{EI_{effz}}{L^2} \tag{4.31b}$$

d_2=1 durumu:



Şekil 4.7. Eksenel basınç kuvveti için d_2=1 durumunda rijitlik katsayıları

Elemanın davranışını idare eden diferansiyel denklem($k^2 = \frac{N}{EI_{effz}}$):

$$y''+k^2 y = \frac{k_{22}}{EI_{effz}}x - \frac{k_{32}}{EI_{effz}} + \frac{N}{EI_{effz}} \tag{4.32a}$$

Sınır Şartları:

x=0 y=1 y'=0 (4.33a)

x=L y=0 y'=0 (4.33b)

Elde edilen A, B, C, D katsayıları ve diferansiyel deklemin çözümü:

(u=kL, c=coskL, s=sinkL, H=us+2c-2)

$$A = \frac{s}{H},\ B = \frac{c-1}{H},\quad C = \frac{-ks}{H},\quad D = \frac{us+c-1}{H} \tag{4.34a}$$

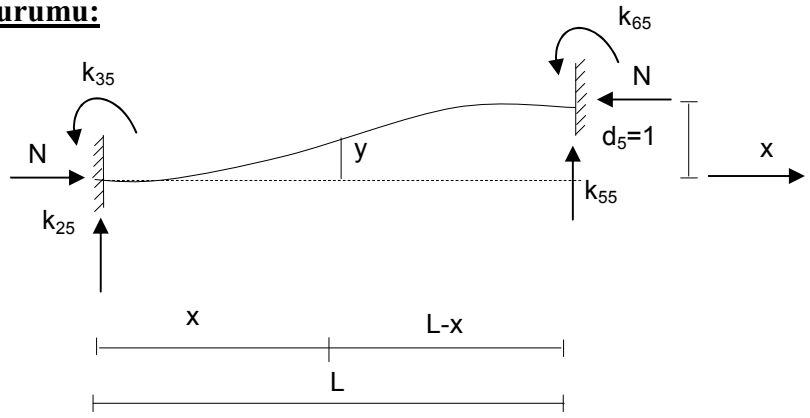
$$y = \frac{s}{H}\sin kx + \frac{c-1}{H}\cos kx - \frac{ks}{H}x + \frac{us+c-1}{H} \tag{4.34b}$$

M=EIy"(x=0, x=L) ve denge denklemleri aracılığı elde edilen rijitlik katsayıları:

$$k_{32} = k_{62} = \frac{u^2(c-1)}{H}\ \frac{EI_{effz}}{L^2} \tag{4.35a}$$

$$k_{22} = -k_{52} = \frac{-u^3 s}{H}\ \frac{EI_{effz}}{L^3} \tag{4.35b}$$

d_5=1 durumu:



Şekil 4.8. Eksenel basınç kuvveti için d_5=1 durumunda rijitlik katsayıları

Elemanın davranışını idare eden diferansiyel denklem($k^2 = \frac{N}{EI_{effz}}$):

$$y''+k^2 y = \frac{k_{55}(L-x)}{EI_{effz}} + \frac{k_{65}}{EI_{effz}} + \frac{N}{EI_{effz}} \tag{4.36a}$$

Sınır Şartları:

$$x=0 \quad y=0 \quad y'=0 \tag{4.37a}$$

$$x=L \quad y=1 \quad y'=0 \tag{4.37b}$$

Elde edilen A, B, C, D katsayıları ve diferansiyel deklemin çözümü:

(u=kL, c=coskL, s=sinkL, H=us+2c-2)

$$A = -\frac{s}{H},\ B = -\frac{c-1}{H},\quad C = \frac{ks}{H},\quad D = \frac{c-1}{H} \tag{4.38a}$$

$$y = -\frac{s}{H}\sin kx - \frac{c-1}{H}\cos kx + \frac{ks}{H}x + \frac{c-1}{H} \tag{4.38b}$$

M=EIy"(x=0, x=L) ve denge denklemleri aracılığı elde edilen rijitlik katsayıları:

$$k_{35} = k_{65} = -\frac{u^2(c-1)}{H}\ \frac{EI_{effz}}{L^2} \tag{4.39a}$$

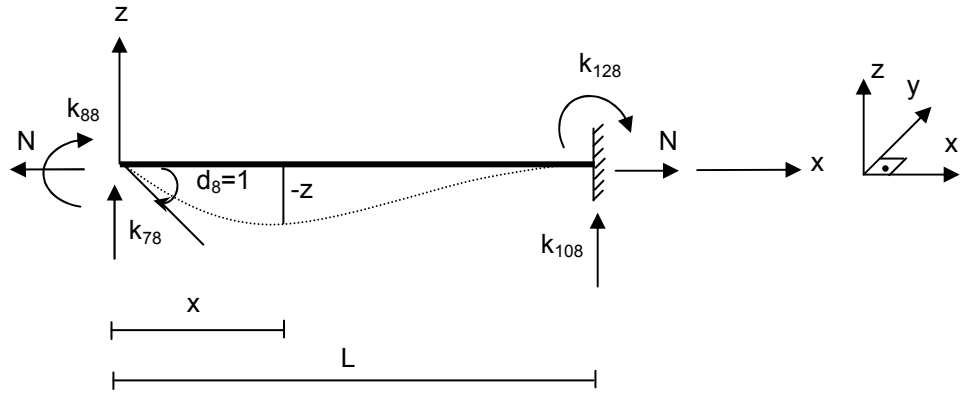
$$k_{25} = -k_{55} = \frac{u^3 s}{H}\ \frac{EI_{effz}}{L^3} \tag{4.39b}$$

.

4.2.1.2. Eksenel Kuvvetin Çekme Olması Durumu(N<0)

Eksenel kuvvetin çekme olması halinde ise rijitlik katsayıları yine aynı şekilde konsol bir kiriş elemanına ilgili yönlerde birim deplasmanlar verilerek elemanın davranışını idare eden denklemin sınır şartları altında çözümünden aynı işlem adımları uygulanılarak elde edilmektedirler.

d_8=1 durumu:



Şekil 4.9. Eksenel çekme kuvveti için d_8=1 durumunda rijitlik katsayıları

Elemanın davranışını idare eden diferansiyel denklem:

$$E I_{effy} z'' = N z + k_{78} x + k_{88} \tag{4.40a}$$

$$z'' - k^2 z = \frac{k_{78}}{EI_{effy}} x + \frac{k_{88}}{EI_{effy}} \qquad k^2 = \frac{N}{EI_{effy}} \tag{4.40b}$$

Diferansiyel denklemin genel çözümü:

$$z = A'\sinh kx + B'\cosh kx + C'x + D' \tag{4.41}$$

Sınır Şartları:

$$x=0 \quad z=0 \quad z'=1 \tag{4.42a}$$

$$x=L \quad z=0 \quad z'=0 \tag{4.42b}$$

Elde edilen A', B', C', D' katsayıları ve diferansiyel deklemin çözümü:

$$A' = -\frac{us - c + 1}{kH} \qquad B' = -D' = \frac{uc - s}{kH} \quad C' = \frac{c - 1}{H} \tag{4.43a}$$

$$u=kL,\ c=\cosh kL,\ s=\sinh kL,\ H=us-2c+2. \tag{4.43b}$$

$$z = \frac{-(us - c + 1)\sinh kx + (uc - s)\cosh kx + (c - 1)kx - uc + s}{kH} \tag{4.43c}$$

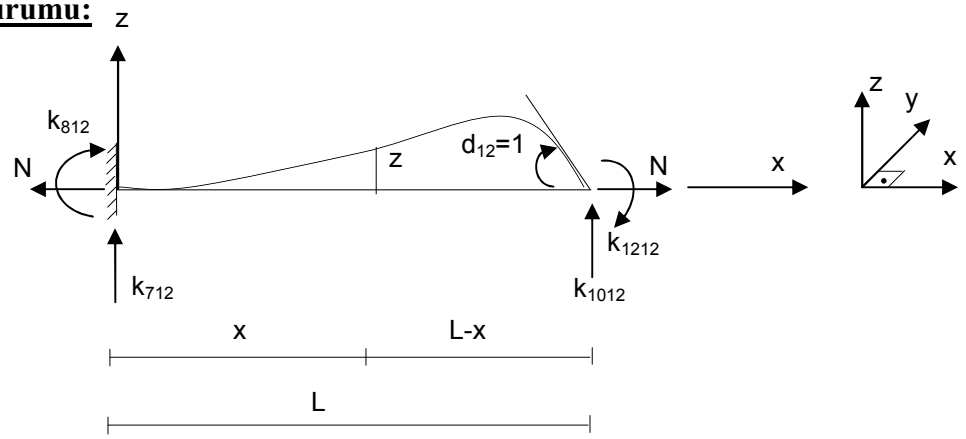
M=EIz"(x=0, x=L) ve denge denklemleri aracılığı elde edilen rijitlik katsayıları:

$$k_{88} = \frac{u(uc - s)}{H}\frac{EI_{effy}}{L} \tag{4.44a}$$

$$k_{128} = \frac{u(s - u)}{H}\frac{EI_{effy}}{L} \tag{4.44b}$$

$$k_{78} = -k_{108} = \frac{k_{88} + k_{128}}{L} = \frac{u^2(1 - c)}{H}\frac{EI_{effy}}{L^2} \tag{4.44c}$$

d_{12}=1 durumu:



Şekil 4.10. Eksenel çekme kuvveti için d_{12}=1 durumunda rijitlik katsayıları

Elemanın davranışını idare eden diferansiyel denklem($k^2 = \frac{N}{EI_{effy}}$):

$$z'' - k^2 z = \frac{k_{1012}(L - x)}{EI_{effy}} - \frac{k_{1212}}{EI_{effy}} \tag{4.45}$$

Sınır Şartları:

$$x=0 \quad z=0 \quad z'=0 \tag{4.46a}$$

$$x=L \quad z=0 \quad z'=1 \tag{4.46b}$$

Elde edilen A', B', C', D' katsayıları ve diferansiyel deklemin çözümü:

(u=kL, c=coshkL, s=sinhkL, H=us-2c+2)

$$A' = \frac{1-c}{kH} \qquad B' = -D' = \frac{s-u}{kH} \qquad C' = \frac{c-1}{H} \tag{4.47a}$$

$$z = \frac{(1-c)\sinh kx + (s-u)\cosh kx + (c-1)kx + u - s}{kH} \tag{4.47b}$$

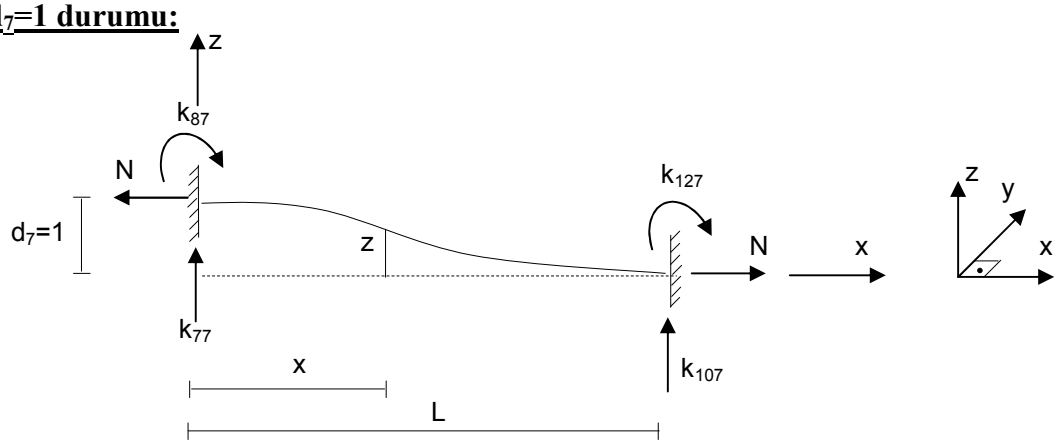
M=EIz"(x=0, x=L) ve denge denklemleri aracılığı elde edilen rijitlik katsayıları:

$$k_{1212} = \frac{u(uc-s)}{H}\frac{EI_{effy}}{L} \tag{4.48a}$$

$$k_{812} = \frac{u(s-u)}{H}\frac{EI_{effy}}{L} \tag{4.48b}$$

$$k_{712} = -k_{1012} = \frac{k_{1212}+k_{812}}{L} = \frac{u^2(1-c)}{H}\frac{EI_{effy}}{L^2} \tag{4.48c}$$

d_7=1 durumu:



Şekil 4.11. Eksenel çekme kuvveti için d_7=1 durumunda rijitlik katsayıları

Elemanın davranışını idare eden diferansiyel denklem($k^2 = \frac{N}{EI_{effy}}$):

$$z''-k^2 z = \frac{k_{77}}{EI_{effy}} x + \frac{k_{87}}{EI_{effy}} - \frac{N}{EI_{effy}} \tag{4.49}$$

Sınır Şartları:

$$x=0 \quad z=1 \quad z'=0 \tag{4.50a}$$

$$x=L \quad z=0 \quad z'=0 \tag{4.50b}$$

Elde edilen A', B', C', D' katsayıları ve diferansiyel deklemin çözümü:

(u=kL, c=coshkL, s=sinhkL, H=us-2c+2)

$$A' = \frac{s}{H}, \; B' = \frac{1-c}{H}, \quad C' = \frac{-ks}{H}, \quad D' = \frac{us-c+1}{H} \tag{4.51a}$$

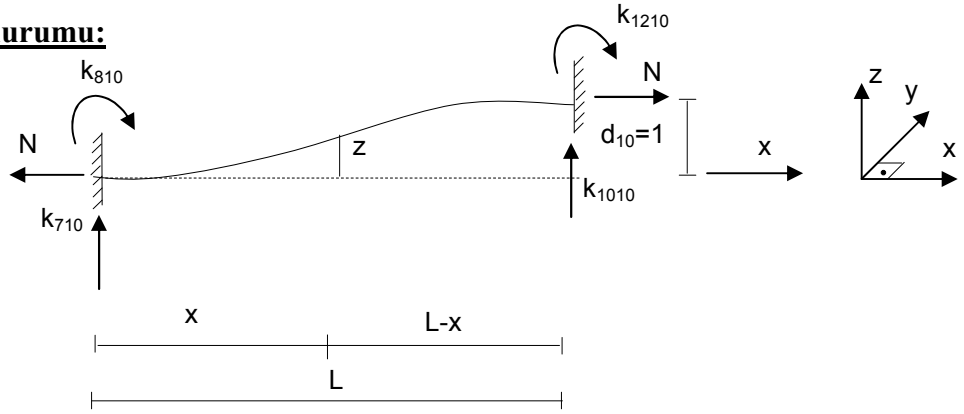
$$z = \frac{s}{H}\sinh kx - \frac{c-1}{H}\cosh kx - \frac{ks}{H}x + \frac{us-c+1}{H} \tag{4.51b}$$

M=EIz"(x=0, x=L) ve denge denklemleri aracılığı elde edilen rijitlik katsayıları:

$$k_{87} = k_{127} = -\frac{u^2(c-1)}{H}\frac{EI_{effy}}{L^2} \tag{4.52a}$$

$$k_{107} = -k_{77} = -\frac{u^3 s}{H}\frac{EI_{effy}}{L^3} \tag{4.52b}$$

d_{10}=1 durumu:



Şekil 4.12. Eksenel çekme kuvveti için d_{10}=1 durumunda rijitlik katsayıları

Elemanın davranışını idare eden diferansiyel denklem($k^2 = \frac{N}{EI_{effy}}$):

$$z''-k^2 z = \frac{k_{1010}(L-x)}{EI_{effy}} - \frac{k_{1210}}{EI_{effy}} - \frac{N}{EI_{effy}} \tag{4.53}$$

Sınır Şartları:

$$x=0 \quad z=0 \quad z'=0 \tag{4.54a}$$

$$x=L \quad z=1 \quad z'=0 \tag{4.54b}$$

Elde edilen A', B', C', D' katsayıları ve diferansiyel deklemin çözümü:

(u=kL, c=coshkL, s=sinhkL, H=us-2c+2)

$$A' = -\frac{s}{H},\ B' = \frac{c-1}{H},\quad C' = \frac{ks}{H},\quad D' = \frac{1-c}{H} \tag{4.55a}$$

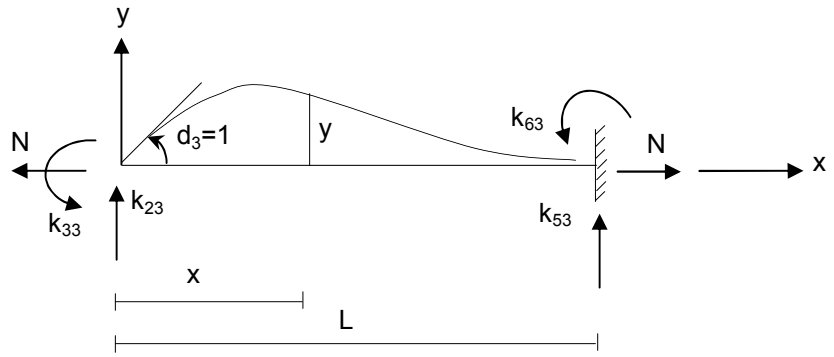
$$z = -\frac{s}{H}\sinh kx + \frac{c-1}{H}\cosh kx + \frac{ks}{H}x - \frac{c-1}{H} \tag{4.55b}$$

M=EIz"(x=0, x=L) ve denge denklemleri aracılığı elde edilen rijitlik katsayıları:

$$k_{810} = k_{1210} = \frac{u^2(c-1)}{H}\ \frac{EI_{effy}}{L^2} \tag{4.56a}$$

$$k_{1010} = -k_{710} = \frac{u^3 s}{H}\ \frac{EI_{effy}}{L^3} \tag{4.56b}$$

d_3=1 durumu:



Şekil 4.13. Eksenel çekme kuvveti için d_3=1 durumunda rijitlik katsayıları

Elemanın davranışını idare eden diferansiyel denklem:

$$y''-k^2 y = \frac{k_{23}}{EI_{effz}} x - \frac{k_{33}}{EI_{effz}} \qquad k^2 = \frac{N}{EI_{effz}} \tag{4.57}$$

Diferansiyel denklemin genel çözümü:

$$y = A'\sinh kx + B'\cosh kx + C'x + D' \tag{4.58}$$

Sınır Şartları:

$$x=0 \quad y=0 \quad y'=1 \tag{4.59a}$$

$$x=L \quad y=0 \quad y'=0 \tag{4.59b}$$

Elde edilen A', B', C', D' katsayıları ve diferansiyel deklemin çözümü:

(u=kL, c=coshkL, s=sinhkL, H=us-2c+2)

$$A' = \frac{us - c + 1}{kH} \quad B' = -D' = \frac{s - uc}{kH} \qquad C' = \frac{1 - c}{H} \tag{4.60a}$$

$$y = \frac{(us - c + 1)\sinh kx + (s - uc)\cosh kx + (1 - c)kx + uc - s}{kH} \tag{4.60b}$$

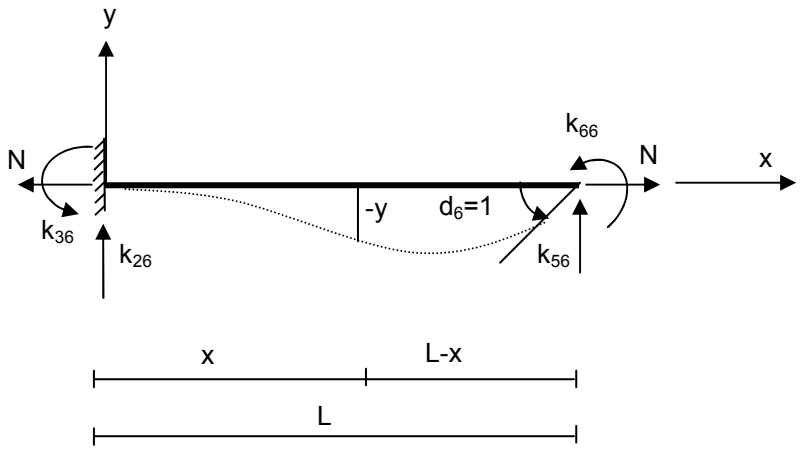
M=EIy"(x=0, x=L) ve denge denklemleri aracılığı elde edilen rijitlik katsayıları:

$$k_{33} = \frac{u(uc - s)}{H}\frac{EI_{effz}}{L} \tag{4.61a}$$

$$k_{63} = \frac{u(s - u)}{H}\frac{EI_{effz}}{L} \tag{4.61b}$$

$$k_{23} = -k_{53} = \frac{k_{33} + k_{63}}{L} = \frac{u^2(c - 1)}{H}\frac{EI_{effz}}{L^2} \tag{4.61c}$$

d_6=1 durumu:



Şekil 4.14. Eksenel çekme kuvveti için d_6=1 durumunda rijitlik katsayıları

Elemanın davranışını idare eden diferansiyel denklem($k^2 = \frac{N}{EI_{effz}}$):

$$y'' - k^2 y = \frac{k_{56}(L - x)}{EI_{effz}} + \frac{k_{66}}{EI_{effz}} \tag{4.62}$$

Sınır Şartları:

$$x=0 \quad y=0 \quad y'=0 \tag{4.63a}$$

x=L y=0 y'=1 (4.63b)

Elde edilen A', B', C', D' katsayıları ve diferansiyel denklemin çözümü:

(u=kL, c=coshkL, s=sinhkL, H=us-2c+2)

$$A' = \frac{c-1}{kH} \qquad B' = -D' = \frac{u-s}{kH} \qquad C' = \frac{1-c}{H} \tag{4.64a}$$

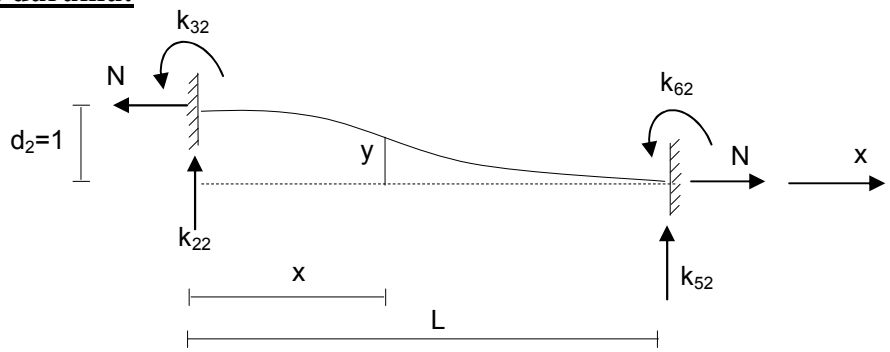
$$y = \frac{(c-1)\sinh kx + (u-s)\cosh kx + (1-c)\,kx - (u-s)}{kH} \tag{4.64b}$$

M=EIy"(x=0, x=L) ve denge denklemleri aracılığı elde edilen rijitlik katsayıları:

$$k_{36} = \frac{u(s-u)}{H}\frac{EI_{effz}}{L} \qquad k_{66} = \frac{u(uc-s)}{H}\frac{EI_{effz}}{L} \tag{4.65a}$$

$$k_{26} = -k_{56} = \frac{k_{66}+k_{36}}{L} = \frac{u^2(c-1)}{H}\frac{EI_{effz}}{L^2} \tag{4.65b}$$

d_2=1 durumu:



Şekil 4.15. Eksenel çekme kuvveti için d_2=1 durumunda rijitlik katsayıları

Elemanın davranışını idare eden diferansiyel denklem($k^2 = \frac{N}{EI_{effz}}$):

$$y'' - k^2 y = \frac{k_{22}}{EI_{effz}}x - \frac{k_{32}}{EI_{effz}} - \frac{N}{EI_{effz}} \tag{4.66}$$

Sınır Şartları:

$$x=0 \quad y=1 \quad y'=0 \tag{4.67a}$$

$$x=L \quad y=0 \quad y'=0 \tag{4.67b}$$

Elde edilen A', B', C', D' katsayıları ve diferansiyel deklemin çözümü:

(u=kL, c=coshkL, s=sinhkL, H=us-2c+2)

$$A'=\frac{s}{H},\ B'=\frac{1-c}{H},\quad C'=\frac{-ks}{H},\quad D'=\frac{us-c+1}{H} \tag{4.68a}$$

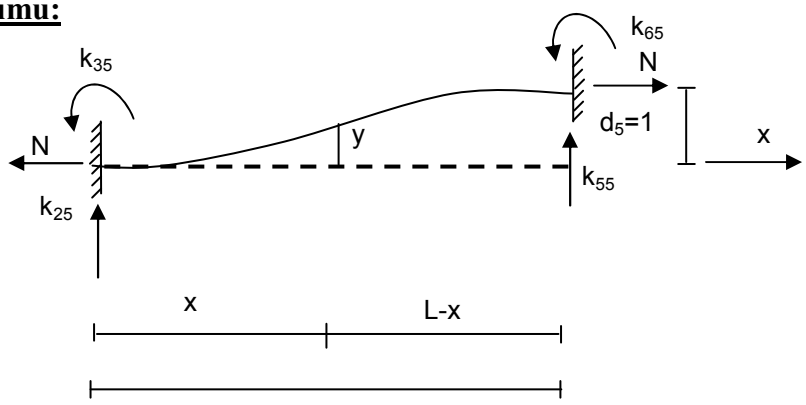
$$y=\frac{s}{H}\sinh kx+\frac{1-c}{H}\cosh kx-\frac{ks}{H}x+\frac{us-c+1}{H} \tag{4.68b}$$

M=EIy"(x=0, x=L) ve denge denklemleri aracılığı elde edilen rijitlik katsayıları:

$$k_{32}=k_{62}=\frac{u^2(c-1)}{H}\ \frac{EI_{effz}}{L^2} \tag{4.69a}$$

$$k_{22}=-k_{52}=\frac{u^3 s}{H}\ \frac{EI_{effz}}{L^3} \tag{4.69b}$$

d_5=1 durumu:



Şekil 4.16. Eksenel çekme kuvveti için d_5=1 durumunda rijitlik katsayıları

Elemanın davranışını idare eden diferansiyel denklem($k^2 = \frac{N}{EI_{effz}}$):

$$y''-k^2 y = \frac{k_{55}(L-x)}{EI_{effz}} + \frac{k_{65}}{EI_{effz}} - \frac{N}{EI_{effz}} \tag{4.70a}$$

Sınır Şartları:

$$x=0 \quad y=0 \quad y'=0 \tag{4.71a}$$

$$x=L \quad y=1 \quad y'=0 \tag{4.71b}$$

Elde edilen A', B', C', D' katsayıları ve diferansiyel deklemin çözümü:
(u=kL, c=coshkL, s=sinhkL, H=us-2c+2)

$$A' = -\frac{s}{H},\ B' = \frac{c-1}{H},\quad C' = \frac{ks}{H},\quad D' = \frac{1-c}{H} \tag{4.72a}$$

$$y = -\frac{s}{H}\sinh kx + \frac{c-1}{H}\cosh kx + \frac{ks}{H}x - \frac{c-1}{H} \tag{4.72b}$$

M=EIy"(x=0, x=L) ve denge denklemleri aracılığı elde edilen rijitlik katsayıları:

$$k_{35} = k_{65} = -\frac{u^2(c-1)}{H}\ \frac{EI_{effz}}{L^2} \tag{4.73a}$$

$$k_{25} = -k_{55} = -\frac{u^3 s}{H}\ \frac{EI_{effz}}{L^3} \tag{4.73b}$$

Analizde eksenel kuvvetin burulma rijitliğine olan etkisi göz önünde bulundurulmadığından rijitlik katsayılarının diğer terimlerinden burulma rijitlik katsayısı ile ilgili değerleri lineer analizden elde edilen değerlerle aynı olmaktadırlar (Denklem 3.30j). Bununla birlikte betonarme elemanlarının kesit özelliklerinden dolayı eğilme nedeniyle oluşan eksenel deformasyonlar betonarme yapılarda genellikle çok önemli olmadığından analizde göz önünde bulundurulmamışlardır. Bu

nedenle rijitlik katsayılarının eksenel rijitlik katsayısı ile ilgili değerleri de lineer analizden elde edilen değerlerle aynı olmaktadırlar (Denklem 3.30a).

Sonuç olarak geometrik nonlineerlik ve çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak, üç boyutlu bir eleman için rijitlik matrisi değerleri S ve t ifadelerine bağlı olacak şekilde genel olarak

$$\underline{k} = \begin{bmatrix} \underline{k}_{11} & \underline{k}_{12} \\ \underline{k}_{21} & \underline{k}_{22} \end{bmatrix} \tag{4.74a}$$

$$\underline{k}_{11} = \begin{bmatrix} \frac{AE}{L} & 0 & 0 & -\frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{2(S_z+t_z)}{L^2}-(\gamma\frac{N}{L}) & \frac{S_z+t_z}{L} & 0 & -\frac{2(S_z+t_z)}{L^2}+(\gamma\frac{N}{L}) & \frac{S_z+t_z}{L} \\ 0 & \frac{S_z+t_z}{L} & S_z & 0 & -\frac{S_z+t_z}{L} & t_z \\ -\frac{AE}{L} & 0 & 0 & \frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{2(S_z+t_z)}{L^2}+(\gamma\frac{N}{L}) & -\frac{S_z+t_z}{L} & 0 & \frac{2(S_z+t_z)}{L^2}-(\gamma\frac{N}{L}) & -\frac{S_z+t_z}{L} \\ 0 & \frac{S_z+t_z}{L} & t_z & 0 & -\frac{S_z+t_z}{L} & S_z \end{bmatrix} \tag{4.74b}$$

$$\underline{k}_{22} = \begin{bmatrix} \frac{2(S_y+t_y)}{L^2}-(\gamma\frac{N}{L}) & -\frac{S_y+t_y}{L} & 0 & -\frac{2(S_y+t_y)}{L^2}+(\gamma\frac{N}{L}) & 0 & -\frac{S_y+t_y}{L} \\ -\frac{S_y+t_y}{L} & S_y & 0 & \frac{S_y+t_y}{L} & 0 & t_y \\ 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 & -\frac{GJ}{L} & 0 \\ -\frac{2(S_y+t_y)}{L^2}+(\gamma\frac{N}{L}) & \frac{S_y+t_y}{L} & 0 & \frac{2(S_y+t_y)}{L^2}-(\gamma\frac{N}{L}) & 0 & \frac{S_y+t_y}{L} \\ 0 & 0 & -\frac{GJ}{L} & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 \\ -\frac{S_y+t_y}{L} & t_y & 0 & \frac{S_y+t_y}{L} & 0 & S_y \end{bmatrix} \tag{4.74c}$$

$$\underline{k}_{21} = \underline{k}_{12} = \underline{0} \tag{4.74d}$$

$$S_m = \frac{EI_{effm}(u_m(u_m c - s))}{H_m L} \qquad t_m = \frac{EI_{effm}(u_m(s - u_m))}{H_m L} \tag{4.74e}$$

$$u_m = k_m L \quad k_m = \sqrt{\frac{N}{EI_{effm}}} \quad s = \sin u \quad c = \cos u \quad H_m = u_m s + (\gamma 2c) - (\gamma 2) \quad m=y,z \quad (4.74f)$$

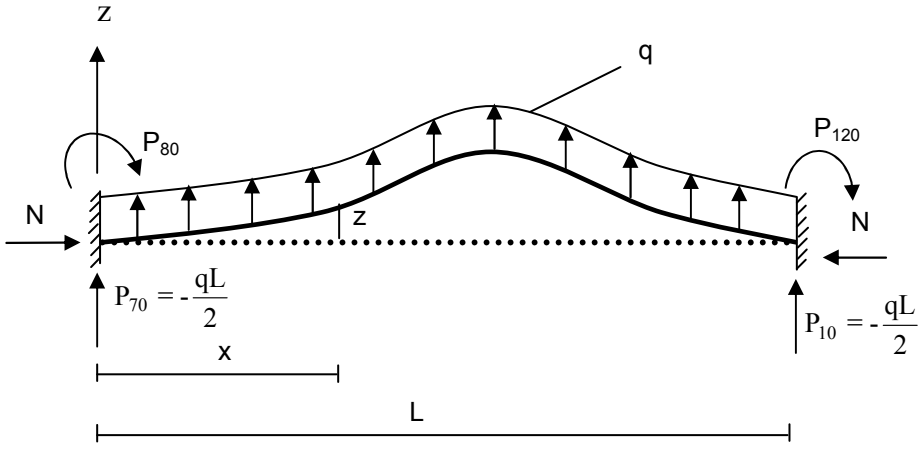
formunda elde edilmişlerdir. Bu denklemlerde, eksenel kuvvetin (N) basınç olması halinde γ=1, çekme olması halinde ise γ=-1 alınmaktadır. Yine aynı eşitliklerde eksenel kuvvetin çekme olması durumunda **sinu** ve **cosu** ifadelerinin yerini **sinhu** ve **coshu** ifadeleri almaktadır. Bununla birlikte aynı denklemlerdeki A, E ve J değerleri ise kesit alanı, elastisite modülü ve burulma atalet momentini ifade etmektedirler.

4.3. Yük Vektörlerinin Elde edilmesi

İkinci mertebe etkiler göz önünde bulundurularak düzgün yayılı yük ve ara tekil yük etkisi altındaki bir elemanda ankastrelik uç kuvvetleri, eksenel kuvvetin etki ettiği elemanın davranışını idare eden denklemin sınır şartları altında çözümünden elde edilmektedir. Eksenel kuvvetin basınç ve çekme olması durumlarına göre bu uç kuvvetleri ayrı ayrı olarak elde edilmişlerdir.

4.3.1. Düzgün Yayılı Yük Durumu

4.3.1.1. Eksenel Kuvvetin Basınç Olması Durumu(N>0)



Şekil 4.17. Eksenel basınca maruz düzgün yayılı yük etkisi altındaki bir kiriş

Düzgün yayılı yüklü eksenel basınca maruz bir elemanın davranışını idare eden difransiyel denklem

$$EI_{effy}\, z'' = M = -Nz - \frac{qL}{2}x + P_{80} + \frac{qx^2}{2} \tag{4.75}$$

formunda elde edilmekte ve bu denklemin genel çözümü

$$z = A\sin kx + B\cos kx + Cx^2 + Dx + F \tag{4.76}$$

şeklinde olmaktadır. Genel çözümden elde edilen bu denklem ve z'' ifadesi (4.75) eşitliğinde yerine koyulursa C, D ve F katsayıları

$$EI_{effy}\left[-Ak^2\sin kx - Bk^2\cos kx + 2C\right] = -N\left[A\sin kx + B\cos kx + Cx^2 + Dx + F\right] - \frac{qL}{2}x + P_{80} + \frac{qx^2}{2} \tag{4.77a}$$

$$2EI_{effy}C = -N\left\{Cx^2 + Dx + F\right\} - \frac{qL}{2}x + P_{80} + \frac{qx^2}{2} \tag{4.77b}$$

$$D = \frac{-qL}{2N} \qquad C = \frac{q}{2N} \qquad F = -\frac{EI_{effy}q}{N^2} + \frac{P_{80}}{N} \tag{4.78}$$

denklemlerindeki gibi elde edilmektedirler. Bu değerler de göz önünde bulundurularak genel çözümü ifade eden denklem

$$z = A\sin kx + B\cos kx + \frac{q}{2N}x^2 - \frac{qL}{2N}x - \frac{EIq}{N^2} + \frac{P_{80}}{N} - \frac{EI_{effy}q}{N^2} \tag{4.79}$$

şeklinde elde edilmektedir. A ve B katsayıları ile P_{80} değeri ise

$x=0 \quad z=0$ (4.80a)

$x=0 \quad z'=0$ (4.80b)

$x=L \quad z=0$ (4.80c)

denklemlerinde verilen sınır şartları göz önünde bulundurularak ve $k^2 = \frac{N}{EI_{effy}}$ olmak üzere (4.81) ve (4.82) eşitliklerindeki gibi elde edilmektedirler.

$$B = -\frac{P_{80}}{N} + \frac{EI_{effy}q}{N^2}, \quad A = \frac{qL}{2kN} \tag{4.81}$$

$$P_{80} = \frac{EI_{effy}q}{N}\left[1 + \frac{us}{2(c-1)}\right] = \frac{qL^2}{u^2}\left[1 + \frac{us}{2(c-1)}\right] \quad u=kL\ c=coskL\ s=sinkL \tag{4.82}$$

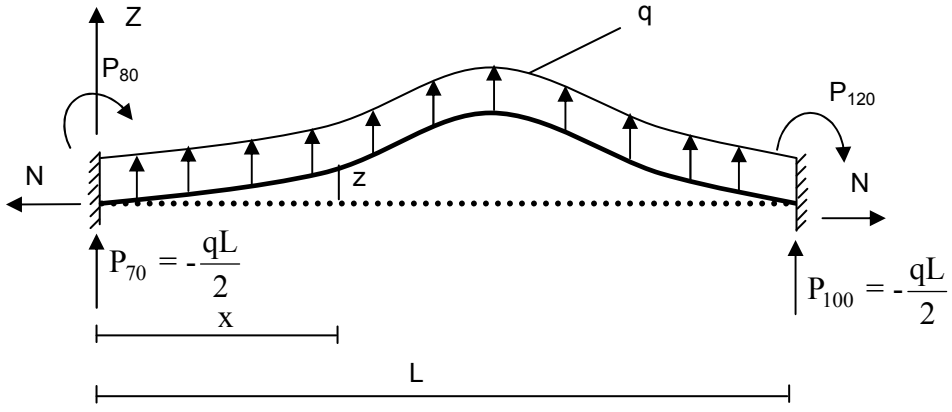
Moment dengesi de göz önünde bulundurularak P_{120} değeri

$$P_{120} = -P_{80} = \frac{EI_{effy}q}{N}\left[1 + \frac{us}{2(c-1)}\right] = -\frac{qL^2}{u^2}\left[1 + \frac{us}{2(c-1)}\right] \tag{4.83}$$

şeklinde elde edilmektedir.

4.3.1.2. Eksenel Kuvvetin Çekme Olması Durumu(N<0)

Düzgün yayılı yük etkisi altındaki çekme kuvvetine maruz bir elemanda ankastrelik uç kuvvetleri ise bir önceki bölümde olduğu gibi aynı işlem adımları uygulanarak elde edilmektedirler.



Şekil 4.18. Eksenel çekmeye maruz düzgün yayılı yük etkisi altındaki kiriş

Düzgün yayılı yüklü eksenel çekmeye maruz bir elemanın davranışını idare eden difransiyel denklem

$$EI_{effy}z'' = M = Nz - \frac{qL}{2}x + P_{80} + \frac{qx^2}{2} \tag{4.84}$$

şeklinde elde edilmekte ve bu denklemin genel çözümü

$$z = A'\sinh kx + B'\cosh kx + C'x^2 + D'x + F' \tag{4.85}$$

olarak bulunmaktadır. Genel çözümden elde edilen denklem (4.84) eşitliğinde yerine koyulur ve gerekli düzenlemeler yapılırsa C', D' ve F' katsayıları

$$C' = \frac{-q}{2N} \qquad D' = \frac{qL}{2N} \qquad F' = -\frac{EI_{effy}q}{N^2} - \frac{P_{80}}{N} \tag{4.86}$$

şeklinde elde edilmektedirler. Bu değerler (4.85) eşitliğinde yerine koyulursa genel çözümü ifade eden denklem

$$z = A'\sinh kx + B'\cosh kx - \frac{q}{2N}x^2 + \frac{qL}{2N}x - \frac{EI_{effy}q}{N^2} - \frac{P_{80}}{N} \tag{4.87}$$

formunda elde edilmektedir. A' ve B' katsayıları ile P_{80} değeri

$$x=0 \quad z=0 \tag{4.88a}$$

$$x=0 \quad z'=0 \tag{4.88b}$$

$$x=L \quad z=0 \tag{4.88c}$$

verilen sınır şartları da göz önünde bulundurularak

$$u=kL \quad c=\cosh kL \quad s=\sinh kL \tag{4.89}$$

olmak üzere

$$B = \frac{EI_{effy}q}{N^2} + \frac{f_8}{N} \qquad A = \frac{-qL}{2kN} \tag{4.89}$$

$$P_{80} = \frac{qL^2}{u^2}\left[\frac{us}{2(c-1)} - 1\right] \tag{4.90}$$

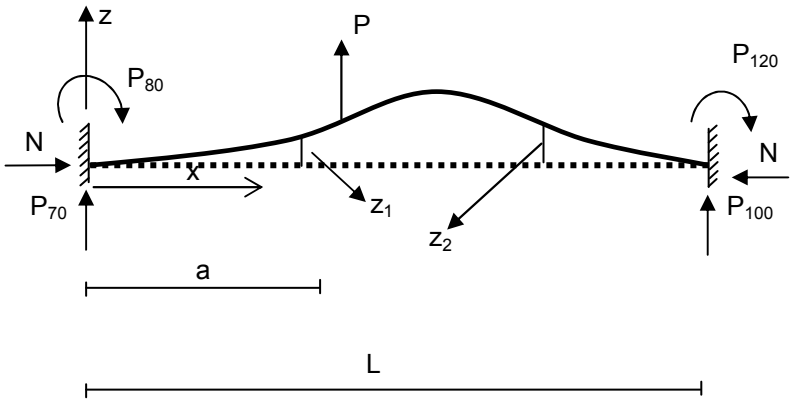
şeklinde elde edilmektedirler. Moment dengesi de göz önünde bulundurularak P_{120} değeri

$$P_{120} = -P_{80} = -\frac{qL^2}{u^2}\left[\frac{us}{2(c-1)} - 1\right] \tag{4.91}$$

Sonuç olarak düzgün yayılı yüklü çekme veya basınç kuvvetine maruz bir elemanda çatlamalar ve ikinci mertebe etkiler göz önünde bulundurularak ankastrelik uç kuvvetleri aşağıda verilen denklemdeki gibi elde edilmiştir.

$$\underline{P}_0 = \begin{bmatrix} P_{10} \\ P_{20} \\ P_{30} \\ P_{40} \\ P_{50} \\ P_{60} \\ P_{70} \\ P_{80} \\ P_{90} \\ P_{100} \\ P_{110} \\ P_{120} \end{bmatrix} \qquad P_{10}= P_{20}= P_{30}= P_{40}= P_{50}= P_{60}= P_{90}= P_{110}=0 \tag{4.92}$$

4.3.2. Tekil Yük Durumu



Şekil 4.19. Eksenel basınca maruz düzgün tekil yük etkisi altındaki kiriş

Tekil yük etkisi altındaki eksenel basınca maruz bir elemanın davranışını idare eden difransiyel denklemler

$$EI\,z_1'' = -Nz_1 + P_{70}x + P_{80} \tag{4.93a}$$

$$EI\,z_2'' = -Nz_2 + P_{100}(L - x) - P_{120} \tag{4.93b}$$

şeklinde elde edilmekte ve $k^2 = \dfrac{N}{EI_{effy}}$ olmak üzere bu diferansiyel denklemlerin genel çözümleri aşağıdaki denklemlerdeki gibi elde edilmektedirler.

$$z_1 = A_1 \sin kx + B_1 \cos kx + C_1 x + D_1 \tag{4.94a}$$

$$z_2 = A_2 \sin kx + B_2 \cos kx + C_2 x + D_2 \tag{4.94b}$$

Genel çözümden elde edilen bu denklemler ve

$$x=0 \;\; z_1=0 \qquad z_1' = 0 \tag{4.95a}$$

$$x=a \;\; z_1=y_2 \qquad z_1' = z_2' \quad z_1'' = z_2'' \quad EI_{effy}\, z_2''' = EI_{effy}\, z_2''' - P \tag{4.95b}$$

$$x=L \;\; z_2=0 \qquad z_2' = 0 \tag{4.95c}$$

şeklinde verilen sınır koşuları göz önünde bulundurularak

$$(A_2 - A_1)\sin ka + (B_2 - B_1)\cos ka + (C_2 - C_1)a + D_2 - D_1 = 0 \quad (4.96a)$$

$$(A_2 - A_1)k\cos ka - (B_2 - B_1)k\sin ka + C_2 - C_1 = 0 \quad (4.96b)$$

$$-(A_2 - A_1)k^2\sin ka - (B_2 - B_1)k^2\cos ka = 0 \quad (4.96c)$$

$$-(A_2 - A_1)k^3\cos ka + (B_2 - B_1)k^3\sin ka = \frac{P}{EI} \quad (4.96d)$$

$$A_2\sin kL + B_2\cos kL + C_2L + D_2 = 0 \quad (4.96e)$$

$$A_2k\cos kL - B_2k\sin kL + C_2 = 0 \quad (4.96f)$$

$$A_1k + C_1 = 0 \quad (4.96g)$$

$$B_1 + D_1 = 0. \quad (4.96h)$$

denklemleri elde edilmektedirler. Bu denklemlerin çözümünden edilen katsayılar (4.94a) eşitliğinde yerine konur ve elde edilen değerin (4.93a) denkleminde yerine koyularak x=0 noktasında çözümünden P_{80} değeri, aynı denklemin türevi alınarak aynı noktada (x=0) çözümünden de P_{70} değeri elde edilmektedir**.** u=kL, H=us+2c-2, a=dL ve b=1-d olmak üzere

$$P_{80} = -\frac{NL}{uH}(bu\cos u - \sin u + \sin du + \sin bu - u\cos bu + du) \quad (4.97)$$

şeklinde elde edilmektedir. P_{100} ve P_{120} değerleri ise denge denklemleri aracılığı ile elde edilmektedirler.

Tekil yük etkisi altındaki çekme kuvvetine maruz bir elemanda ankastrelik uç kuvvetleri ise aynı işlem adımları uygulanarak ilk etapta u=kL, H=us-2c+2, a=dL ve b=1-d olmak üzere

$$P_{80} = -\frac{NL}{uH}(bu\cos hu - \sin hu + \sin hdu + \sin hbu - u\cos hbu + du) \quad (4.98)$$

değeri elde edilmektedir. Yük vektörünün diğer terimleri ise eksenel basınç durumundaki gibi, benzer işlem adımları uygulanarak ve denge denklemleri aracılığı ile elde edilmektedirler.

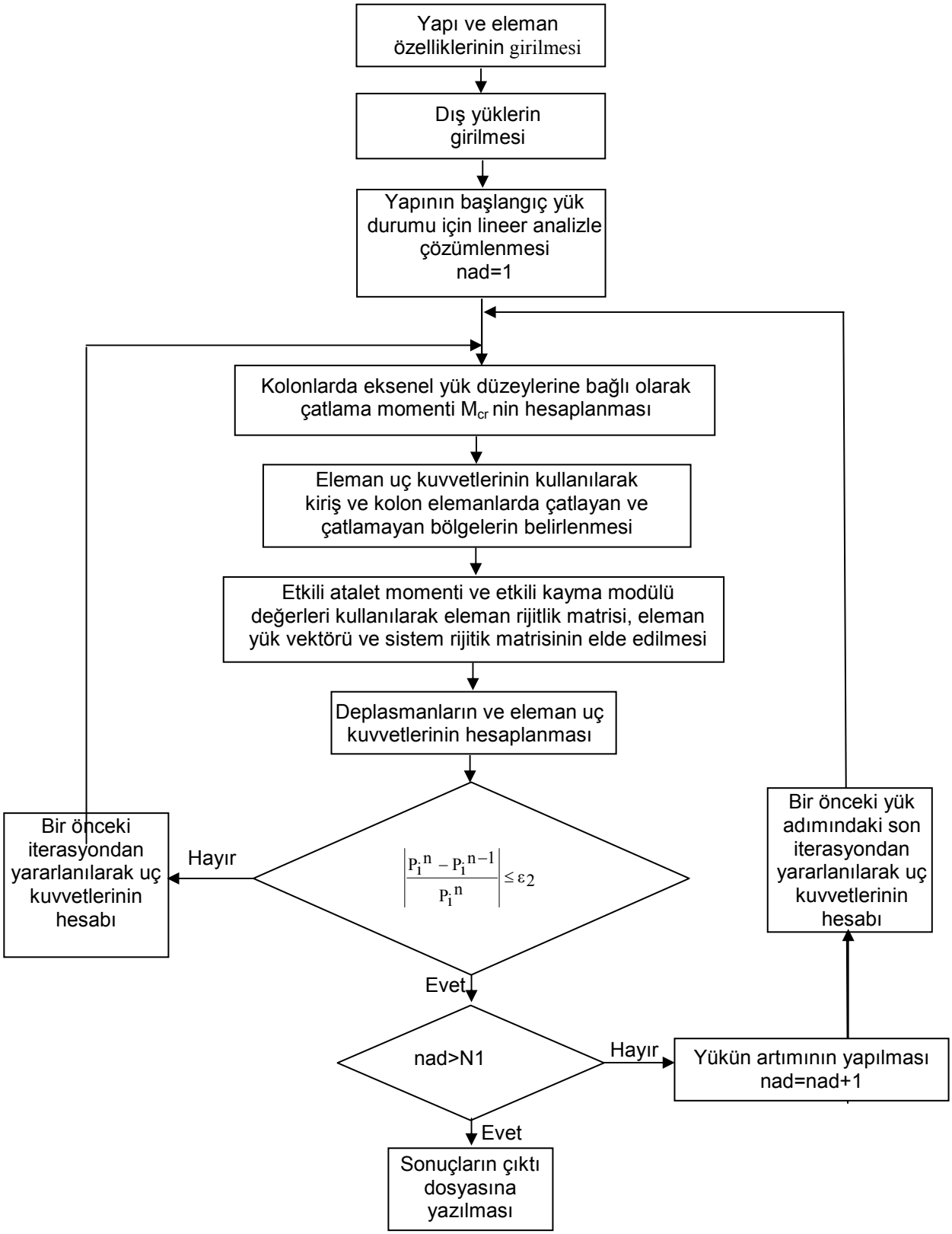
4.4. Bilgisayar Programı

Çatlamalar ve ikinci mertebe etkiler göz önünde bulundurularak betonarme çerçevelerin üç boyutlu analizi için geliştirilen bilgisayar programı Fortran 77 dilinde yazılmış olup çözüm algoritmasının akış diyagramı Şekil 4.19'da gösterilmiştir .

Programda, yükler yapıya adım adım uygulanıp her yük adımında iteratif işlemlere başvurulmaktadır. İlk yük adımının başlangıcında yapı lineer elastik analiz göz önünde bulundurularak çözümlenmekte ve bu çözümleme sonucunda kiriş ve kolon elemanlarda oluşan moment değerlerine bağlı olarak çatlayan ve çatlamayan bölgeler belirlenip geliştirilen formülasyonlar ışığı altında deplasmanlarla eleman uç kuvvetleri elde edilmektedir. Her iterasyonda sonuca daha çabuk ve kolay ulaşılabilmesi için bu iterasyondan önceki iterasyonlardaki uç kuvveti değerlerinin ortalaması kullanılarak çözümlemeler yapılamaktadır. Her yük adımında birbirini izleyen iki iterasyondaki eleman uç kuvvetleri arasındaki belirlenen yakınsaklığın sağlanınca iterasyonlara son verilmekte ve diğer yük adımına geçilmektedir. Programda

$$\left|\frac{P_i^{\,n} - P_i^{\,n-1}}{P_i^{\,n}}\right| \le \varepsilon_2 \tag{4.99}$$

şeklinde yakınsaklık kriterleri tanımlanmıştır. Bu denklemdeki ε_2 eleman uç kuvvetleri arasındaki yakısaklık kriterini, n iterasyon numarasını, P_i^{n} ve P_i^{n-1} yük adımı içerisindeki n. ve (n-1). iterasyonlarda elemanda oluşan uç kuvveti değerlerini ifade etmektedirler.



Şekil 4.20. Bilgisayar programı akış diyagaramı

Çatlamalar ve ikinci mertebe etkiler göz önünde bulundurularak betonarme çerçevelerin üç boyutlu analizi için geliştirilen program, gerek bilgi girişi gerekse programın yapısı yönünden bir önceki bölümde de ayrıntılı bir şekilde açıklanan, çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak geliştirilen programa benzerlik göstermektedir. Bu programda da veri girişi herhangi bir editör yazılımı ile hazırlanabilen ve data bloklarından oluşan data dosyası ile yapılmaktadır. Data dosyası bir önceki programda olduğu gibi **genel bilgiler**, **eleman özellikleri**, **koordinatlar**, **mesnet şartları** ve **yükler** olmak üzere beş bölümden oluşmakta ve sadece genel bilgiler ve yükler kısmında bilgi girişi yönünden diğer programa göre bazı farklılıklar içermektedir. Çatlamalarla birlikte ikinci mertebe etkiler göz önünde bulundurularak geliştirilen yöntemde diğer yöntemden farklı olarak elemanların etkili atalet momentlerinin hesabında sadece olasılığa dayalı etkili rijitlik modelinin kullanılması ve analizde kayma deformasyonları etkisinin göz önünde bulundurulmaması nedeniyle genel bilgiler data bloğunda bilgi girişi diğer programa göre farklılık göstermektedir. Bu data bloğuna

Np Nm Ick Ikk Est Gn

şeklinde,

Np:Yapıdaki toplam düğüm sayısı
Nm: Yapıdaki toplam eleman sayısı
Ick: Çatlamayı kontrol eden parametre
Est: Çeliğin elastisite modülü
Gn: Geometrik nonlineerlik etkisini kontrol eden parametre

değerleri girilmektedir. Çatlamayı ve geometrik nonlineerliği kontrol eden parametreler 1 olarak girilmişse, analizde çatlama ve geometrik nonlineerlik etkisi göz önünde bulundurulacaktır. Bu değerler sıfır olarak girildiğinde ise çatlama ve/veya geometrik nonlineerlik etkisi analizde göz önünde bulundurulmayacaktır.

Data dosyasının eleman özellikleri, koordinatlar, mesnet şartları data bloklarına bilgi girişi ise önceki bölümde ayrıntılı şekilde açıklanan programla aynı

şekilde yapılmaktadır. Yükler data bloğunda ise bazı farklılıklar oluşmaktadır. Bu data bloğunda bilgi girişi, yayılı yükler ve düğüm yükleri olmak üzere iki kısımdan oluşmaktadır. Elemanlar üzerine gelen yayılı yükler birbirine eşit oldukları zaman bu değerler türetme yapılarak aşağıdaki gibi girilebilir.

Kb Ks Kt Yyukb Tekb Ai Yyart Tekart N1

Buradaki,

Kb: Türetmesi yapılacak ilk elemanın numarası

Ks: Türetmesi yapılacak son elemanın numarası

Kt: Türetme miktarı

Yyukb: Eleman üzerindeki yayılı yükün başlangıç değeri

Tekb: Elemana etkiyen tekil yükün başlangıç değeri

Ai: Tekil yükün sol mesnetten olan uzaklığı

Yyart: Yayılı yük artım değeri

Tekart: Tekil yük artım değeri

N1: Yük adım sayısı

değerleridir. Eğer türetme sözkonusu değilse

K1 Yyukb Tekb Ai Tekart Yyart N1

formunda, değerleri girilmektedir. Yükler data bloğunun düğüm yükleri bölümünde ise

Ky Y1 Y2 Y3 Y4 Y5 Y6 Y1art Y2art Y3art Y4art Y5art Y6art

şeklinde,

Ky: Düğüm Numarası

Y1: Düğüme x yönünde etkiyen kuvvetin başlangıç değeri

Y2: Düğüme y yönünde etkiyen kuvvetin başlangıç değeri

Y3: Düğüme z yönünde etkiyen kuvvetin başlangıç değeri

Y4: Düğüme etkiyen burulma momentin başlangıç değeri

Y5: Düğüme etkiyen y ekseni etrafındaki eğilme momentinin başlangıç değeri

Y6: Düğüme etkiyen z ekseni etrafındaki eğilme momentinin başlangıç değeri

Y1art: Düğüme x yönünde etkiyen kuvvetin artım değeri

Y2art: Düğüme y yönünde etkiyen kuvvetin artım değeri

Y3art: Düğüme z yönünde etkiyen kuvvetin artım değeri

Y4art: Düğüme etkiyen burulma momentin artım değeri

Y5art: Düğüme etkiyen y ekseni etrafındaki eğilme momentinin artım değeri

Y6art: Düğüme etkiyen z ekseni etrafındaki eğilme momentinin artım değeri

sırasıyla girilmektedirler.

5. ARAŞTIRMA BULGULARI

5.1. Giriş

Bu bölümde ilk etapta, çatlamalardan sonra kiriş ve kolonların eğilme ve kayma rijitliğinde oluşan değişimler göz önünde bulundurularak betonarme çerçevelerin üç boyutlu analizi için geliştirilen analitik yöntemin doğruluğunu ve uygulanabilirliğini belirlemek amacıyla literatürde mevcut olan ve deneysel çalışmaları yapılmış yatay ve düşey yükler etkisi altındaki betonarme çerçeve örnekleri, geliştirilen bilgisayar programı aracılığı ile çözümlenmiş ve elde edilen sonuçlar deneysel sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Daha sonra ise yatay ve düşey yükler etkisi altındaki üç boyutlu betonarme çerçeve örneği, kiriş ve kolonlarda oluşan çatlamalar göz önünde bulundurularak analiz edilmiş ve gerek yapıda oluşan rölatif yatay ötelemeler, gerekse yatay deplasmanların uygulanan yüklere bağlı olarak değişimi elde edilerek, bu değerlerin lineer analiz sonuçlarına göre nasıl bir değişim gösterdiği görülmeye çalışılmıştır. Ayrıca değişik kat ve farklı boyutlara sahip üç boyutlu betonarme çerçeve örnekleri de çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak analiz edilmiştir. Bu örneklerde eşdeğer deprem yüküne göre elde edilen ve katların master noktalarına etkiyen yatay yükler belirli oranlarda arttırılarak çatlamaların göz önünde bulundurulması ve bulundurulmamamsı durumları için yapıda oluşan maksimum rölatif yatay ötelemelerin uygulanan yatay yüklere göre değişimi incelenmiş ve TDY'de verilen sınır değerlerin aşıp aşmadığı kontrol edilmiştir.

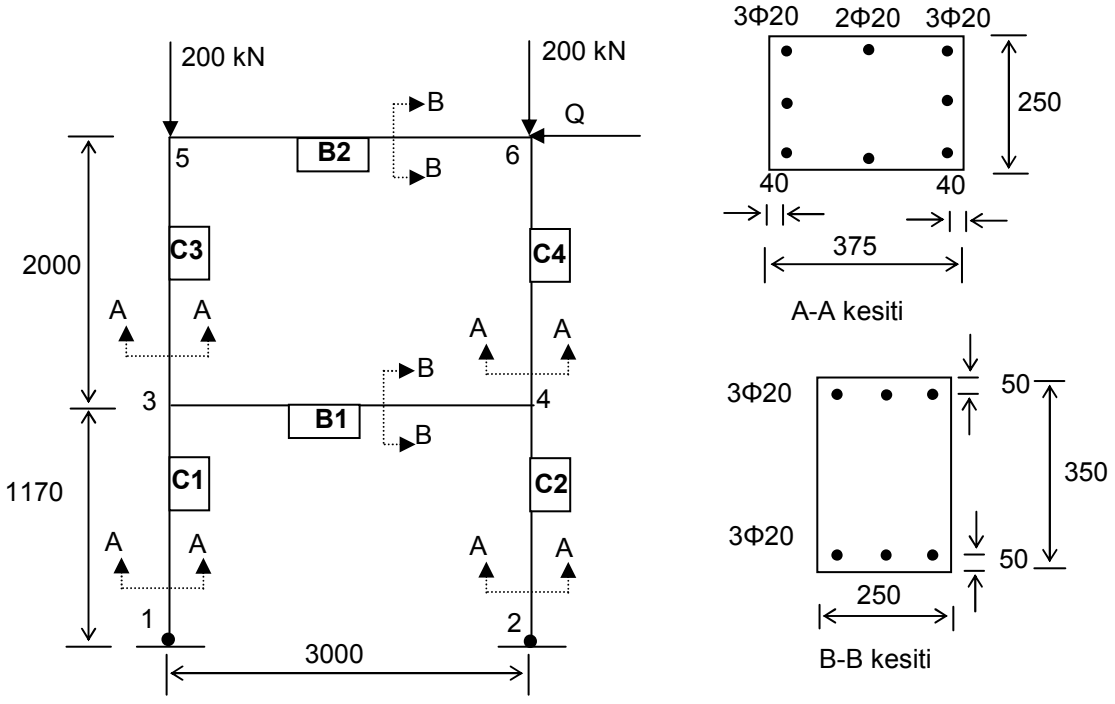
Bu bölümde son olarak yatay ve düşey yükler etkisi altındaki betonarme çerçeve örnekleri geometrik nonlineerlik ve çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak geliştirilen bilgisayar programı aracılığı ile çözümlenmiş ve elde edilen yatay deplasmanların yatay yüklerin artmasına bağlı olarak lineer analiz sonuçlarına göre nasıl biri değişim gösterdiği görülmeye çalışılmıştır. Ayrıca çatlamalarla birlikte geometrik nonlineerlik etkilerin yapı davranışı üzerine olan etkisi irdelenmeye çalışılmıştır. Yatay ve düşey yükler etkisi altındaki gerek iki boyutlu gerekse üç boyutlu betonarme çerçeve örneklerinin bu çalışmada geliştirilen

bilgisayar programı aracılığı ile çözümlenmesinden, özellikle proje mühendisleri için önemli olabilecek elemanlardaki çatlamaların oluşum sırası ve uygulanan yüklere bağlı olarak elemanların eğilme rijitliğinde oluşan değişimler de elde edilmiştir.

5.2. Örnekler

5.2.1. Örnek 1

Chan ve ark.(2000) tarafından gerek deneysel çalışması yapılmış gerekse geliştirdikleri modeller aracılığı ile çözülen bu örnek yatay ve düşey yükler etkisi altındaki iki katlı betonarme çerçeveden oluşmaktadır. Betonarme yapı altı elemandan oluşacak şekilde modellenmiş olup gerek betonarme yapıya gerekse elemanlara ait özellikler Şekil 5.1'de gösterilmiştir.



Şekil 5.1. Yatay ve düşey yükler etkisi altındaki iki katlı betonarme çerçeve örneği (mm)

Örnekte yapıya etkiyen eksenel yükler sabit kalmak üzere yatay yükler (Q) betonarme çerçeve taşıma gücüne erişinceye kadar arttırılarak, 6 numaralı düğümde oluşan yatay deplasmanlar elde edilmiştir. Analizde etkili atalet momentlerinin

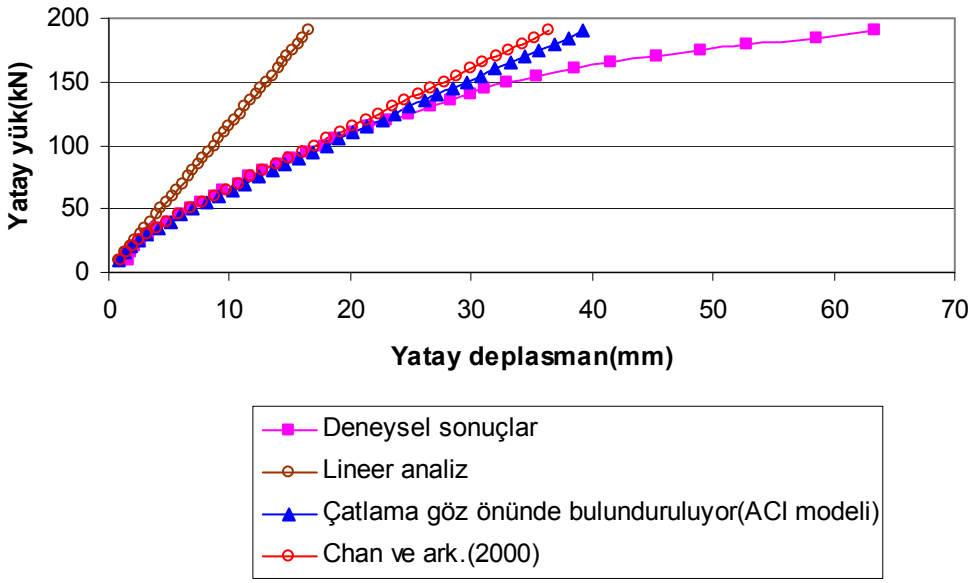
hesabında ACI ve olasılığa dayalı etkili rijitlik modeli, etkili kayma modüllünün hesabında ise Al-Mahaidinin önermiş olduğu yöntem kullanılmıştır. Betonun elastisite modülü ve eğilmedeki çekme dayanımlarının elde edilebilmesi için ACI tarafından aşağıda verilen denklemler kullanılmıştır.

$$f_{ctf}=0.62\sqrt{f_c} \qquad (N/mm^2) \qquad (5.1)$$

$$E_c=4730\sqrt{f_c} \qquad (N/mm^2) \qquad (5.2)$$

Bu denklemlerdeki f_c ve f_{ctf} değerleri betonun karakteristik basınç dayanımı ve eğilmedeki çekme dayanımı değerleridir.

Bu çalışmada çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak geliştirilen analitik yönteme bağlı olarak çerçevenin 6 numaralı düğümünde elde edilen yatay deplasmanların gerek lineer elastik analiz, gerekse diğer analitik model ve deneysel çalışma sonuçlarıyla karşılaştırılması Şekil 5.2'de gösterilmiştir.

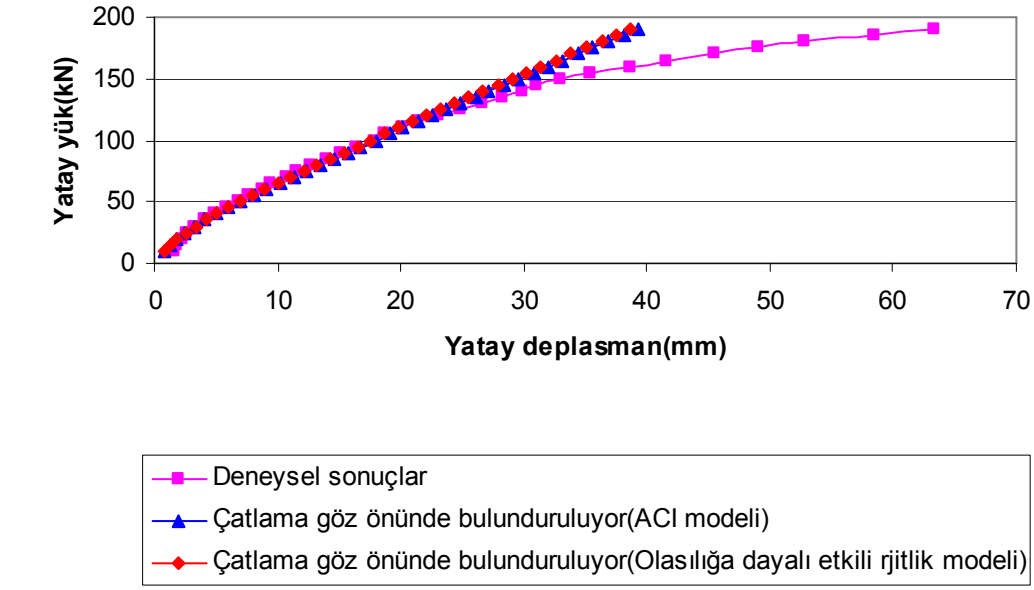


Şekil 5.2. Deneysel ve analitik çalışma sonuçlarından elde edilen yatay deplasmanların karşılaştırılması

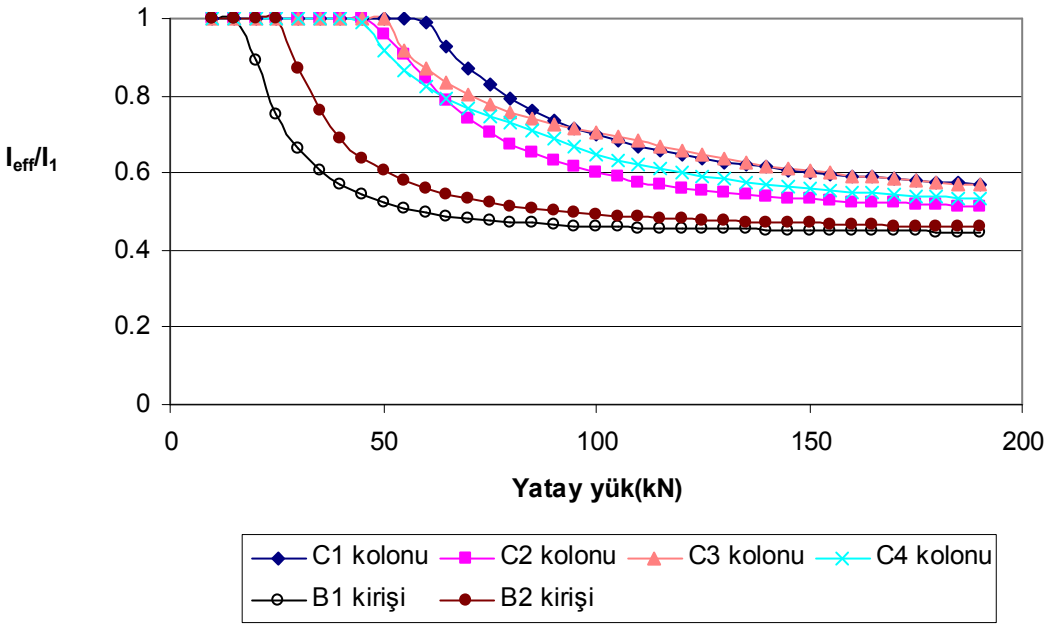
Şekilden görüldüğü gibi lineer analiz sonucu elde edilen yatay deplasman değeri ile gerek deneysel gerekse bu çalışmada elde edilen değerler arasında, çerçeveye

uygulanan yatay yükün artmasına bağlı olarak büyük farklılıklar oluştuğu görülmektedir. Betonarme çerçeveye uygulanan yatay yükün çerçevenin taşıma gücü yükünün %70'ine ulaştığı anda lineer analiz sonucu elde edilen yatay deplasmanlar deneysel olarak elde edilen değerin %41'ine eşit olmaktadır. Aynı yatay yük düzeyinde bu çalışmada elde edilen deplasman değeri ise deneysel olarak elde edilen değerin %92'sine karşılık gelmektedir. Yatay yükün betonarme çerçevenin taşıma gücü yükünün %50'sine eşit olduğu düzeyde ise lineer analiz sonucu elde edilen yatay deplasmanlar deneysel olarak elde edilen değerin %51'ine karşılık gelirken bu çalışmada elde edilen deplasman değeri ile deneysel olarak elde edilen değer yaklaşık olarak birbirine eşit olmaktadır. Elde edilen bu sonuçlara bağlı olarak kullanılabilirlik yük düzeyinde bile betonarme elemanların çok düşük yük düzeyinde çatlamasından dolayı eğilme ve kayma rijitliklerinde oluşan azalmalar nedeniyle lineer elastik modelin ne kadar yanlış sonuçlar verdiği açıkça görülmektedir. Bununla birlikte bu çalışmada geliştirilen analitik yöntem deplasman değerlerini çerçevenin taşıma gücü yükünün %78'ine kadar deneysel sonuçlarla büyük bir yakınlık içerisinde elde etmektedir. Bu yük düzeyinden sonra bu çalışmada elde edilen sonuçlarla deneysel sonuçlar arsında büyük bir farklılık oluştuğu görülmüştür. Bu farklılığın oluşmasının en büyük nedenleri ise kullanılabilirlik yük düzeyinden sonra özellikle taşıma gücüne de yaklaşıldıkça beton ve çelik malzemelerin lineer olmayan davranışlarının daha etkin hale gelmesi ve kiriş ve kolon uçarında plastik mafsalların oluşmasıyla birlikte düğüm noktaları civarında büyük deplasmanların meydana gelmesi şeklinde ifade edilebilir.

Yatay ve düşey yükler etkisi altındaki betonarme çerçeve örneği ayrıca çatlamalardan sonra kiriş ve kolon elemanlarının etkili atalet momentlerinin hesabında değişik modeller kullanılarak analiz edilmiş ve elde edilen yatay deplasman değerlerine bağlı olarak bu modellerin karşılaştırılması Şekil 5.3'de gösterilmiştir. Etkili atalet momentlerinin hesabında farklı modeller kullanılmasına karşın elde edilen deplasman değerlerinin birbirine oldukça yakın olduğu görülmektedir



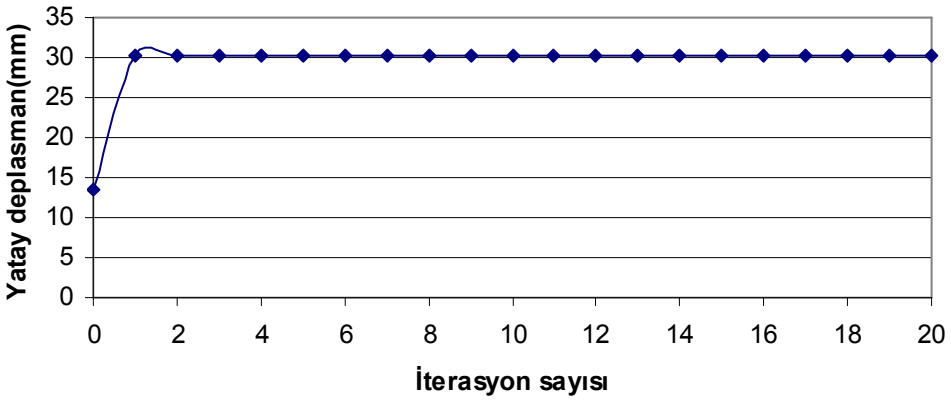
Şekil 5.3. Etkili atalet momenti hesabında farklı modeller kullanılarak elde edilen yatay deplasmanların karşılaştırılması



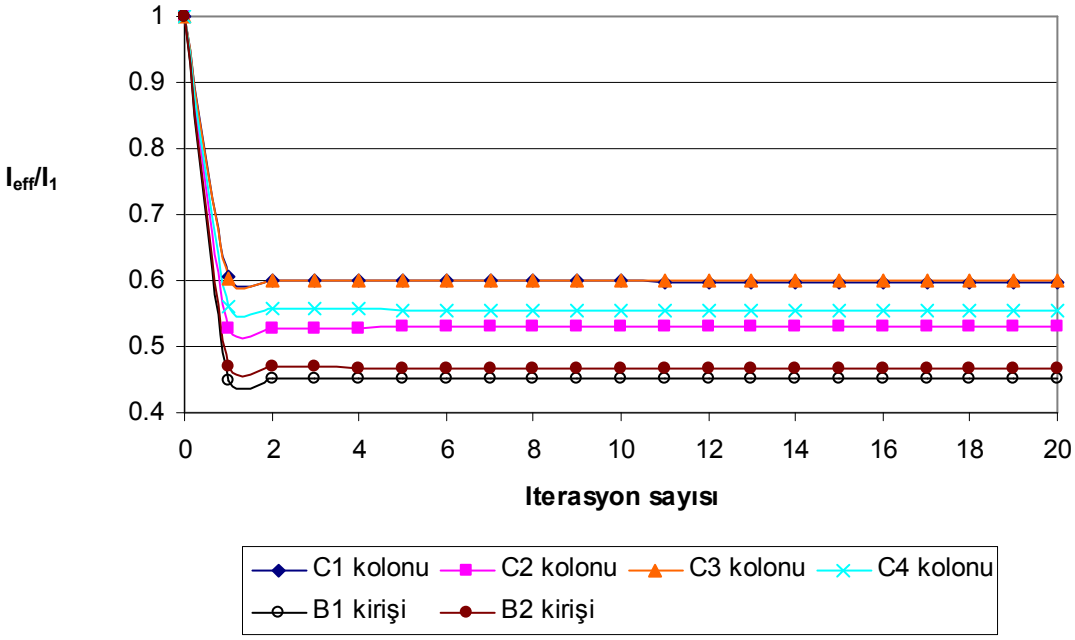
Şekil 5.4. Kiriş ve kolonların etkili atalet momentlerinin yatay yüke göre değişimi

Betonarme çerçeveye uygulanan yatay yükün artmasına bağlı olarak elemanlardaki çatlamaların oluşum sırası ve elemanların eğilme rijitliğinde oluşan değişimler analizde etkili atalet momentlerinin hesabında olasılığa dayalı etkili rijitlik modeli göz önünde bulundurularak elde edilmiş ve Şekil 5.4'de gösterilmiştir. Şekilden görüldüğü gibi ilk olarak betonarme çerçevenin birinci ve ikinci katındaki kirişlerde yatay yükün 20 ve 30 kN olduğu düzeylerde çatlama oluşmakta ve yatay yükün bu değerinden sonra kirişlerin eğilme rijitliklerinde oldukça hızlı bir şekilde azalma meydana gelmektedir. Yatay yükün 45 kN ve 48 kN olduğu seviyelerde ise, kolonlardan ilk olarak yatay yükün uygulandığı taraftaki C4 ve C2 kolonları sırası ile çatlamakta olup, yükün bu düzeyinde birinci ve ikinci kattaki kirişlerin atalet momenti değerleri çatlamamış kesit atalet momenti değerlerinin sırası ile %52 ve %61'ine eşit olmaktadır. Kirişlerin çatlamasıyla birlikte yüklerin büyük bir kısmı C2 ve C4 kolonlarına aktarılmış ve sonuç olarak bu kolonlarda çatlama oluşmuştur. Yatay yükün uygulandığı noktanın karşı tarafındaki kolonlar ise bu yük düzeyinden farklı olarak sırası ile 55 kN ve 60 kN'luk yatay yük düzeylerinde çatlamıştır. Bu kolonların diğer kolonlara göre daha büyük bir yatay yük düzeyinde çatlamasının nedeni ise bu kolonlarda oluşan eksenel kuvvetin diğer kolonlara göre daha büyük olmasından kaynaklanmakta olup en büyük eksenel kuvvet en son çatlayan C1 kolonunda oluşmaktadır. Ayrıca Şekil 5.4'den görüldüğü gibi betonarme çerçeveye uygulanan yatay yükün çerçevenin taşıma gücü yükünün %50'sine ulaştığı anda birinci ve ikinci kattaki kirişlerin atalet momenti çatlamamış kesit atalet momenti değerlerinin sırası ile %46 ve %51'ine eşit olurken, ikinci kattaki C3 ve C4 kolonlarının atalet momentleri çatlamamış kesit atalet momentlerinin %71 ve %67'sine eşit olmaktadır. Aynı şekilde birinci kattaki C1 ve C2 kolonlarının atalet momenti değerleri ise çatlamamış kesit atalet momenti değerlerinin %72 ve %61'ine karşılık gelmektedir. Bununla birlikte yatay yük çerçevenin taşıma gücü yükünün %78'ine ulaştığı anda C1, C2, C3 ve C4 kolonlarının atalet momenti değerleri çatlamamış kesit atalet momenti değerlerinin sırası ile %60, %53, %60 ve %55'ine eşit olurken, birinci ve ikinci kattaki kirişlerin atalet momenti değerleri çatlamamış kesit atalet momenti değerlerinin %45 ve %46'sına karşılık gelmektedir. Elde edilen bu sonuçlara göre betonarme çerçevelerde çatlamaların etkisinin analizlerde,

kirişlerin atalet momentinin çatlamamış kesit atalet momentinin %50'si, kolonların atalet momentlerinin çatlamamış kesit atalet momentlerinin %80'i alınarak yatay deplasmanların elde edilmesi (Stafford ve Coull, 1991) her zaman emniyetli yönde kalan bir yöntem olmadığı görülmektedir.



Şekil 5.5. Yatay deplasmanın iterasyon sayısına göre değişimi

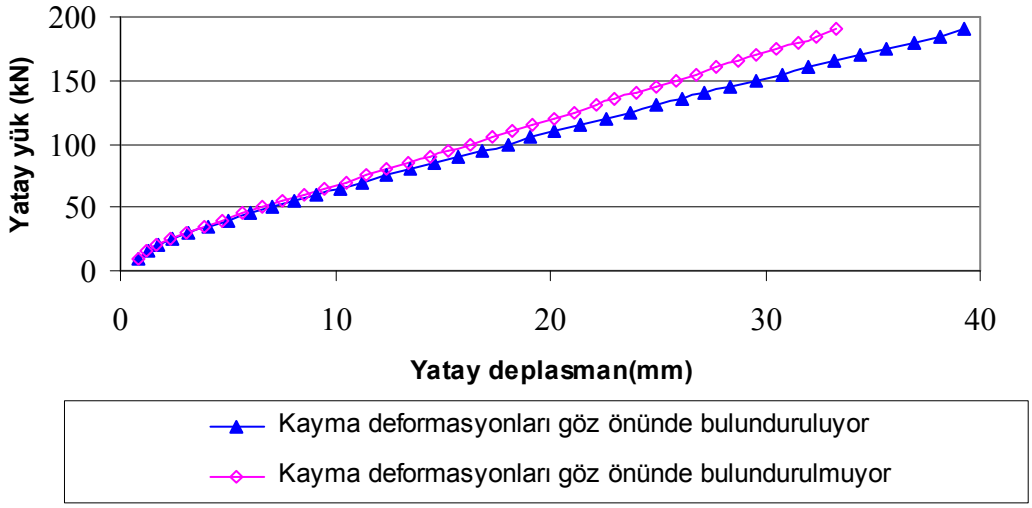


Şekil 5.6. Etkili atalet momentlerinin iterasyon sayısına göre değişimi

Şekil 5.5 ve Şekil 5.6'de betonarme çerçeveye uygulanan yatay yükün 155 kN olduğu düzeyde artan iterasyonlara bağlı olarak yatay deplasman ve etkili atalet momentinde oluşan değişimler görülmektedir. Şekilden gerek deplasmanların gerekse etkili atalet momenti değerlerinin 5 iterasyondan sonra sonuca ulaştığı

görülmektedir. Rijitlik matrisi yöntemine dayandırılarak geliştirilen yöntem gerek deplasmanları gerekse etkili atalet momenti değerlerini oldukça hızlı bir şekilde elde edebilmektedir.

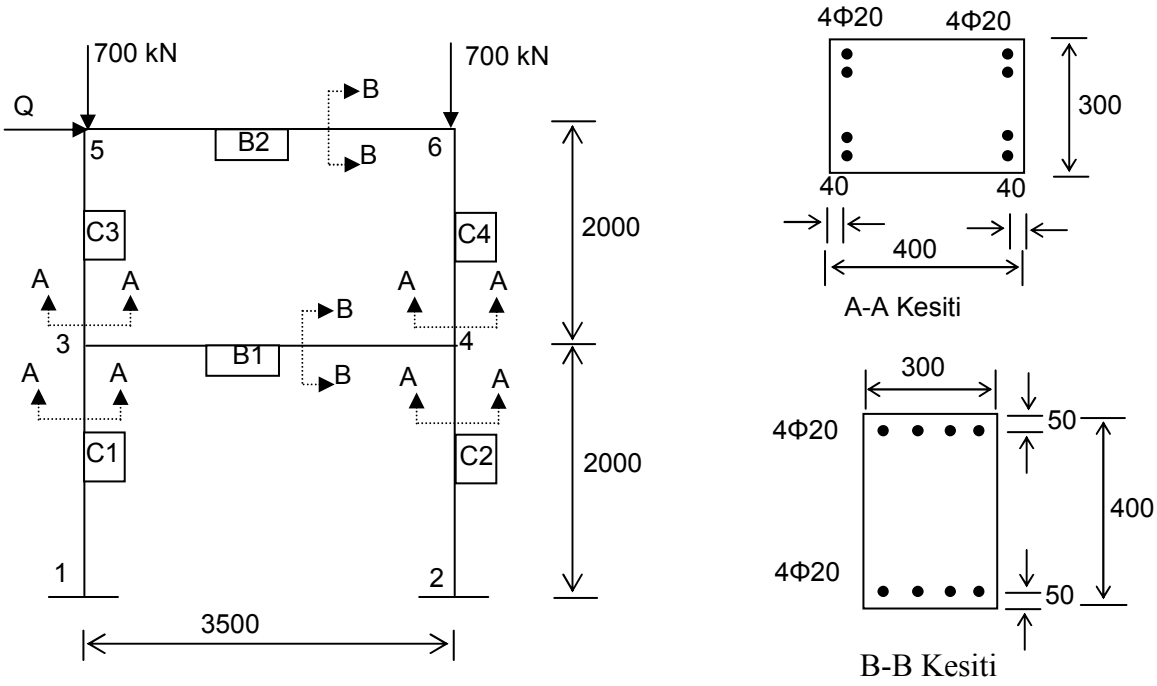
Yatay ve düşey yükler etkisi altındaki betonarme çerçevede kayma deformasyonları etkisinin çerçevenin 6 numaralı düğümünde oluşan yatay deplasmanlar üzerine olan etkisi Şekil 5.7'de gösterilmiştir. Şekilden çerçeveye uygulanan yatay yükün çerçevenin taşıma gücü yükünün %78 olduğu düzeyde kayma deformasyonları etkisinden kaynaklanan deplasmanın toplam yatay deplasmanın yaklaşık olarak %14'nü oluşturduğu ve yatay yükün bu düzeyinden sonra taşıma gücüne yaklaşılmasıyla birlikte bu yüzdenin daha da arttığı görülmektedir. Ayrıca çatlamalardan sonra elemanların eğilme ve etkili kayma rijitliğindeki değişimler göz önünde bulundurularak bu çalışmada geliştirilen yöntemle elde edilen sonuçların, Chan ve ark. (2000) tarafından çatlamalardan sonra kayma rijitliğinde oluşan değişimler göz önünde bulundurmadan geliştirdikleri yöntemlerden elde ettikleri sonuçlara göre daha iyi olduğu görülmektedir (Şekil 5.2).



Şekil 5.7. Kayma deformasyonları etkisinin yatay deplasmanlar üzerine olan etkisi

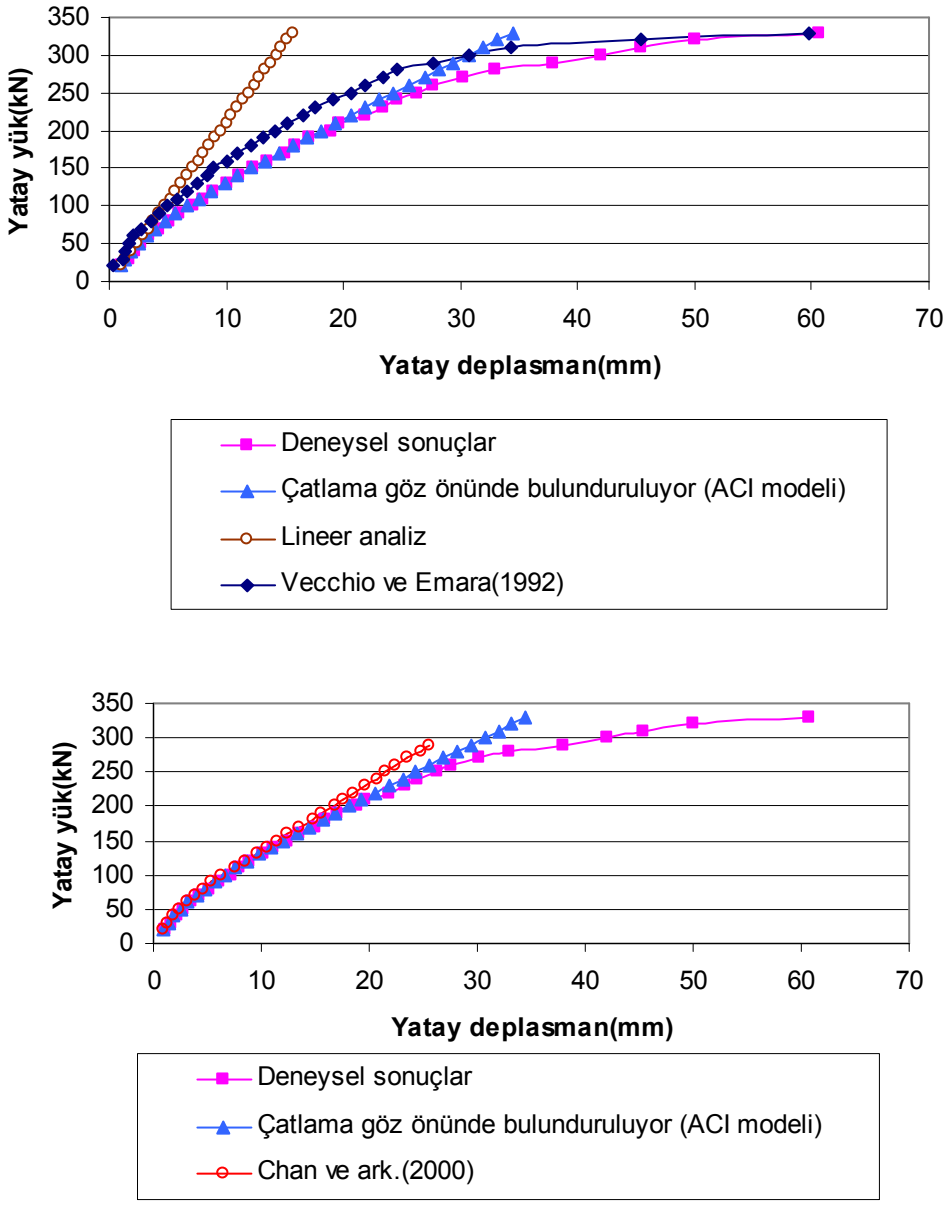
5.2.2. Örnek 2

Bu örnek deneysel çalışması Vecchio ve Emara (1992) tarafından yapılmış yatay ve eksenel yükler etkisi altındaki iki katlı betonarme çerçeveden oluşmaktadır. Betonarme yapı 6 elemandan oluşacak şekilde modellenmiş olup, yapı ve elemanlara ait özellikler Şekil 5.8'den görülmektedir. Örnekte betonarme çerçeveye uygulanan düşey yükler sabit kalmak üzere yatay yükler (Q) yapı taşıma gücüne erişinceye kadar arttırılarak çerçevenin ikinci katındaki 5 numaralı düğümde oluşan yatay deplasmanlar elde edilmiştir. Analizde etkili atalet momentlerinin hesabında ACI ve olasılığa dayalı etkili rijitlik modeli, etkili kayma modüllerinin hesabında ise Al-Mahaidi'nin önermiş olduğu yöntem kullanılmıştır.



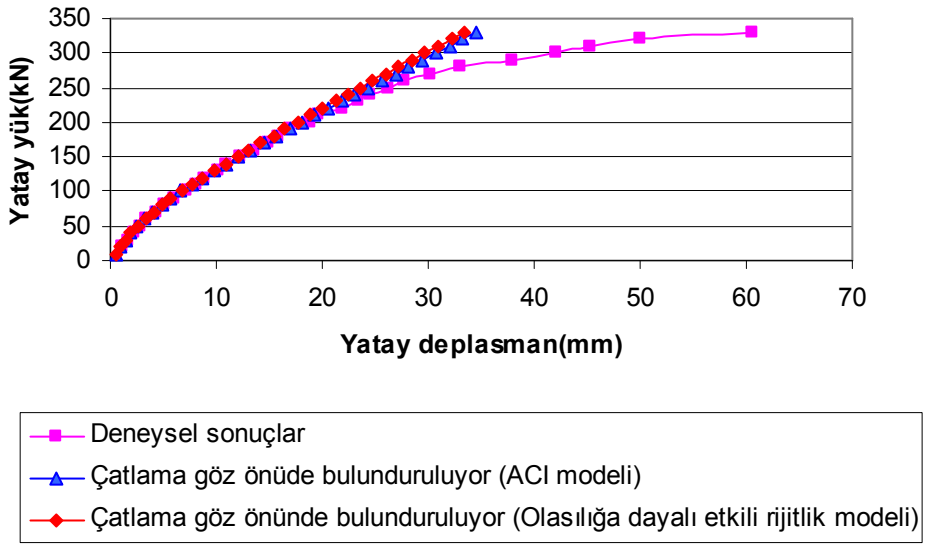
Şekil 5.8. İki katlı betonarme çerçeve örneği

Çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak bu çalışmada geliştirilen analitik yönteme bağlı olarak betonarme çerçevenin 5 numaralı düğümünde elde edilen yatay deplasmanların gerek lineer analiz, gerekse diğer analitik model sonuçları ve deneysel çalışma sonuçları ile karşılaştırılması Şekil 5.9'da gösterilmiştir. Şekilden çerçeveye uygulanan yatay yükün artmasına bağlı olarak lineer analiz ile elde edilen deplasman değerleri ile gerek deneysel gerekse bu çalışmada elde edilen sonuçlar arasında büyük farklılıklar oluştuğu görülmektedir.



Şekil 5.9. Deneysel ve analitik çalışma sonuçlarından elde edilen yatay deplasmanların karşılaştırılması

Betonarme çerçeveye uygulanan yatay yükün 270 kN olduğu düzeye kadar bu çalışmada elde edilen sonuçlarla deneysel sonuçların oldukça uyum içerisinde olduğu görülmektedir. Bununla birlikte yatay yükün 270 kN olduğu düzeyden sonra Vecchio ve Emara'nın (1992) geliştirdikleri yönteme bağlı olarak elde ettikleri sonuçlarla deneysel sonuçların büyük bir yakınlık içerisinde olduğu görülmektedir. Fakat bu çalışmada, yatay yükün 270 kN olduğu düzeye kadar Vecchio ve Emara tarafından elde edilen sonuçlara göre daha iyi sonuçlar elde edilmiştir. Yatay yükün bu değerinden sonra özellikle çerçevenin taşıma gücü yüküne yaklaşıldıkça deneysel sonuçlarla bu çalışmada elde edilen sonuçlar arasında büyük farklılığın oluştuğu görülmektedir. Bu farklılığın en önemli nedenleri ise çerçeveye uygulanan yükün kullanılabilirlik yük düzeyini aşması ve taşıma gücü yüküne yaklaşılmasıyla birlikte malzeme nonlineerliğinin yapı davranışı üzerinde daha önemli bir etkiye sahip olması ve kiriş ve kolon uçlarındaki plastik mafsal oluşumlarının etkisi şeklinde açıklanabilir.

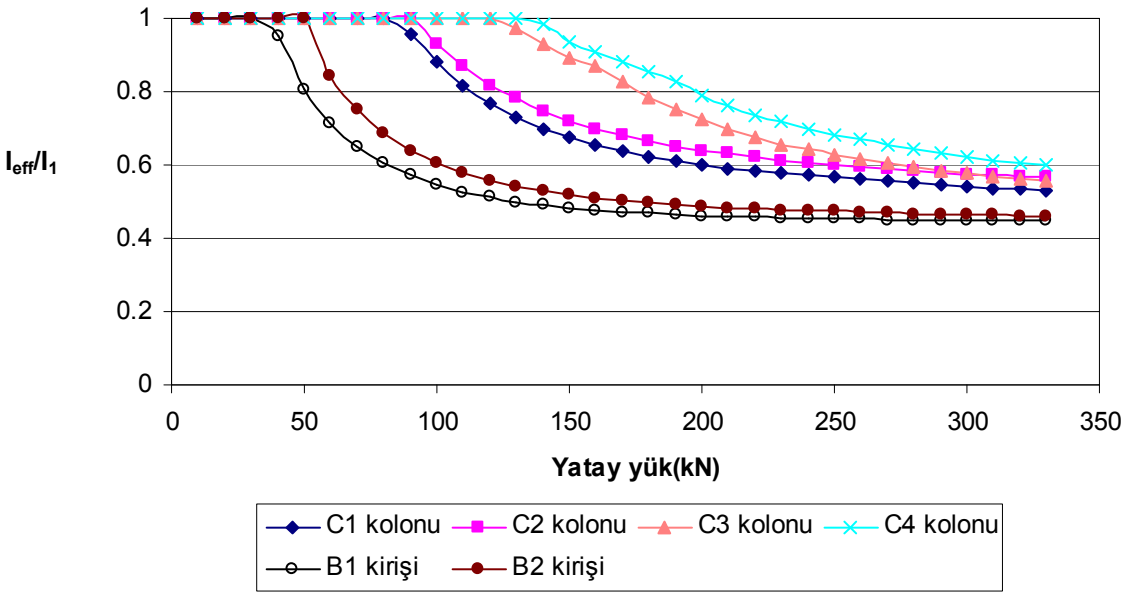


Şekil 5.10. Etkili atalet momenti hesabında farklı modeller kullanılarak elde edilen yatay deplasmanların karşılaştırılması

Betonarme çerçeve örneği ayrıca kiriş ve kolon elemanlarının etkili atalet momentlerinin hesabında farklı modeller kullanılarak da analiz edilmiş ve elde edilen

yatay deplasmanlara bağlı olarak bu modellerin karşılaştırılması Şekil 5.10'da gösterilmiştir. Çatlamalardan sonra elemanların etkili atalet momentlerinin hesabında farklı modeller kullanılmasına karşın elde edilen sonuçların birbirine oldukça yakın olduğu görülmektedir.

Betonarme çerçeveye uygulanan yatay yüke bağlı olarak elemanlardaki çatlamaların oluşum sırası ve elemanların eğilme rijitliğinde oluşan değişimler analizde etkili atalet momentlerinin hesabında olasılığa dayalı etkili rijitlik modelinin göz önünde bulundurulması halinde elde edilmiş ve Şekil 5.11'de gösterilmiştir. Şekilden görüldüğü gibi ilk olarak çerçevenin birinci ve ikinci katındaki kirişler yatay yükün sırası ile 40 kN ve 65 kN olduğu düzeylerde çatlamaktadırlar. Daha sonra çerçevenin birinci katındaki C1 ve C2 kolonlarında yatay yükün 85 kN ve 95 kN olduğu düzeylerde çatlama oluşmaktadır. En son olarak ikinci kattaki C3 ve C4 kolonları yatay yükün 125 kN ve 135 kN olduğu düzeylerde çatlamaktadırlar.

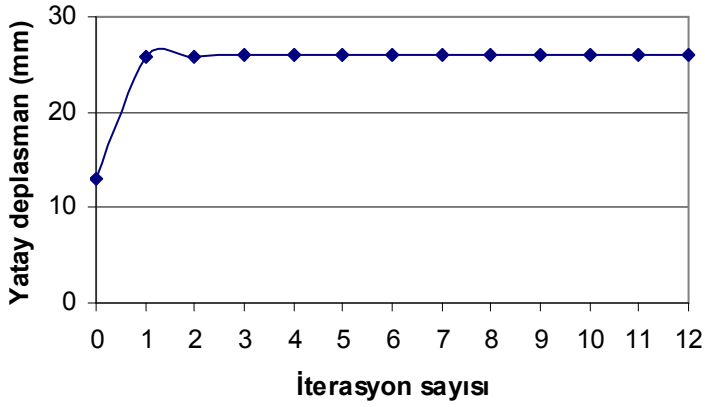


Şekil 5.11. Kiriş ve kolonların etkili atalet momentlerinin yatay yüke göre değişimi

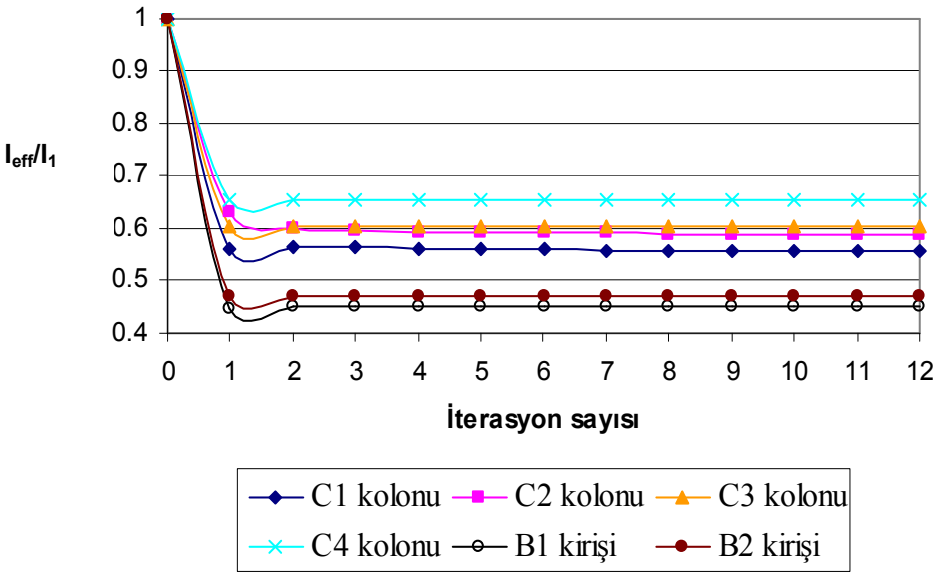
Şekil 5.11'den ayrıca görüldüğü gibi betonarme çerçeveye uygulanan yatay yükün çerçevenin taşıma gücü yükünün %82'ine ulaştığı anda birinci ve ikinci kattaki kirişlerin atalet momenti çatlamamış kesit atalet momenti değerlerinin sırası ile %45

ve %47'sine eşit olurken, birinci kattaki C1 ve C2 kolonlarının atalet momenti değerleri ise çatlamamış kesit atalet momenti değerlerinin %55 ve %58'sine karşılık gelmektedir. Aynı yük düzeyinde ikinci kattaki C3 ve C4 kolonlarının atalet momentleri ise çatlamamış kesit atalet momentlerinin %60 ve %65'ine eşit olmaktadır.

Betonarme çerçeveye uygulanan yatay yükün 270 kN olduğu düzeyde artan iterasyonlara bağlı olarak yatay deplasmanda ve etkili atalet momentinde oluşan değişimler Şekil 5.12 ve Şekil 5.13'de görülmektedir. Şekillerden gerek deplasmanların gerekse etkili atalet momenti değerlerinin 4 iterasyondan sonra çok çabuk bir şekilde sonuca ulaştığı görülmektedir.

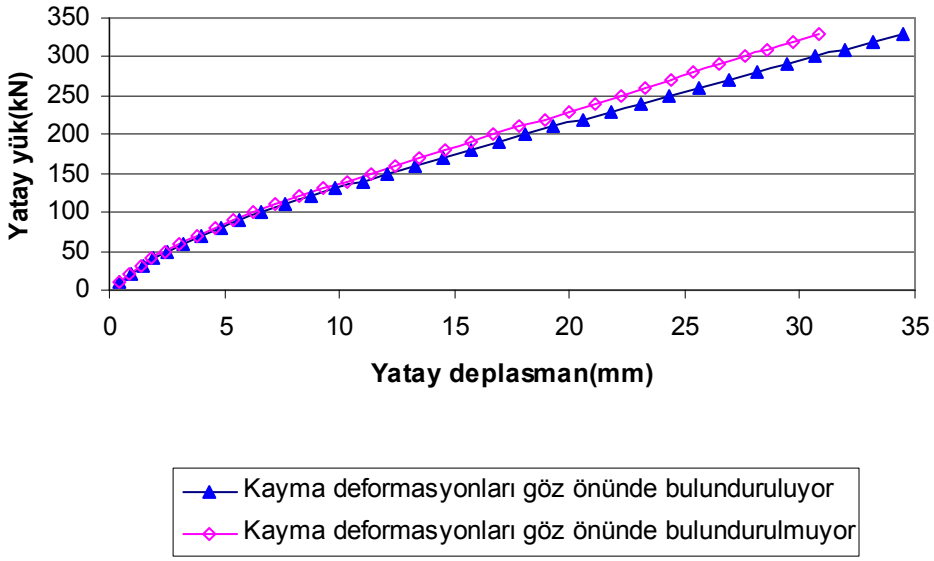


Şekil 5.12. Yatay deplasmanın iterasyon sayısına göre değişimi



Şekil 5.13. Etkili atalet momentlerinin iterasyon sayısına göre değişimi

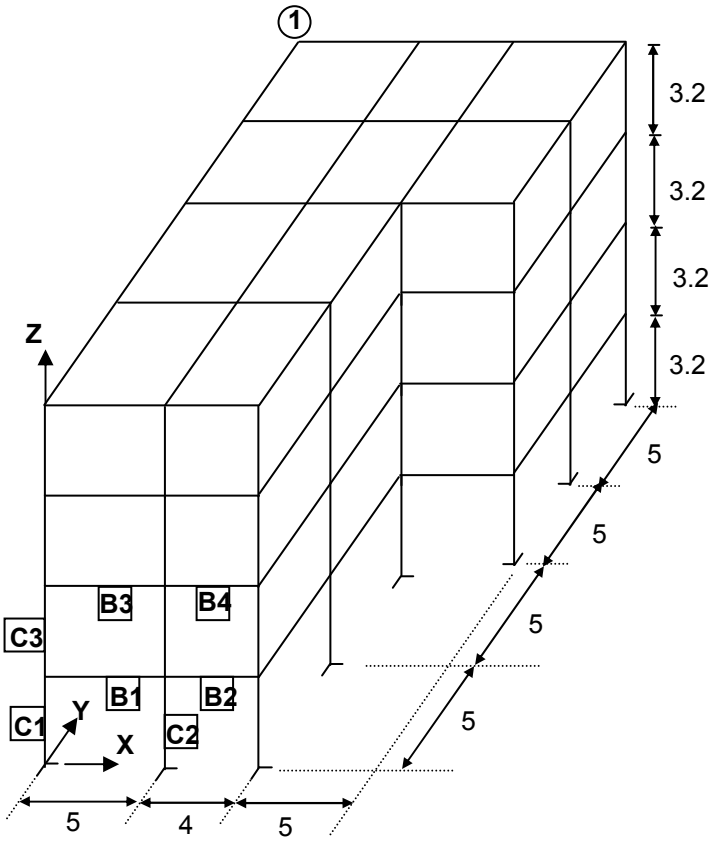
Yatay ve düşey yükler etkisi altındaki betonarme çerçevede kayma deformasyonları etkisinden kaynaklanan deplasmanın toplam yatay deplasmana olan katkısı Şekil 5.14'de gösterilmiştir. Şekilden görüldüğü gibi, çerçeveye uygulanan yatay yükün artmasına bağlı olarak kayma deformasyonları etkisinden kaynaklanan deplasmanların toplam deplasmana olan katkısının arttığı ve çerçeveye uygulanan yatay yükün çerçevenin taşıma gücü yükünün %82 olduğu düzeyde kayma deformasyonları etkisinden kaynaklanan deplasmanın toplam deplasmanın %10'unu oluşturduğu görülmüştür. Bununla birlikte çerçevenin taşıma gücü yüküne erişilmesiyle birlikte kayma deformasyonlarını etkisinin toplam deplasmana yaklaşık olarak %12 katkı yaptığı elde edilmiştir.



Şekil 5.14. Kayma deformasyonları etkisinin yatay deplasmanlar üzerine olan etkisi

5.2.3. Örnek 3

Bu örnekte yatay ve düşey yükler etkisi altındaki dört katlı betonarme çerçeve çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak geliştirilen bilgisayar programı aracılığı ile analiz edilmiştir (Şekil 5.15). Üç boyutlu betonarme yapıya her katta kirişler üzerinde bulunan düşey yükler ve master noktalarına da yatay yükler etkimektedirler. Betonarme çerçevenin elemanlarına ait özellikler ve yüklemeye ait bilgiler Çizelge 5.1'de verilmiştir. Analizde etkili atalet momenlerinin hesabında ACI ve olasılığa dayalı etkili rijitlik modeli, etkili kayma modüllerinin hesabında ise Al-Mahaidinin önermiş olduğu yöntem kullanılmıştır.

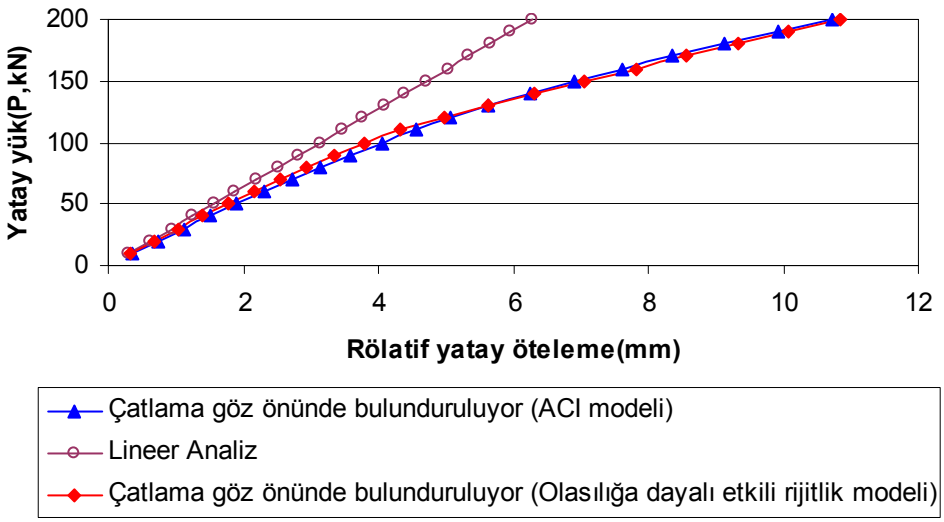


Şekil 5.15 Dört katlı betonarme çerçeve örneği (m)

Çizelge 5.1 Betonarme çerçeve örneği ile ilgili gerekli bilgiler

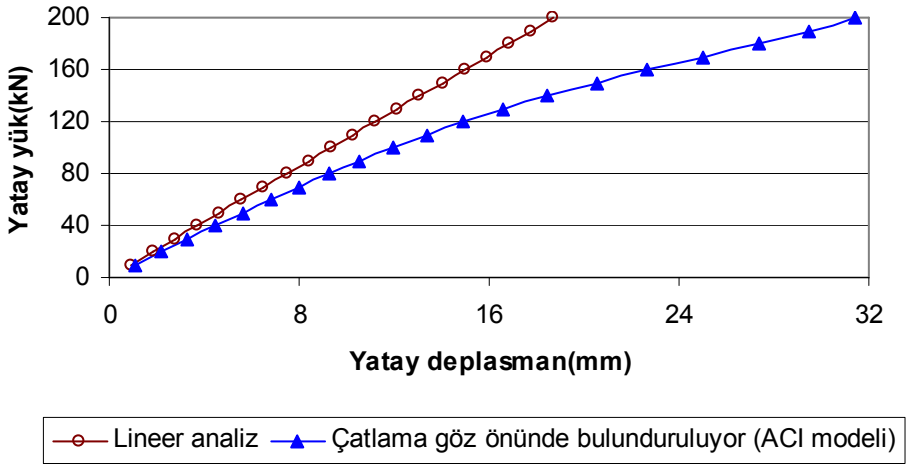
	1. Kat	2. Kat	3. Kat	4. Kat
Kiriş boyutları	300*500 mm	300*500 mm	300*500 mm	300*500 mm
Kolon boyutları	500*500 mm	500*500 mm	500*500 mm	500*500 mm
Düzgün yayılı yük (kN/m)	q	q	q	0.8*q
Master noktalarına etkiyen yatay yükler	P	2P	3P	2.5*P

Betonarme çerçeve ilk etapta her katta kirişler üzerinde bulunan (q=30 kN/m) düşey yükler sabit kalırken master noktalarına etkiyen ve P'ye bağlı olarak ifade edilen yatay yükler başlangıçtan 200 kN'a kadar arttırılarak çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak geliştirilen bilgisayar programı aracılığı ile çözümlenmiştir. Çatlamaların etkisinin analizde göz önünde bulundurulması ve bulundurulmaması durumlarında betonarme yapının ikinci katında oluşan maksimum rölatif yatay ötelemelerinin yatay yüke göre değişimi Şekil 5.16'da gösterilmiştir.



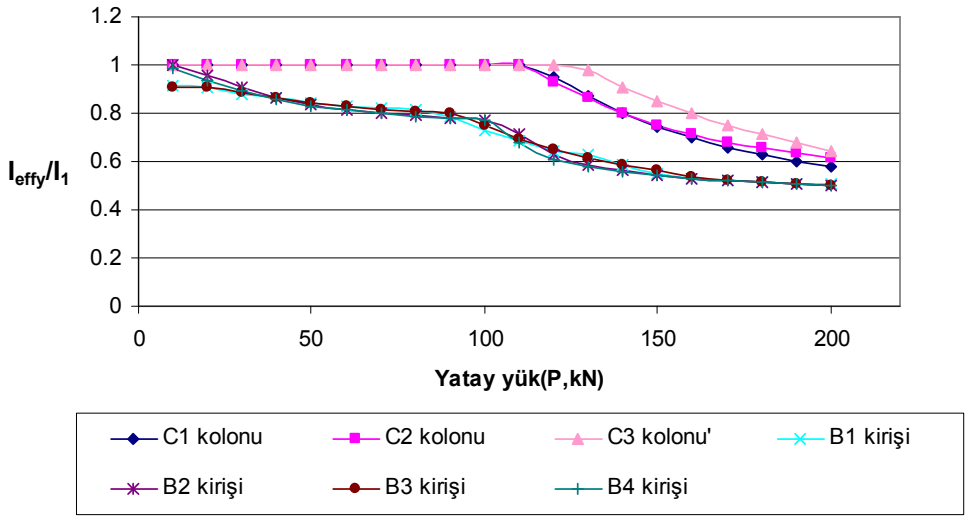
Şekil 5.16. Lineer analiz ve çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak elde edilen rölatif yatay ötelemelerin karşılaştırılması

Şekilden betonarme yapıya uygulanan yükün artmasına bağlı olarak çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak elde edilen değerlerle lineer analiz sonucu elde edilen değerler arasındaki farkın arttığı görülmektedir. Betonarme çerçeveye uygulanan yatay yükün P=200 kN olduğu düzeyde bu farkın %70'e ulaştığı görülmüştür.



Şekil 5.17. Lineer analiz ve çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak 1 numaralı düğümde elde edilen yatay deplasmanların karşılaştırılması

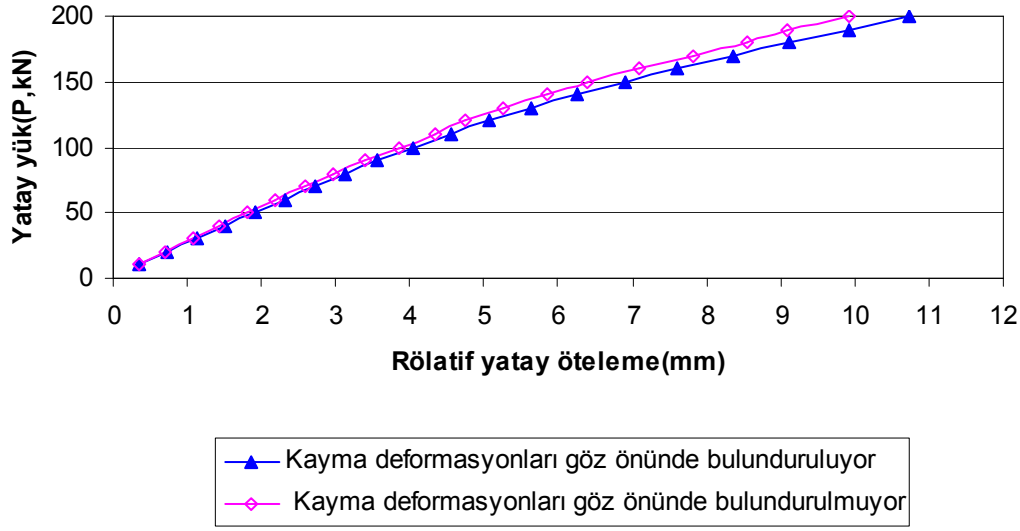
Şekil 5.17'de ise betonarme çerçeveye uygulanan yatay yüke bağlı olarak 1 numaralı düğümde oluşan yatay deplasmanların değişimi verilmiştir. Bu düğümde oluşan yatay deplasmanların, rölatif yatay ötelemelerin değişimine benzer bir değişim gösterdiği görülmektedir.



Şekil 5.18. Kiriş ve kolonların etkili atalet momentlerinin yatay yüke göre değişimi

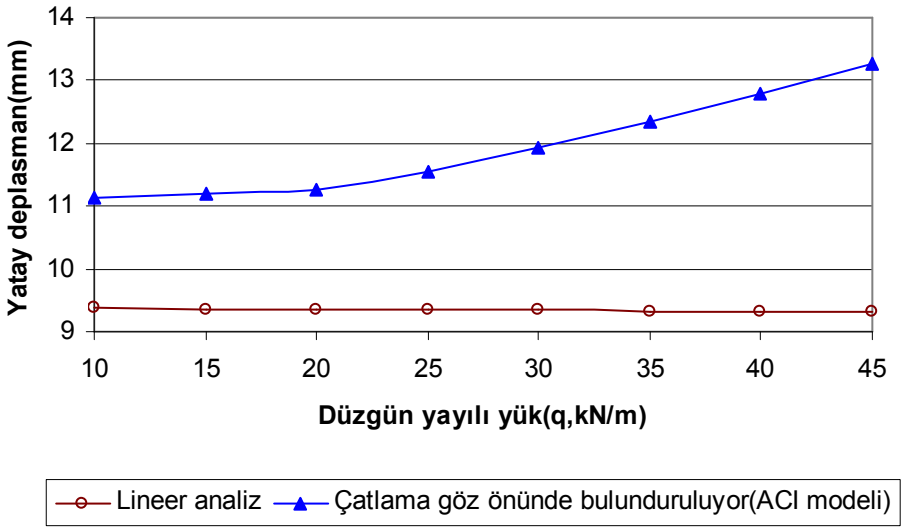
Betonarme yapıya uygulanan yatay yükün artmasına bağlı olarak değişik elemanların eğilme rijitliğinde oluşan değişimler Şekil 5.18'de gösterilmiştir. Şekilden görüldüğü gibi kirişlerinin atalet momentlerinin çatlamamış kesit atalet momentlerinin %50'sine eşit olduğu anda birinci kattaki C1 ve C2 kolonlarının atalet momentleri çatlamamış kesit atalet momentlerinin %57-61'ine eşit olmaktadır.

Yatay ve düşey yükler etkisi altındaki betonarme yapıda kayma deformasyonları etkisinin yapıda oluşan maksimum rölatif yatay ötelemeler üzerine olan etkisi şekil 5.19'da gösterilmiştir. Şekilden de görüldüğü gibi kayma deformasyonları etkisinden kaynaklanan deplasmanların yatay deplasmanlara yaklaşık olarak %10'luk bir katkı yaptığı elde edilmiştir.



Şekil 5.19. Kayma deformasyonları etkisinin rölatif yatay ötelemeler üzerine olan etkisi

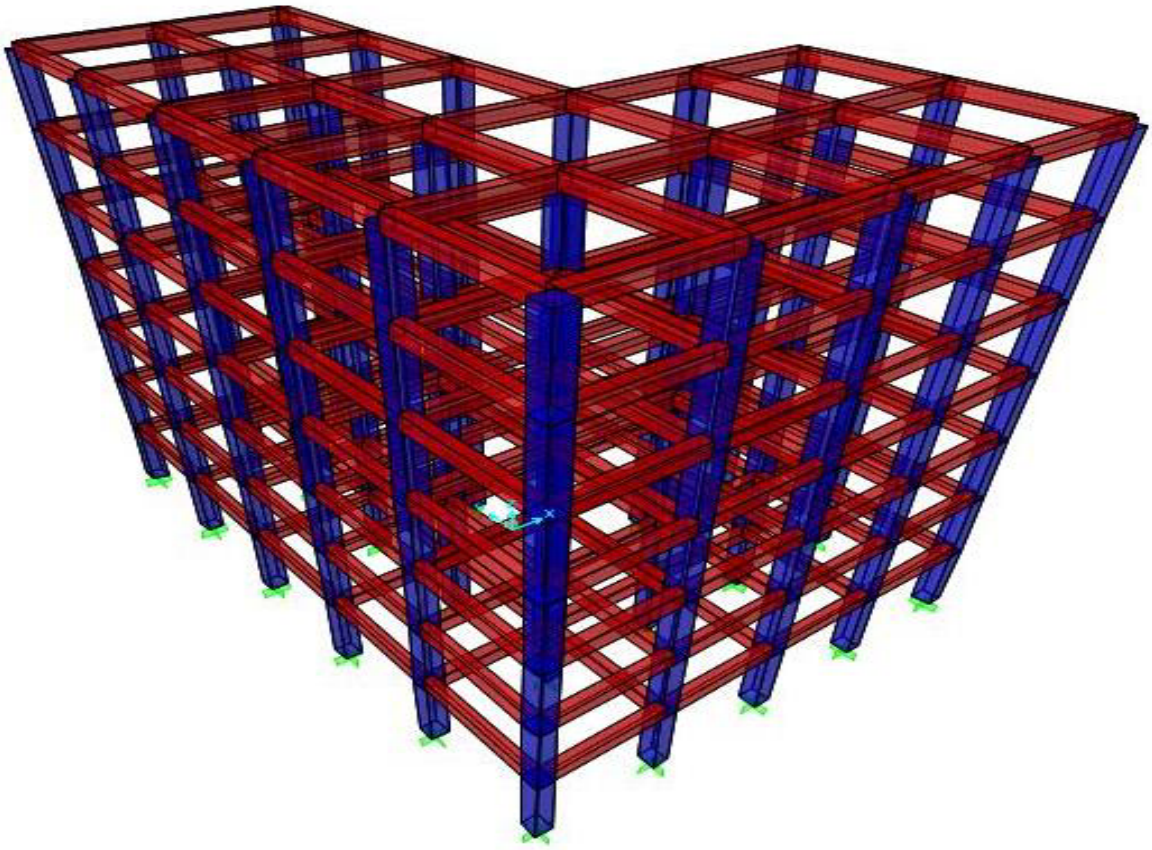
Bu örnekte ayrıca betonarme çerçevenin her katındaki master noktalarına etkiyen yatay yükler sabit kalırken kirişler üzerinde bulunan düşey yükler q=10 kN/m den 45 kN/m'ye kadar arttırılarak analiz edilmiştir. Lineer elastik model ve çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak betonarme yapının 1 numaralı düğümünde oluşan yatay deplasmanların uygulanan düşey yüklere göre değişimi Şekil 5.20'de gösterilmiştir. Şekilden yatay yüklerin sabit tutulmasına rağmen ve sadece düşey yüklerin artmasına bağlı olarak yatay deplasmanların arttığı görülmektedir. Düşey yüklerin artmasıyla birlikte kirişlerde oluşan çatlamalar yapının toplam yatay rijitliliğinin azalmasına ve bu da yatay deplasmanların artmasına neden olmaktadır.



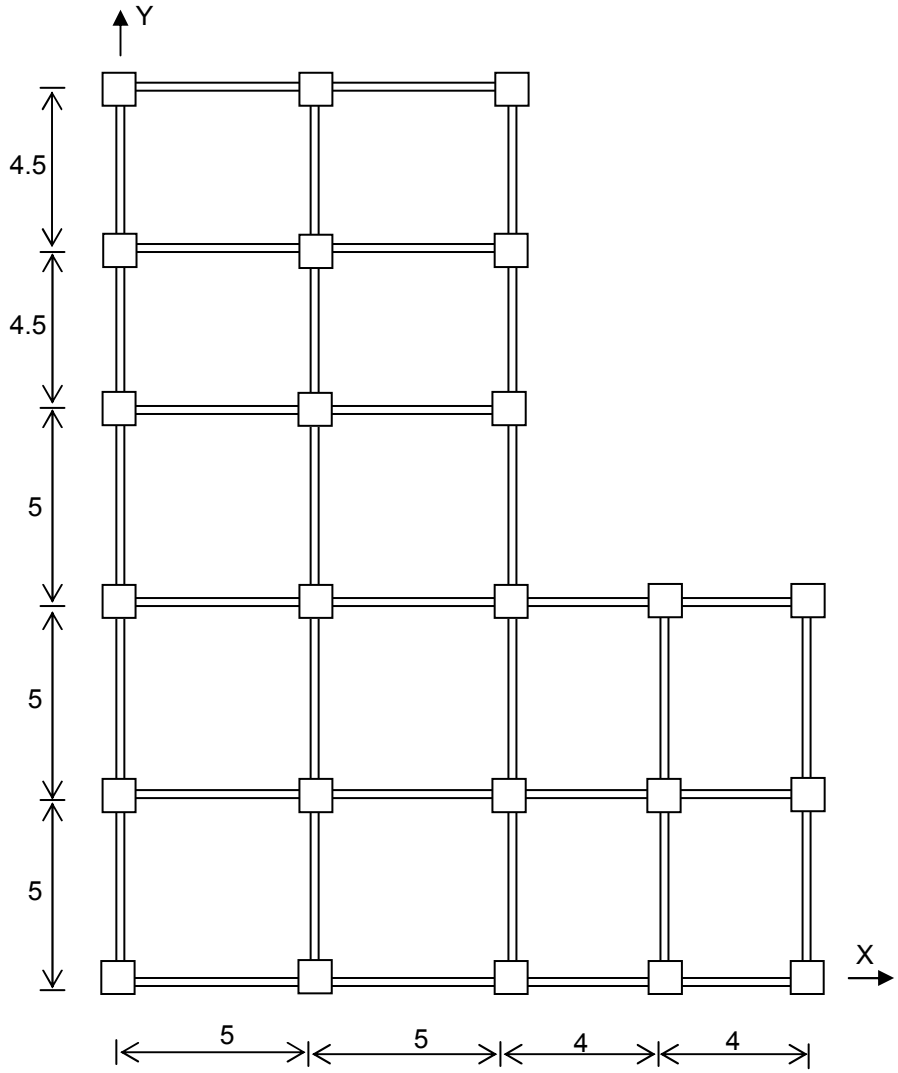
Şekil 5.20. Yatay deplasmanın düzgün yayılı yüke göre değişimi

5.2.4. Örnek 4

Bu örnekte, Şekil 5.21'de gösterilen ve simetrik olmayan 7 katlı betonarme çerçeve modeli, yatay ve düşey yükler etkisi altında gerek lineer analizle, gerekse kiriş ve kolonlardaki çatlamalar göz önünde bulundurularak çözülmüştür. Betonarme yapıya ait kiriş ve kolon elemanlarının boyutları, kat yükseklikleri ve her katta master noktalarına etkiyen yatay yükler Çizelge 5.2'de verilmiştir.



Şekil 5.21. 7 Katlı betonarme çerçeve örneği



Şekil 5.22. 7. Kat kolon yerleşim planı (m)

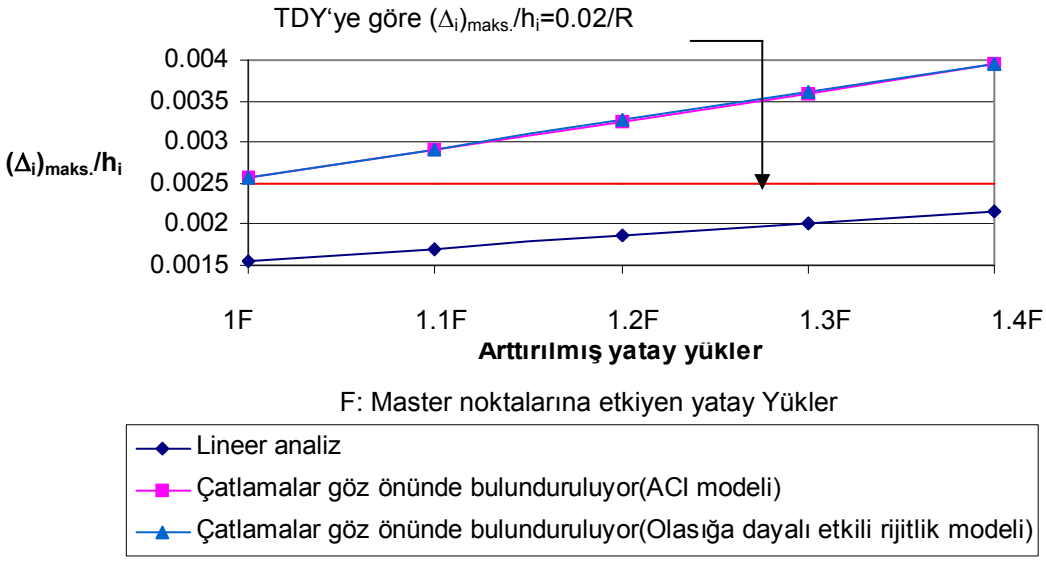
Çizelge 5.2. Betonarme çerçeve örneğine ait bilgiler

	Kolon boyutları (mm*mm)	Kiriş boyutları (mm*mm)	Kat Yükseklikleri (mm)	Master Noktasına X ekseni doğrultusunda etkiyen yatay yükler (kN)
1. Kat	550*600	350*600	3100	120
2. Kat	550*600	350*600	3100	240
3. Kat	550*600	350*600	3100	360
4. Kat	550*600	350*600	3100	475
5. Kat	550*600	350*600	3100	590
6. Kat	550*600	350*600	3100	710
7. Kat	550*600	350*600	3100	560
R=8 (Süneklilik düzeyi yüksek betonarme çerçeve sistemi)				

Yapı sistemi, kiriş elemanlar üzerindeki düşey yükler sabit kalırken her kattaki master noktalarına etki eden yatay yükler sırasıyla %10, %20, %30 ve %40 oranında arttırılarak analiz edilmiş ve her bir yük adımı için elde edilen deplasman değerlerine bağlı olarak TDY'de belirtilen ilgili kontroller yapılmıştır. Bu örnekte, etkili atalet momentlerinin hesabında ACI ve olasılığa dayalı etkili rijitlik modeli, etkili kayma modüllerinin hesabında ise Al-Mahaidi'nin önermiş olduğu yöntem kullanılarak çözümlemeler yapılmış ve elde edilen deplasman değerlerine bağlı olarak $(\Delta_i)_{max}/h_i$ ve θ_i'nin farklı modellere göre karşılaştırmaları Çizelge 5.3 ve Çizelge 5.4'de verilmiştir. Ayrıca $(\Delta_i)_{max}/h_i$'nin master noktalarına uygulanan yatay yüklere göre değişimi ise Şekil 5.23'de gösterilmiştir.

Çizelge 5.3. Lineer elastik model ve çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak elde edilen göreli kat ötelemeleri

Yük Katsayıları	Lineer Analiz $(\Delta_i)_{maks.}/h_i$	Lineer Olmayan Analiz	
		$(\Delta_i)_{maks.}/h_i$(ACI Modeli)	$(\Delta_i)_{maks.}/h_i$(Olas. Day. Etk. Rij. Mod.)
1	0.00155	0.00258	0.00257
1.1	0.00170	0.00292	0.00290
1.2	0.00187	0.00326	0.00324
1.3	0.00202	0.00361	0.00359
1.4	0.00216	0.00394	0.00392



Şekil 5.23. $(\Delta_i)_{maks.}/h_i$'nin yatay yüklere göre değişimi

Şekil 5.23'den görüldüğü gibi X ekseni doğrultusundaki yatay yüklerden dolayı lineer analiz sonucu elde edilen göreli kat ötelemeleri tüm yatay yük katsayıları (master noktalarına etkiyen 1.0F, 1.1F, 1.2F, 1.3F, 1.4F yatay yükleri) için TDY'de belirtilen şartı sağlamasına rağmen, çatlamalar göz önünde bulundurularak elde edilen maksimum rölatif yatay ötelemeler bu şartı sağlamamaktadır.

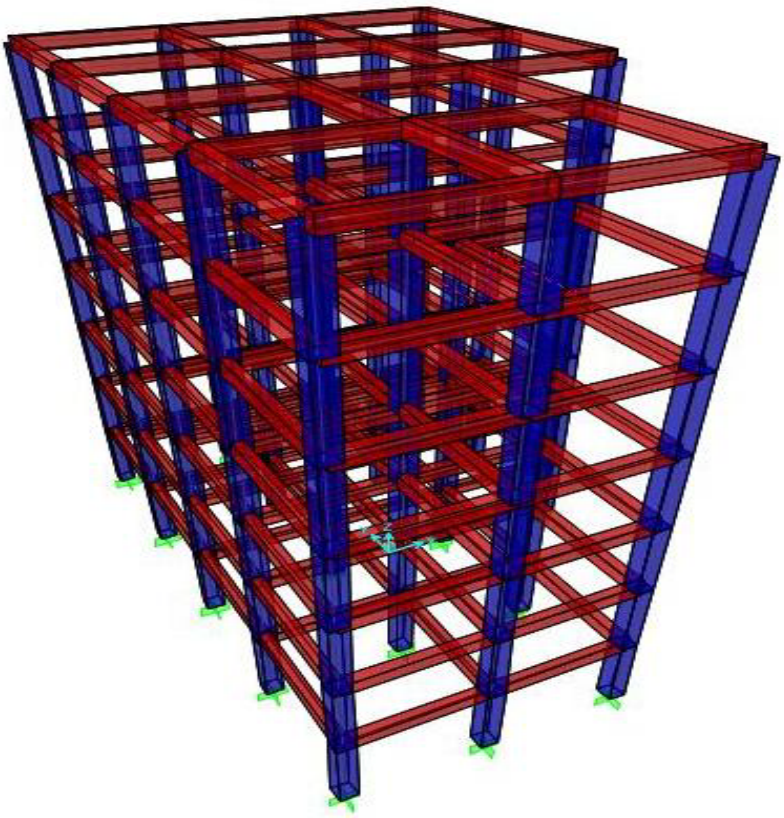
Yapıya uygulanan yatay ve düşey yüklerden dolayı gerek lineer analiz, gerekse çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak yapılan analiz sonucu elde edilen ikinci mertebe gösterge değerleri, TDY'nin belirttiği şartı, tüm yatay yük katsayıları (master noktalarına etkiyen 1.0F, 1.1F, 1.2F, 1.3F, 1.4F yatay yükleri) için Çizelge 5.4'den de görüldüğü gibi sağlamaktadır.

Çizelge 5.4. Lineer elastik model ve çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak elde edilen ikinci mertebe gösterge değerleri

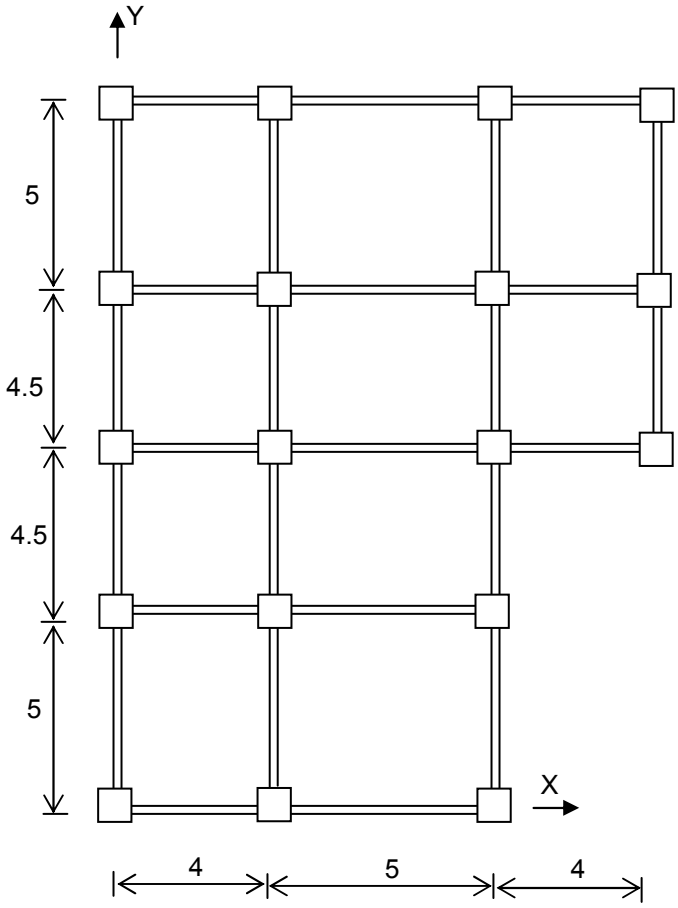
Yük Katsayıları	Lineer Analiz θ_i	Lineer Olmayan Analiz	
		θ_i (ACI modeli)	θ_i (Olas. Day. Etk. Rij. Mod.)
1	0.0112	0.0189	0.0190
1.1	0.0129	0.0214	0.0216
1.2	0.0141	0.024	0.0242
1.3	0.0152	0.0268	0.0269
1.4	0.0163	0.0293	0.0293

5.2.5. Örnek 5

Bu örnekte ise 6 katlı betonarme çerçeve, yatay ve düşey yükler etkisi altında gerek lineer elastik model ile gerekse kiriş ve kolonlardaki çatlamalar göz önünde bulundurularak analiz edilmiştir. (Şekil 5.24 ve Şekil 5.25). Betonarme çerçevenin elemanlarına ait özellikler ve yüklemeye ait bilgiler Çizelge 5.5'de verilmiştir.



Şekil 5.24. 6 Katlı betonarme çerçeve örneği



Şekil 5.25. 6. Kat kolon yerleşim planı(m)

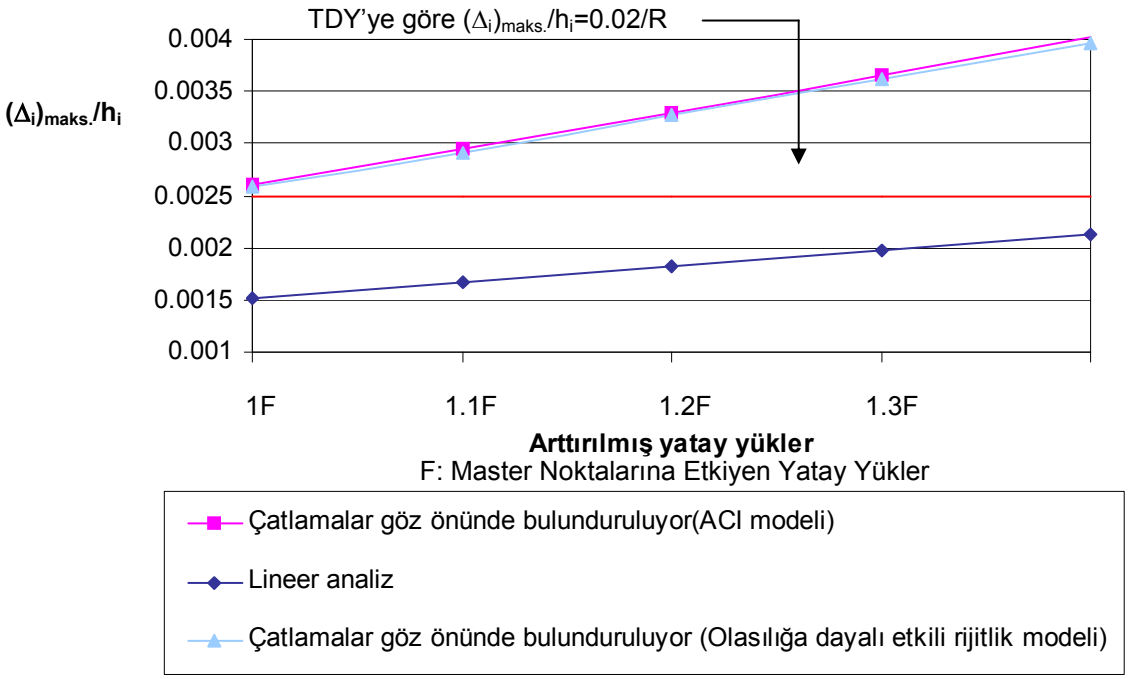
Çizelge 5.5. Betonarme yapıya ait gerekli bilgiler

	Kolon boyutları (mm*mm)	Kiriş boyutları (mm*mm)	Kat yükseklikleri (mm)	Master noktasına X ekseni doğrultusunda etkiyen yatay Yükler (kN)
1. Kat	500*500	300*500	3000	70
2. Kat	500*500	300*500	3000	140
3. Kat	500*500	300*500	3000	210
4. Kat	500*500	300*500	3000	280
5. Kat	500*500	300*500	3000	350
6. Kat	500*500	300*500	3000	280
R=8 (Süneklilik düzeyi yüksek betonarme çerçeve sistemi)				

Betonarme çerçeve sistemi, kirişler üzerindeki düşey yükler sabit kalırken master noktalarına etki eden yatay yükler, belirli oranda arttırılarak analiz edilmiştir. Analizde etkili atalet momenlerinin hesabında ACI ve olasılığa dayalı etkili rijitlik modeli etkili kayma modüllerinin hesabında ise Al-Mahaidinin önermiş olduğu yöntem kullanılarak çözümlemeler yapılmış ve elde edilen deplasman değerlerine bağlı olarak ($\frac{(\Delta_i)_{max}}{h_i}$) ve θ_i'nin farklı modellere göre karşılaştırmaları Çizelge 5.6. ve Çizelge 5.7'de yapılmıştır. Ayrıca $(\Delta_i)_{max}/h_i$'nin master noktalarına uygulanan yatay yüklere göre değişimi Şekil 5.26'da gösterilmiştir.

Çizelge 5.6. Lineer elastik model ve çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak elde edilen göreli kat ötelemeleri

Yük Katsayıları	Lineer Analiz $(\Delta_i)_{maks.}/h_i$	Lineer Olmayan Analiz	
		$(\Delta_i)_{maks.}/h_i$(ACI Modeli)	$(\Delta_i)_{maks.}/h_i$(Olas. Day. Etk. Rij. Mod.)
1	0.00151	0.00261	0.00259
1.1	0.00167	0.00294	0.00292
1.2	0.00182	0.00330	0.00327
1.3	0.00197	0.00365	0.00362
1.4	0.00212	0.004	0.00397



Şekil 5.26. $(\Delta_i)_{maks.}/h_i$'nin yatay yüklere göre değişimi

Şekil 5.26'dan yatay ve düşey yükler etkisi altındaki betonarme çerçevede çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak elde edilen maksimum göreli kat ötelemelerinin yatay yük seviyesinin artmasına bağlı olarak lineer analize göre büyük değişimler gösterdiği ve tüm yatay yük katsayıları için TDY'de belirtilen sınır değerleri aştığı görülmektedir.

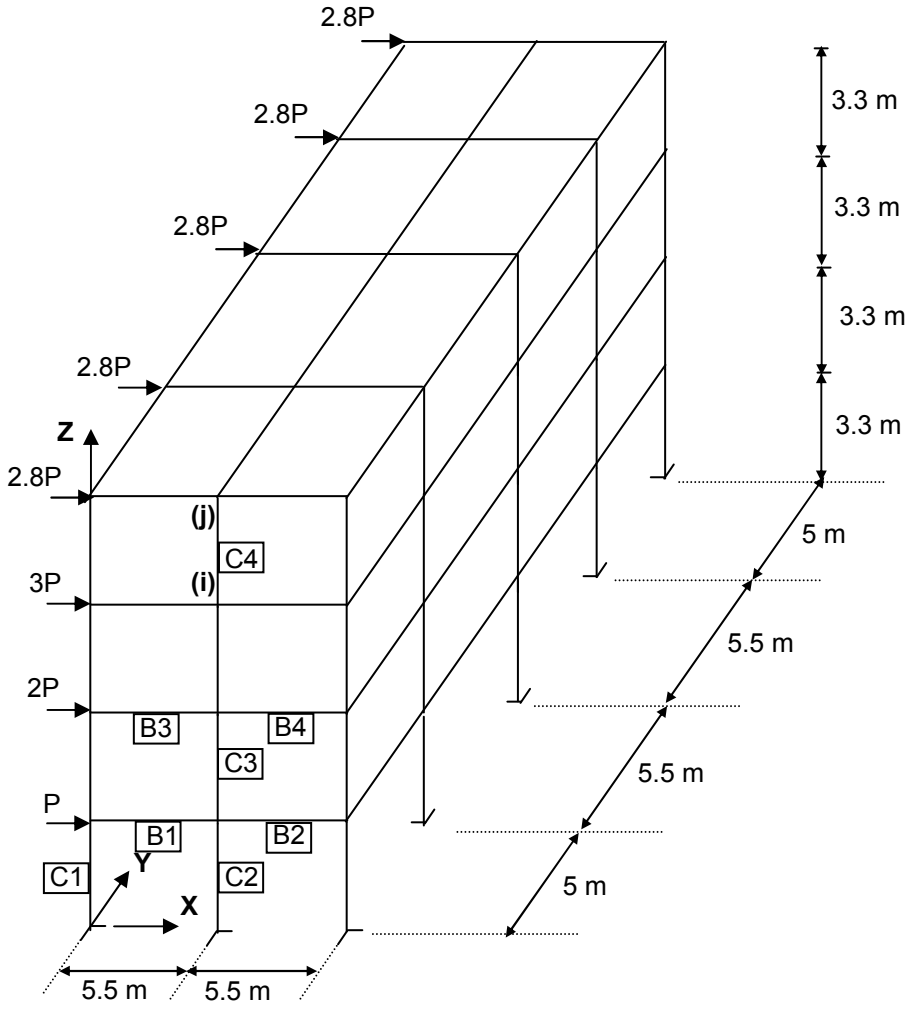
Çizelge 5.7. Lineer elastik model ve çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak elde edilen ikinci mertebe gösterge değerleri

Yük Katsayıları	Lineer Analiz θ_i	Lineer Olmayan Analiz	
		θ_i (ACI Modeli)	θ_i (Olas. Day. Etk. Rij. Mod.)
1	0.0107	0.0176	0.0177
1.1	0.0117	0.02	0.02
1.2	0.0128	0.0224	0.0225
1.3	0.0139	0.0249	0.025
1.4	0.0149	0.0275	0.0275

Çizelge 5.7'den görüldüğü gibi yapıya etkiyen yatay ve düşey yüklerden dolayı gerek çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak yapılan analiz, gerekse lineer analiz sonucu elde edilen ikinci mertebe gösterge değerleri, TDY'nin belirttiği şartı, tüm yatay yük katsayıları için bir önceki örnekte de olduğu gibi sağlamaktadır.

5.2.6. Örnek 6

Bu örnekte yatay ve düşey yükler etkisi altındaki dört katlı betonarme çerçeve örneği geometrik nonlineerlik ve çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak geliştirilen bilgisayar programı aracılığı ile analiz edilmiştir (Şekil 5.27). Betonarme çerçevenin elemanlarına ait özellikler ve yüklemeye ait bilgiler Çizelge 5.8'de verilmiştir.

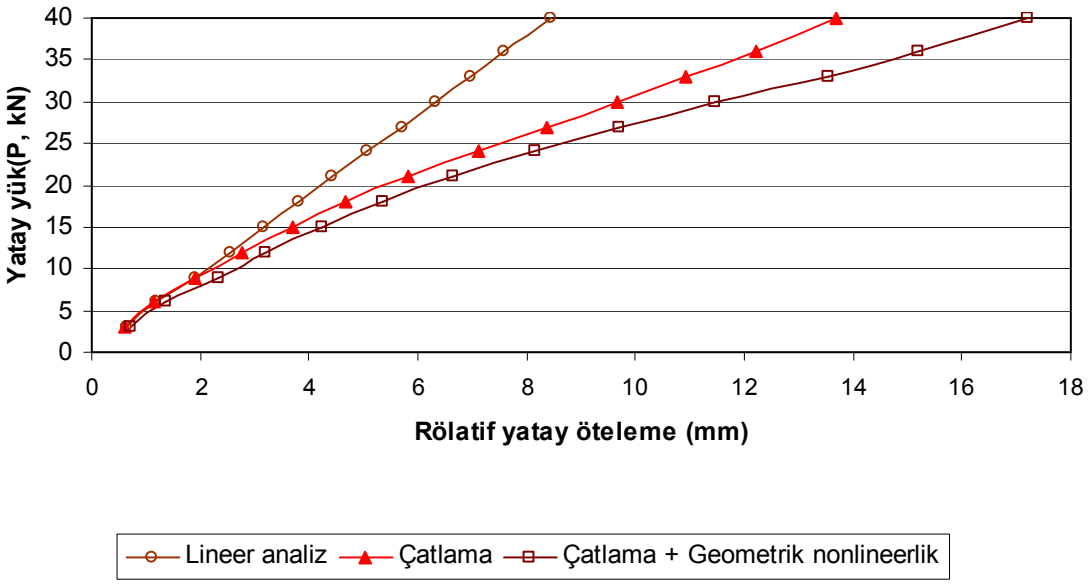


Şekil 5.27. Yatay ve düşey yükler etkisi altındaki dört katlı betonarme çerçeve örneği

Çizelge 5.8. Betonarme çerçeve örneği ile ilgili gerekli bilgiler

	1. Kat	2.Kat	3.Kat	4. Kat
Kolon Boyutları (mm*mm)	500*500	500*500	500*500	400*400
Kiriş Boyutları (mm*mm)	300*500	300*500	300*500	300*500
Düşey Yükler (kN/m)	30	30	30	24

Yapıya her katta, kirişler üzerinde düşey yükler ve kat seviyelerinde ilgili düğümlere P'ye bağlı olarak ifade edilen yatay yükler etkimektedir. Betonarme çerçeve, kirişler üzerinde bulunan düşey yükler sabit kalırken yatay yük P başlangıçtan 40 kN'a kadar arttırılarak çatlamalar ve ikinci mertebe etkiler göz önünde bulundurularak analiz edilmiştir. Lineer elastik model ve çatlamalar ve ikinci mertebe etkiler göz önünde bulundurularak, yapıda oluşan maksimum rölatif yatay ötelemenin uygulanan yatay yüke göre değişimi Şekil 5.28'de gösterilmiştir.

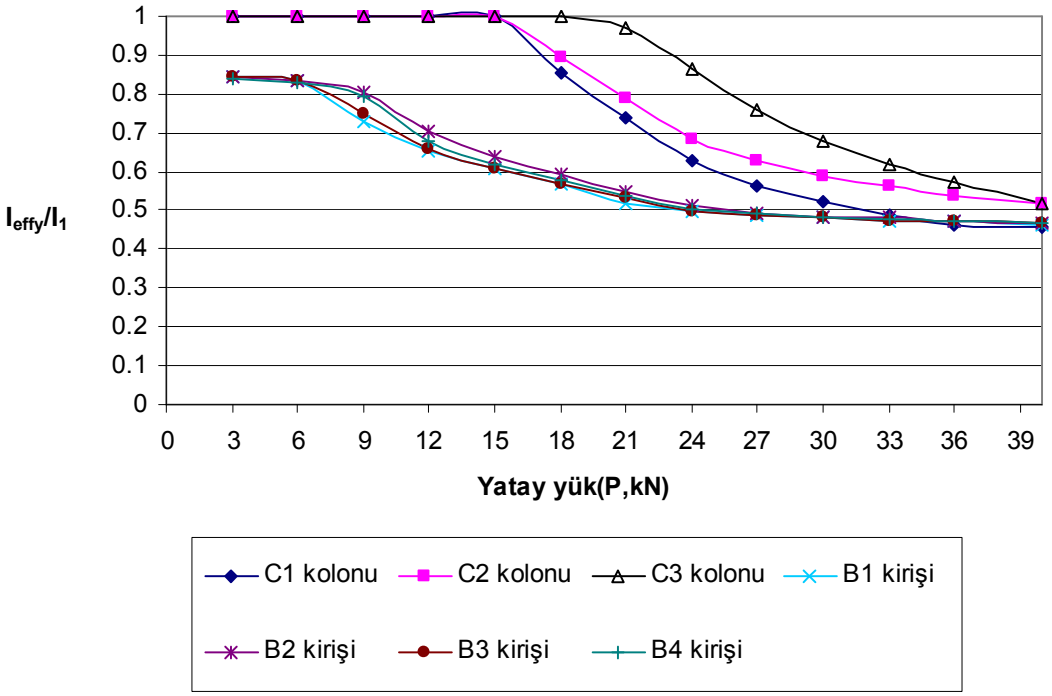


Şekil 5.28. Maksimum rölatif yatay ötelemenin uygulanan yatay yüke göre değişimi

Şekilden lineer analiz sonucu elde edilen değerlerle nonlineer analiz sonucu elde edilen değerler arasında çerçeveye uygulanan yatay yükün artmasına bağlı olarak büyük farklılıklar oluştuğu görülmektedir. Yükün 40 kN olduğu düzeyde bu fark % 95 olarak elde edilmiştir.

Şekil 5.28'de ayrıca ikinci mertebe etkilerin yapıda oluşan maksimum rölatif yatay deplasmanlar üzerine olan etkisi gösterilmiştir. Şekilden sadece çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak elde edilen deplasmanlarla, çatlamalar ve ikinci mertebe etkiler göz önünde bulundurularak elde edilen deplasmanlar arasındaki farkın yatay yükün artmasına bağlı olarak daha da arttığı ve yatay yük değerinin P=40 kN olduğu düzeyde ise bu farkın yaklaşık olarak %20'ye ulaştığı görülmektedir. Elde edilen bu sonuca göre betonarme yapıya uygulanan yatay yüklerin artmasıyla birlikte P-Δ etkisine de bağlı olarak analizlerde daha gerçekçi sonuçlar elde edilebilmesi açısından geometrik nonlineerlik etkilerin çatlamaların etkisiyle birlikte göz önünde bulundurulmasının önemli olabileceği ifade edilebilir.

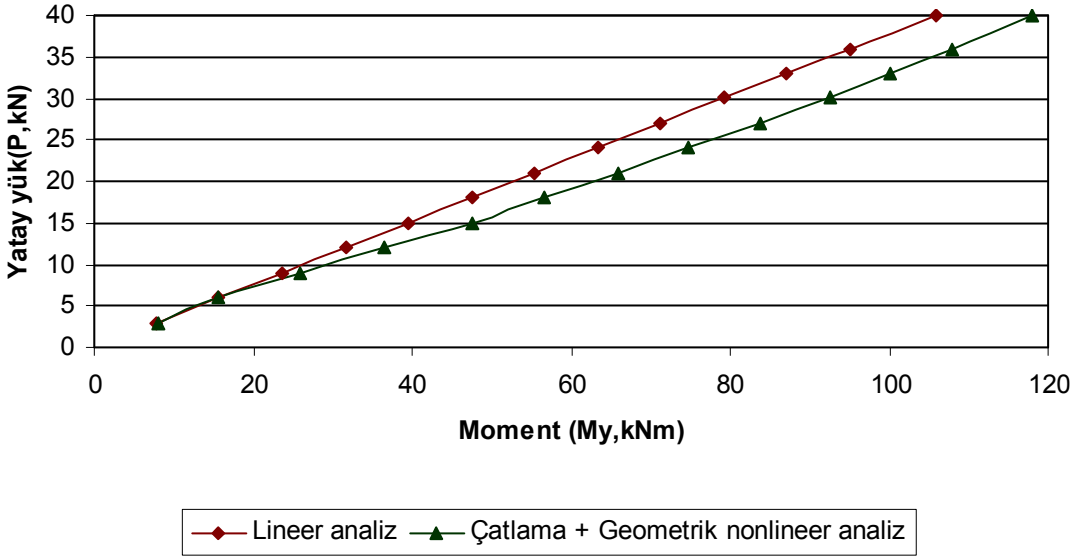
Betonarme yapıya uygulanan yatay yükün artmasına bağlı olarak değişik elemanların etkili atalet momentindeki değişimler Şekil 5.29'da gösterilmiştir.



Şekil 5.29. Kiriş ve kolonların etkili atalet momentlerinin yatay yüke göre değişimi

Şekilden görüldüğü gibi B1 ve B2 kiriş elemanlarının atalet momentlerinin çatlamamış kesit atalet momentlerinin yaklaşık olarak %50'sine eşit olduğu anda C1 ve C2 kolonlarının atalet momenti sırasıyla çatlamamış kesit atalet momentlerinin %57 ve %64'üne eşit olmaktadırlar.

Betonarme yapıya uygulanan yatay yükün artmasına bağlı olarak C4 kolonunun j ucunda gerek lineer analiz, gerekse çatlamalar ve geometrik nonlineerlik etkiler göz önünde bulundurularak yapılan analiz sonucu elde edilen eğilme momenti (M_y) değerinin yatay yüke göre değişimi Şekil 5.30'da gösterilmiştir.



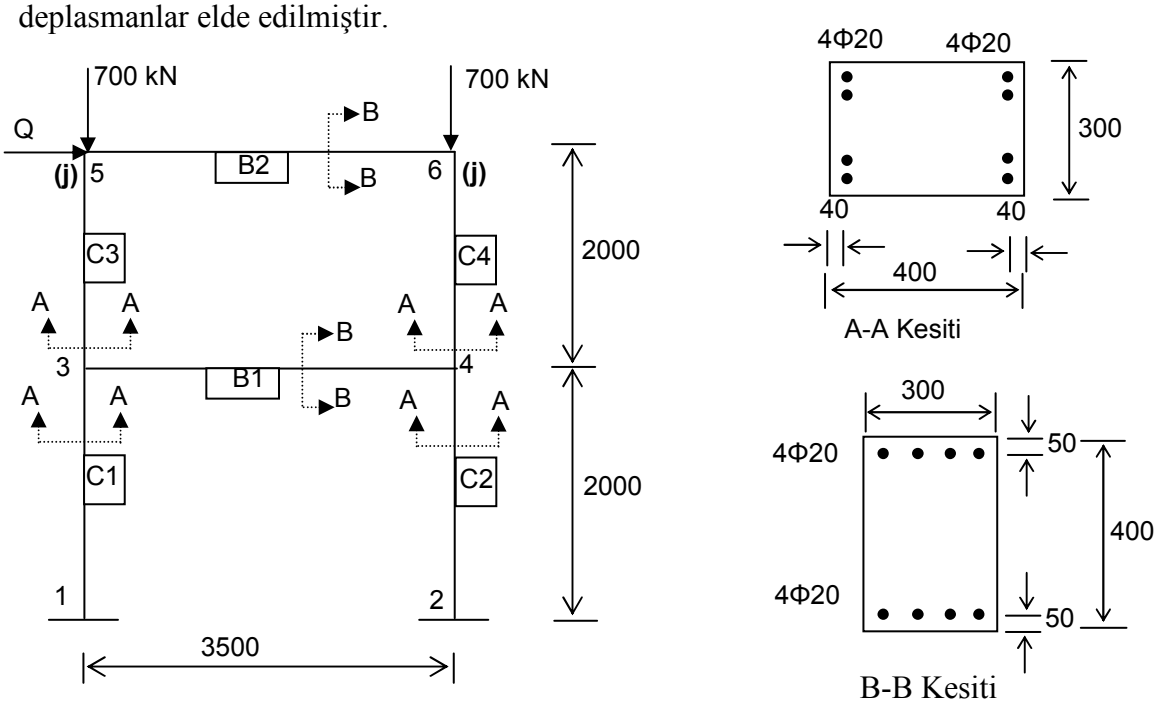
Şekil 5.30. Eğilme momentinin yatay yüke göre değişimi

Şekilden görüldüğü gibi betonarme çerçeveye uygulanan yatay yükün artmasına bağlı olarak nonlineer analiz sonucu elde edilen eğilme momenti değerleri özellikle geometrik nonlineerlik etkileri nedeniyle lineer analiz sonucu elde edilen değerlere göre artış göstermektedir.

5.2.7. Örnek 7

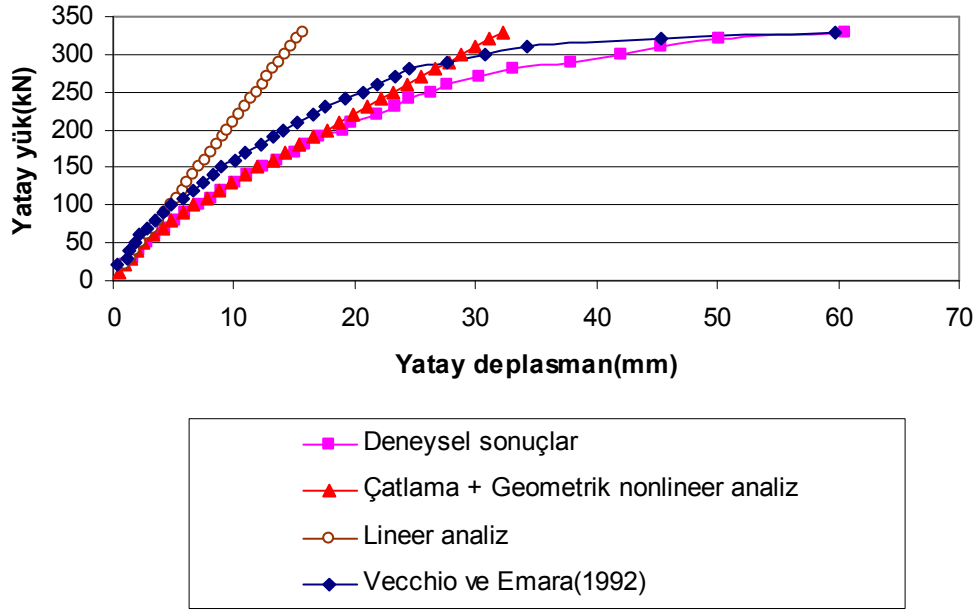
Bu örnekte, çatlamalardan sonra kiriş ve kolonların eğilme ve kayma rijitliğinde oluşan değişimler göz önünde bulundurularak 2. örnekte analiz edilen betonarme yapı, bu defa çatlamalar ve geometrik nonlineer etkiler göz önünde bulundurularak betonarme çerçevelerin analizi için geliştirilen bilgisayar programı aracılığı ile analiz edilmiştir. Betonarme çerçeve Şekil 5.31'den görüldüğü üzere 6 elemandan oluşacak şekilde modellenmiştir. Örnekte betonarme yapıya uygulanan düşey yükler sabit kalmak üzere, yatay yükler (Q) çerçeve taşıma gücüne erişinceye

kadar arttırılarak yapının ikinci katındaki 5 numaralı düğümde oluşan yatay deplasmanlar elde edilmiştir.



Şekil 5.31. Yatay ve düşey yükler etkisi altındaki iki katlı betonarme çerçeve örneği

Çatlamalar ve geometrik nonlineerlik etkiler göz önünde bulundurularak geliştirilen analitik yönteme bağlı olarak çerçevenin 5 numaralı düğümünde elde edilen yatay deplasmanların gerek lineer elastik analiz, gerekse diğer analitik model ve deneysel çalışma sonuçlarıyla karşılaştırılması Şekil 5.32'de gösterilmiştir.

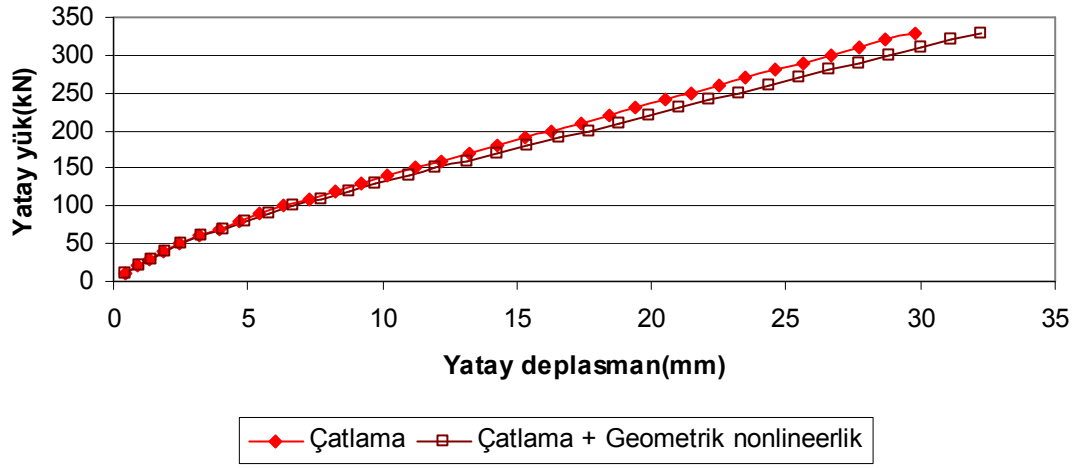


Şekil 5.32. Deneysel ve analitik çalışma sonuçlarından elde edilen yatay deplasmanların karşılaştırılması

Şekilden görüldüğü gibi lineer analiz sonucu elde edilen yatay deplasman değeri ile gerek deneysel gerekse bu çalışmada elde edilen değerler arasında çerçeveye uygulanan yatay yükün artmasına bağlı olarak büyük farklılıkların oluştuğu görülmektedir.

Betonarme çerçeveye uygulanan yatay yükün çerçevenin taşıma gücü yükünün yaklaşık olarak %83 olduğu düzeye kadar bu çalışmada elde edilen sonuçlarla deneysel sonuçların oldukça uyum içerisinde olduğu görülmektedir. Ayrıca bu çalışmada elde edilen sonuçların yatay yükün 275 kN olduğu düzeye kadar Vecchio ve Emara (1992) tarafından elde edilen sonuçlara göre daha iyi olduğu da görülmektedir. Bununla birlikte yatay yükün bu değerinden sonra özellikle çerçevenin taşıma gücü yüküne de yaklaşıldıkça 2. örnekte elde edilen sonuçlara paralel olarak deneysel sonuçlarla bu çalışmada elde edilen sonuçlar arasında büyük farklılığın oluştuğu görülmektedir.

Yatay ve düşey yükler etkisi altındaki betonarme çerçevede geometrik nonlineerlik etkilerin yatay deplasmanlar üzerine olan etkisi Şekil 5.33'de gösterilmiştir.

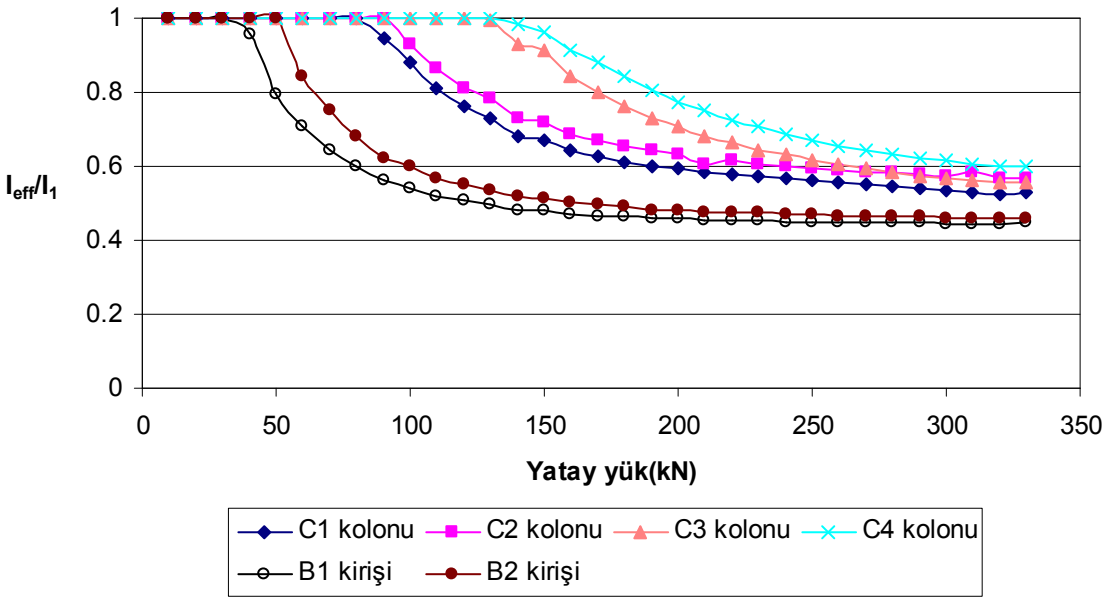


Şekil 5.33. Geometrik nonlineerlik etkilerinin yatay deplasmanlar üzerine olan etkisi

Şekilden sadece çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak elde edilen deplasmanlarla, çatlamalar ve ikinci mertebe etkiler göz önünde bulundurularak elde edilen deplasmanlar arasındaki farkın yatay yükün artmasına bağlı olarak arttığı ve

yatay yük değerinin 330 kN olduğu düzeyde ise bu farkın %11'e ulaştığı görülmektedir.

Betonarme çerçeveye uygulanan yatay yükün artmasına bağlı olarak elemanlardaki çatlamaların oluşum sırası ve elemanların eğilme rijitliğinde oluşan değişimler elde edilerek Şekil 5.34'de gösterilmiştir.

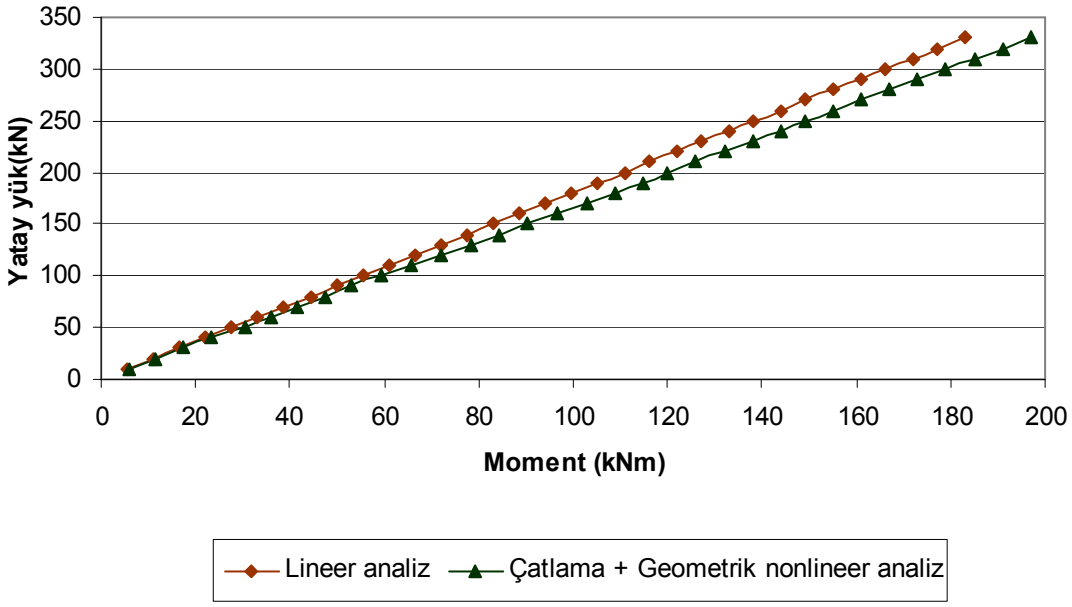


Şekil 5.34. Kiriş ve kolonların etkili atalet momentlerinin yatay yüke göre değişimi

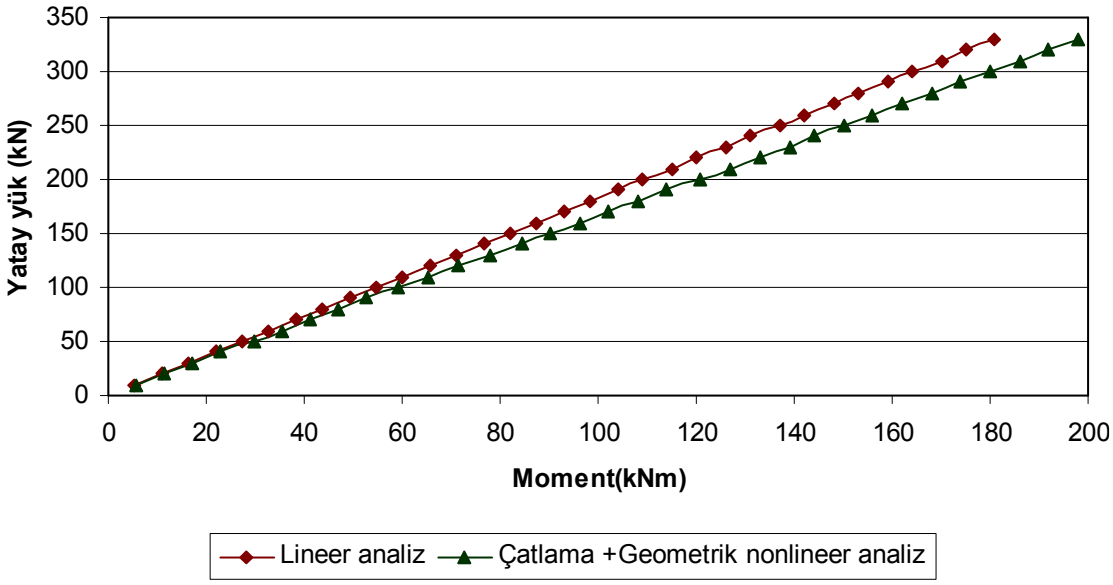
Şekilden görüldüğü gibi ilk olarak çerçevenin birinci ve ikinci katındaki kirişler daha sonra ise çerçevenin birinci katındaki C1 ve C2 kolonları çatlamaktadırlar. En son olarak da yapının ikinci kattaki C3 ve C4 kolonlarında çatlama oluşmaktadır. Yatay yük çerçevenin taşıma gücü yükünün %82'sine ulaştığı anda C1, C2, C3 ve C4 kolonlarının atalet momenti değerleri çatlamamış kesit atalet momenti değerlerinin sırası ile %54 %56, %59 ve %64'ine eşit olurken, birinci ve ikinci kattaki kirişlerin atalet momenti değerleri çatlamamış kesit atalet momenti değerlerinin %44 ve %46'üne karşılık gelmektedir. Gerek kiriş gerekse kolonlarda çatlamanın oluştuğu yük düzeyleri ile birlikte kiriş ve kolonların eğilme rijitliğinde oluşan azalmalar ikinci örnekte elde edilen sonuçlarla benzerlik göstermektedir.

Çalışmada ayrıca betonarme yapıya uygulanan yatay yükün artmasına bağlı olarak C3 ve C4 kolonlarının j ucunda gerek lineer analiz, gerekse çatlamalar ve geometrik

nonlineerlik etkiler göz önünde bulundurularak yapılan analiz sonucu elde edilen eğilme momenti değerlerinin yatay yüke göre değişimleri Şekil 5.35 ve 5.36'da gösterilmiştir.



Şekil 5.35. C3 kolonunun eğilme momentinin yatay yüke göre değişimi



Şekil 5.36. C4 kolonunun eğilme momentinin yatay yüke göre değişimi

Şekillerden çerçeveye uygulanan yatay yükün artmasına bağlı olarak özellikle geometrik nonlineerlik etkiler nedeniyle nonlineer analiz sonucu elde edilen eğilme momenti değerlerinin lineer analiz sonuçlarına göre artış gösterdiği görülmektedir.

6. SONUÇLAR ve ÖNERİLER

Yatay ve düşey yükler etkisi altındaki betonarme yapılarda kiriş ve kolon elemanlarda oluşan çatlamalar, bu elemanların eğilme ve kayma rijitliklerinde önemli azalmalar meydana getirmekte ve dolayısıyla yapı davranışını önemli ölçüde etkileyebilmektedirler. Sunulan bu çalışmada ilk etapta kiriş ve kolon elemanlarda oluşan çatlamalar göz önünde bulundurularak çok katlı betonarme çerçevelerin üç boyutlu analizine yönelik analitik bir yöntem geliştirilmiş ve bu yönteme dayalı bir bilgisayar programı oluşturulmuştur. Yapıya etkiyen yatay ve düşey yüklerden dolayı kiriş ve kolon elemanlarının çatlaması halinde etkili atalet momentlerinin hesabında ACI, CEB ve olasılığa dayalı etkili rijitlik modelleri kullanılmıştır. Analizde özellikle çatlamalardan sonra betonarme yapıların tasarımında ve davranışlarında önemli bir etkiye sahip olabilecek kayma deformasyonları etkisi de göz önünde bulundurulmuş olup, etkili kayma modüllerinin hesabında literatürde mevcut olan değişik yöntemler kullanılmıştır.

Geliştirilen yöntemin doğruluğunu ve uygulanabilirliğini belirlemek amacıyla literatürde mevcut olan ve deneysel çalışmaları yapılmış yatay ve düşey yükler etkisi altındaki betonarme çerçeve örnekleri geliştirilen bilgisayar programı aracılığıyla çözümlenmiş ve elde edilen sonuçlar deneysel sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Betonarme çerçeveye uygulanan yatay yükün çerçeve taşıma gücü yükünün yaklaşık olarak %78 olduğu düzeye kadar bu çalışmada elde edilen sonuçların deneysel sonuçlarla büyük bir yakınlık içerisinde olduğu görülmüştür. Bu çalışmada geliştirilen analitik yöntem betonarme çerçevede oluşan deplasman değerlerini çerçevenin taşıma gücü yükünün yaklaşık olarak %78'ine kadar deneysel sonuçlarla büyük bir yakınlık içerisinde elde etmektedir. Aynı şekilde geliştirilen yöntem çerçevenin davranışını taşıma gücü yükünün yaklaşık olarak %85'ine kadar büyük bir doğrulukla elde edebilmektedir. Betonarme çerçeveye uygulanan yükün bu düzeylerinden sonra özellikle taşıma gücü yüküne yaklaşıldıkça, bu çalışmada elde edilen sonuçlarla deneysel sonuçlar arasında büyük farklılıkların oluştuğu görülmüştür. Bu farklılığın oluşmasının en büyük nedenleri ise, kullanılabilirlik yük düzeyinden sonra taşıma gücü yüküne de yaklaşıldıkça beton ve çelik malzemelerin

lineer olmayan davranışlarının daha etkin hale gelmesi ve kiriş ve kolon uçarında plastik mafsalların oluşmasıyla birlikte düğüm noktaları civarında büyük deplasmanların meydana gelmesi şeklinde ifade edilebilir.

Bu çalışmada geliştirilen yöntemin en önemli avantajı betonarme yapı içerisindeki kiriş ve kolon elemanlarının eğilme rijitliğindeki değişimleri yapıya uygulanan yüke bağlı olarak elde edebilmesidir. Çalışmada çerçeveye uygulanan yüklerin artmasına bağlı olarak elemanların eğilme rjitliğinde oluşan değişimler etkili atalet momentlerinin hesabında olasılığa dayalı etkili rijitlik modeli göz önünde bulundurularak elde edilmişlerdir. Geliştirilen yöntemin bu özelliği ile, yapıya uygulanan yüklere bağlı olarak elemanlardaki çatlamaların oluşum sırası ve çatlamalardan sonra elemanların eğilme rijitliğinde oluşan değişimlerle ilgili belirsizlikleri minimum düzeye indirgenmekte ve proje mühendislerine önemli bilgiler vermektedir.

Çalışma kapsamı içerisinde ayrıca yatay ve düşey yükler etkisi altındaki betonarme çerçeve örnekleri çatlayan elemanların etkili atalet momentleri hesabında değişik modeller kullanılarak analiz edilmiş ve farklı modeller kullanılmasına karşın elde edilen deplasman değerlerinin birbirine oldukça yakın olduğu görülmüştür.

Bu çalışmada elde edilen sonuçlara göre çok katlı betonarme çerçevelerin tasarımında, çatlamaların etkisini göz önünde bulundurmak için kirişlerin atalet momentini çatlamamış kesit atalet momentinin %50'si, kolonların atalet momentini de çatlamamış kesit atalet momentlerinin %80'i alınarak yatay deplasmanların elde edilmesi her zaman emniyetli yönde kalan bir analiz yöntemi olmamaktadır.

Betonarme çerçevelerin çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak geliştirilen bilgisayar programı aracılığı ile analiz edilmesi sonucu elde edilen sonuçlara bağlı olarak, servis yükleri düzeyinde elemanların eğilme rijitliğindeki azalmaların betonarme yapının lineer olmayan davranışının en önemli nedenleri arasında olduğu görülmüştür. Bununla birlikte bu yük düzeyi aşıldığı anda gerek beton gerekse çelik malzemelerin lineer olmayan davranışları betonarme yapının davranışları üzerinde önemli bir etkiye sahip olmaktadır. Ayrıca gerek deneysel çalışma sonuçlarından gerekse bu çalışmada elde edilen sonuçlardan, yüklerin çok

düşük olduğu düzeylerde betonarme yapının yatay rijitliğindeki azalmaların temel nedeninin kirişlerde oluşan çatlamalardan kaynaklandığı belirlenmiştir.

Bu çalışmada çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak geliştirilen analitik yöntemde formülasyonlar rijitlik matrisi yöntemine dayandırılarak oluşturulmuştur. Geliştirilen yöntemde çatlamaların etkisi sonlu elemanlar metodunda olduğu gibi elemanları parçalara ayırıp göz önüne alarak çözüme ulaşmak yerine, tek bir elemanda çatlayan ve çatlamayan bölgeler belirlenip geliştirilen formülasyonlar ışığı altında elemanların esneklik katsayıları ve yük vektörü ile rijitlik matrisi değerleri elde edilerek, sonlu elemanlar yöntemine göre daha çabuk ve etkili bir şekilde sonuca ulaşılmaktadır.

Yatay ve düşey yükler etkisi altındaki betonarme çerçeve örneklerinin çözümlenmesinden, kayma deformasyonları etkisinden kaynaklanan deplasmanların servis yükleri düzeyinde toplam deplasmanların yaklaşık olarak %12'sini oluşturduğunu, uygulanan yüklerin servis yüklerini aşması ve taşıma gücüne de yaklaşılmasıyla birlikte kayma deformasyonları etkisinden kaynaklanan deplasmanların toplam deplasmanlara katkısının daha da arttığı görülmüştür.

Bu çalışmada ayrıca değişik katlarla farklı boyutlara sahip üç boyutlu betonarme çerçeve örnekleri çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak analiz edilmiştir. Bu örneklerde eşdeğer deprem yüküne göre elde edilen ve katların master noktalarına etkiyen yatay yükler belirli oranlarda arttırılarak, çatlamaların göz önünde bulundurulması ve bulundurulmaması durumları için yapıda oluşan maksimum rölatif yatay ötelemelerin uygulanan yatay yüklere göre değişimi incelenmiş ve TDY'de verilen sınır değerlerin aşıp aşmadığı kontrol edilmiştir. Yatay ve düşey yükler etkisi altındaki betonarme çerçevelerde çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak elde edilen maksimum göreli kat ötelemelerinin yatay yük seviyesinin artmasına bağlı olarak lineer analize göre büyük değişimler gösterdiği ve TDY'de verilen sınır değerleri aştığı görülmüştür. Aynı yük seviyesinde lineer analiz sonucu elde edilen maksimum rölatif yatay ötelemeler TDY'de verilen sınır değeri aşmazken, çatlamaların etkisi göz önünde bulundurularak elde edilen maksimum göreli kat ötelemerinin bu değerleri aştığı görülmüştür.

Çalışma kapsamında ayrıca kiriş ve kolon elemanlarda oluşan çatlamaların etkisiyle birlikte geometrik nonlineerlik etkiler göz önünde bulundurularak betonarme çerçevelerin üç boyutlu analizine yönelik analitik bir yöntem ve bu yönteme dayalı olarak bir bilgisayar programı daha geliştirilmiştir. Geliştirilen yöntemde formülasyonlar yine sonuca daha çabuk ve etkili bir şekilde ulaşılabilmesine olanak sağlayan rijitlik matrisi yöntemine dayandırılmıştır.

Üç boyutlu betonarme çerçeve örneklerinin geliştirilen bilgisayar programı arcılığı ile çözümlenmesinden, çatlamalarla birlikte geometrik nonlineerlik etkilerin özellikle çok katlı yatay yükler etkisi altındaki yapıların davranışları üzerinde önemli etkiye sahip olabileceği görülmüştür. Ayrıca çatlamalarla birlikte geometrik nonlineerlik etkilerinin analizlerde göz önünde bulundurulmasının elde edilen deplasman ve uç kuvveti değerlerine bağlı olarak yapı davranışının daha gerçekçi bir şekilde elde edilebilmesi açısından önemli olabileceği düşünülmektedir.

KAYNAKLAR

AKSOĞAN O., ve ERDEM H., 2001. Yarı Rijit Bağlı Üç Boyutlu Çerçevelerin Nonlineer Analizi. İMO Teknik Dergi, 2355-2377.

AL-MAHAIDI, R. S. H., 1978. Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Department of Structural Engineering, Cornell Universty, Report No: 79-1, 357.

AL-SHAIKH, A. H. ve AL-ZAID, R. Z., 1993. Effect of Reinforced Ratio on the Effective Moment of Inertia of Reinforced Concrete Beams. ACI Structural J., 90, 144-149.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 1966. Deflection of Reinforced Concrete Flexural Members. ACI J., 63, 637-674.

BRANSON, D.E., 1967. Instantaneous and Time-Dependent Deflections of Simple and Continuous Reinforced Concrete Beams. HPR Report, Alabama Highway Department/US, Report No.7, Part 1, 78.

CHANNAKESHAVA, C., ve SUNDARA RAJA IYENGAR KT., 1988. Elasto-Plastic Cracking Analysis of Reinforced Concrete. J. Struct. Engrg. ASCE, 114: 2421-2438.

CHUN-MAN, C., NEIL, C. M., ve FENG, N., 2000. Analysis of Cracking Effects on Tall Reinforced Concrete Buildings. Journal of Structural Engineering, 126(9), 995-1003.

CHUN-MAN, C., NEIL, C. M., ve FENG, N., 2005. Lateral Stiffness Characteristics of Tall Reinforced Concrete Buildings Under Service Loads. Struct. Design Tall Build., 9, 365-383.

CELEP, Z., ve KUMBASAR, N., 1998. Betonarme Yapılar. Sema Matbaacılık, İstanbul, 888s.

CEDOLIN, L., ve DEI, P.,1977. Finite Element Studies of Shear Critical Reinforced Concrete Beams. J. Engineering Mech. Div., ASCE, EM3.

COMITE EURO-INTERNATIONAL, 1985. Manual on Cracking and Deformation, Bulletin d'Information , 158-E.

COSENZA, E., 1990. Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Elements in a Cracked State. Computers& Structures,36(1), 71-79.

DÜNDAR, C., ve KARA, İ. F., 2007. Three Dimensional Analysis of Reinforced Concrete Frames with Cracked Beam and Column Elements (Basımda).

DÜNDAR, C., KARA, İ. F., ve TANRIKULU, A. K., 2001. Kirişlerdeki Çatlama Göz Önüne Alınarak Çerçevelerin Üç Boyutlu Analizi. Türkiye İnşaat Mühendisliği Teknik Kongre ve Sergisi, Böl. 8, Ankara.

DÜNDAR, C., KARA, İ. F., ve TANRIKULU, A. K., 2006. Geometrik Nonlineerlik ve Çatlamaların Etkisi Göz Önüne Alınarak Yapıların Üç Boyutlu Analizi. 7 th International Congress on Advances in Civil Engineering (ACE), 240.

EL-METWALLY S.E., ve CHEN W.F., 1989. Nonlinear Behaviour of R/C Frames. Computers and Structures, 32(6): 1203-1209.

GHALI, A., ve FAVRE R., 1986. Concrete Structures: Stresses and Deformations. Chapman and Hall, N.Y.

MASSICOTTE, B., ELWI, A.E., ve MACGREGOR, J.G., 1990. Tension-Stiffening Model for Planar Reinforced Concrete Members. J. Struct. Eng. ASCE, 116(11), 3039-3058.

MICKLEBOROUGH, N.C., NING, F., ve CHAN, C.M., 1999. Prediction of the Stiffness of Reinforced Concrete Shear Walls under Service Loads. ACI Struct. J., 96(6), 1018-1026.

MASSICOTTE, B., ELWI, A.E., ve MACGREGOR, J.G., 1990. Tension-Stiffening Model for Planar Reinforced Concrete Members. J. Struct. Eng. ASCE, 116(11), 3039-3058.

NGO, D., ve SCORDELIS A.C., 1967. Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams. ACI J., 64(3), 152-163.

POLAK, M.A., VECCHIO, F.J., 1993. Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Shells. J. Struct. Engrg. ASCE, 119(12), 3439-3462.

POLAK, M.A, 1996. Effective Stiffness Model For Reinforced Concrete Slabs. Journal of Structural Engineering, 122(9), 1025-1030.

PULMANO, A.V., ve SHIN, Y.S., 1988. Simplified Finite-Element Analysis of Deflections of Reinforced Concrete Beams. ACI Structural Journal, July-August, 342-348.

SAKAI, K., ve KAKUTA, Y., 1980. Moment- Curvature Relationship of Reinforced Concrete Members Subjected to Combined Bending and Axial Force. ACI J., 77,189-194

SHURAIM A.B., 1997. Lateral Stiffness of Plane Reinforced Concrete Frames, Computers and Structures, 64(1), 771-782.

STAFFORD SMITH, B., ve COULL, A.,1991. Tall Building Structures: Analysis and Design, Wiley, New York.

SUN, C.H., BRADFORD, M.A., ve GILBERT, R.I., 1992. Nonlinear Analysis for Concrete Frame Structures Using the Finite Element Method. Computers & Structures, 48(1), 73-79.

TIKKA, T.K, 2005. Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Sway Frames. 33 rd Annual General Conference of the Canadian Society for Civil Engineering, GC-131, Toronto Canada.

TANRIKULU, A. K., DÜNDAR, C., ve ÇAĞATAY, İ. H., 2000. A Computer Program for the Analysis of Reinforced Concrete Frames with Cracked Beam Elements, Structural Engineering and Mechanics,10(5), 463-478.

TÜRK STANDARTLARI, Türk Standatları Enstitüsü, 2000. Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, 67s.

VECCHIO, C. F., ve EMARA, M. B. , 1992. Shear deformations in Reinforced Concrete Frames. ACI Structural Journal, 89(1), 46-56.

WASHA, G. W. ve FLUCK, P. H.,1956. Plastic Flow (Creep) of Reinforced Concrete Continuous Beams. ACI J., 70, 549-561.

YÜZÜGÜLLÜ, O. ve SCHNOBRICH, W. C. 1973. A Numerical Procedure for the Determination of the Behavior of a Shear Wall Frame System. ACI J., 70(7), 474-479.

ÖZGEÇMİŞ

1976 yılında Adana'da doğdum. İlk, orta ve lise öğrenimimi Mersin'de tamamladıktan sonra 1994 yılında İstanbul Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği bölümünde lisans eğitimime başladım. 1998 yılında İstanbul Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği bölümünden mezun olduktan sonra aynı yıl Çukurova Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında yüksek lisans eğitimime başladım. 1999 yılında da Çukurova Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümünde araştırma görevlisi olarak göreve başladım. Yüksek lisans eğitimimi 2002 yılında tamamladıktan hemen sonra Çukurova Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında doktora eğitimime başladım.

EK

Çatlamalarin Etkisi Göz Önünde Bulundurularak Betonarme Çerçevelerin Üç Boyutlu Analizi için Geliştirilen Bilgisayar Programı

```
      program main
      implicit real*8 (a-h,o-z)
      parameter(nel=1000,nd=1000)
c
c
      dimension x(nd,3),ielt(nel,11),knum(nel,12),nkod(nd,6),
     * dyuk(nd,6),mskod(nd),yuk(nd),yyuk(nel),erm(12,12),
     * em(nel),fctk(nel),at1(nel),at2(nel),alan(nel),xl(nel),
     * sf(nel),xmcr(nel),tek(nel),tt1(12,12),tt2(12,12),tt4(12,12),
     * ai(nel),gm(nel),xh(nel),bw(nel),h(nel),pp(nel),as(nel),
     * asp(nel),epsto(nel),aty(nel),bj(nel),kod(nel),
     * srm(nd,nd),elyv(12),el1(nel,12),tmom(nel,12),el2(nel,12),
     * kodb(nel,5),xksi(nel,6),kj(nd,3),KOD3(NEL),AT2Y(NEL),
     * YMCR(NEL),YKSI(NEL,6),KODBY(NEL,5),YH(NEL),TR(NEL),
     * NBS(NEL),NCS(NEL),ASGV(NEL),atmy(nel)
c
      character*10 model,model2
      character*80 padi
      character*8  dinput
      character*20 fn(4)
c
      call clear_screen@
      write(*,*) 'input file name (extension not allowed):'
      read(*,'(1a8)') dinput
      open (5,file=dinput,form='formatted')
      call clear_screen@
c
c******* generate file names and open required files************
      call dturet(dinput,fn)
c
c******** read data from input file*****************************
      call input(iel,n,ielt,x,knum,yuk,dyuk,nel,nd,ind,yyuk,nkod,
     * mskod,ick,ikk,model,model2,c1,c2,em,fctk,at1,at2,alan,xmcr,
     * ibnd,tek,ai,sf,xh,epsto,bw,h,pp,as,asp,xnu,aty,bj,kj,AT2Y,
     * YMCR,YH,TR,NBS,NCS,ASGV)
c************************************************************
      call sfirm8(srm,nd,nd,n,ibnd)
c     call sfirv8(yuk,nd,n)
```

```
c*****************************************************************
     call sfirv8(atmy,nel,nm)
c*****************************************************************
      do 1001 i=1,iel
c
c
       gm(i)=em(i)/(2.0*(1.0+xnu))
       kod(i)=0
       KOD3(I)=0
c
       call tx(nel,ielt,x,i,xl,nd,tt1,tt2,tt4)
c
      call beamcoll(ielt,i,x,nd,nel,yyuk(i),xmcr(i),el1,
     * xl(i),at1(i),at2(i),alan(i),em(i),gm(i),erm,
     * sf(i),kod(i),tek(i),ai(i),ikk,xh(i),bj(i),
     * aty(i),elyv,knum,tt4,model,
     * c1,c2,xksi,kodb,model2,epsto(i),YMCR(I),KODBY,
     * AT2Y(I),YH(I),YKSI,KOD3(I),ELR,ick,atmy(i))
c
      call yaz(erm,elyv)
      call sistem(nel,nd,i,n,ibnd,knum,erm,srm,yuk,elyv,yyuk,
     *  tek)
 1001  continue
c
      itr=0
      call hava(itr,padi,em,bw,h,pp,as,asp,xmcr,epsto,
     * knum,x,iel,ind,at1,at2,nel,ielt,aty,bj,nd,YMCR,AT2Y,atmy)
c
      call bansol(srm,yuk,n,ibnd,nd)
      call ndisp(nd,ind,yuk,nkod,mskod,x,model,model2,c1,c2,nel,
     * n,itr)
      rewind(7)
c
      do 1016 i=1,iel
      call tx(nel,ielt,x,i,xl,nd,tt1,tt2,tt4)
      call bcforce(iel,ielt,x,knum,nd,nel,yuk,yyuk,el1,i,tt4)
      do 1017 j=1,12
       tmom(i,j)=el1(i,j)
 1017   continue
 1016   continue
c        goto 83
c
c
       itr=0
       do 1027 i=1,iel
       call uckuv(nel,i,el1,kod(i),9,itr,ielt,KOD3(I))
```

```
 1027   continue
c
c
c        if(ick.eq.0)  goto 9000
c
c
         itr=1
  1       call sfirm8(srm,nd,nd,n,ibnd)
         call sfirv8(yuk,nd,n)
         rewind(7)
c
        call set_cursor_pos@(1,10)
        write(*,*) 'iteration no:', itr
c
        call ekle(nkod,nel,nd,ind,dyuk,yuk)
c
        do 1032 i=1,iel
c
        call tx(nel,ielt,x,i,xl,nd,tt1,tt2,tt4)
c
c
          if(as(i).eq.0.) then
           kod(i)=0
                    KOD3(I)=0
            goto 256
             endif
c**********************************************************************
        if(tr(i).eq.1.) then
         fctf=2.*fctk(i)
          elr=abs(el1(i,1)/alan(i))
           xmcr(i)=(at1(i)*(fctf+elr))/xh(i)
                ymcr(i)=(aty(i)*(fctf+elr))/yh(i)
           epsto(i)=(fctf+elr)/em(i)
            else
            elr=0.
           endif
c**********************************************************************
c
c
            call kontrol1(nel,i,xmcr,el1,yyuk,xksi,kodb,kod(i),
     *  xl,tek,ai)
c
            call KONTROL3(NEL,i,ymcr,el1,yksi,kodby,kod3(i),XL)
c
  256    call beamcoll(ielt,i,x,nd,nel,yyuk(i),xmcr(i),el1,
     *   xl(i),at1(i),at2(i),alan(i),em(i),gm(i),
```

```
     *   erm,sf(i),kod(i),tek(i),ai(i),ikk,xh(i),
     *   bj(i),aty(i),elyv,knum,tt4,
     *   model,c1,c2,xksi,kodb,model2,epsto(i),YMCR(I),
     *   KODBY,AT2Y(I),YH(I),YKSI,KOD3(I),ELR,ick,atmy(i))
c
        call yaz(erm,elyv)
        call sistem(nel,nd,i,n,ibnd,knum,erm,srm,yuk,elyv,yyuk,tek)
c
 1032    continue
c
        call bansol(srm,yuk,n,ibnd,nd)
c
        rewind(7)
c
        do 1040 i= 1,iel
        call tx(nel,ielt,x,i,xl,nd,tt1,tt2,tt4)
        call bcforce(iel,ielt,x,knum,nd,nel,yuk,yyuk,el2,i,tt4)
 1040    continue
c
       kod2=0
       do 1050 i=1,iel
c
       call kontrol2(nel,i,el1,el2,kod1)
c
        tmom(i,8)=tmom(i,8)+el2(i,8)
        tmom(i,12)=tmom(i,12)+el2(i,12)
        el1(i,8)=tmom(i,8)/(itr+1)
        el1(i,12)=tmom(i,12)/(itr+1)
        tmom(i,7)=tmom(i,7)+el2(i,7)
        tmom(i,10)=tmom(i,10)+el2(i,10)
        el1(i,7)=tmom(i,7)/(itr+1)
        el1(i,10)=tmom(i,10)/(itr+1)
        tmom(i,1)=tmom(i,1)+el2(i,1)
        tmom(i,4)=tmom(i,4)+el2(i,4)
        el1(i,1)=tmom(i,1)/(itr+1)
        el1(i,4)=tmom(i,4)/(itr+1)
        tmom(i,2)=tmom(i,2)+el2(i,2)
        tmom(i,5)=tmom(i,5)+el2(i,5)
        el1(i,2)=tmom(i,2)/(itr+1)
        el1(i,5)=tmom(i,5)/(itr+1)
        tmom(i,9)=tmom(i,9)+el2(i,9)
        tmom(i,11)=tmom(i,11)+el2(i,11)
        el1(i,9)=tmom(i,9)/(itr+1)
        el1(i,11)=tmom(i,11)/(itr+1)
        tmom(i,3)=tmom(i,3)+el2(i,3)
        tmom(i,6)=tmom(i,6)+el2(i,6)
```

```
      el1(i,3)=tmom(i,3)/(itr+1)
      el1(i,6)=tmom(i,6)/(itr+1)
           if(kod1.eq.1) kod2=1
 1050         continue
           if(kod2.eq.1) then
             itr=itr+1
              goto 1
               else
               goto 36
                endif
c
c
  36    call hava(itr,padi,em,bw,h,pp,as,asp,xmcr,epsto,
     *  knum,x,iel,ind,at1,at2,nel,ielt,aty,bj,nd,YMCR,AT2Y,atmy)
       call ndisp(nd,ind,yuk,nkod,mskod,x,model,model2,c1,c2,nel,
     *  n,itr)
       do 1070 i=1,iel
       call uckuv(nel,i,el2,kod(i),8,itr,ielt,KOD3(I))
 1070    continue
      write(*,*) ' OUTPUT  FILES CREATED BY PROGRAM'
      write(*,*) ' RESULT OF THE LINEAR ANALYSIS.....',
     *    FN(3)
      write(*,*)'RESULT OF THE ANALYSIS WHEN CRACKING
CONSIDERED.',
     * FN(1)
         stop
       end
c
**********************************************************************
c
**********************************************************************
c                          Alt Programlar
      subroutine dturet(dinput,fn)
      character*8 dinput
      character*20 fn(4)
      character*4 b(4)
      data b/'.c1','.g1','.l1','.dat'/
c
      open(21,file='dosya',form='formatted')
      do 10 k=1,4
      write(21,*) "",dinput,b(k),""
   10 continue
c
      rewind 21
      read(21,*) fn
      close (21,status='delete')
```

```
c
      open(7,file=fn(2),form='formatted')
      open(8,file=fn(1),form='formatted')
      open(9,file=fn(3),form='formatted')
      open(10,file=fn(4),form='formatted')
c
      return
      end
c*****************************************************************
      subroutine input(iel,n,ielt,x,knum,yuk,dyuk,nel,nd,ind,yyuk,
     * nkod,mskod,ick,ikk,model,model2,c1,c2,em,fctk,at1,at2,alan,
     * xmcr,ibnd,tek,ai,sf,xh,epsto,bw,h,pp,as,asp,xnu,aty,bj,kj,
     * AT2Y,YMCR,YH,TR,NBS,NCS,ASGV)
c
      implicit real*8 (a-h,o-z)
      character*10 model,model2
      character*80 padi,bilgi
c
      dimension x(nd,3),ielt(nel,11),knum(nel,12),yyuk(nel),
     * dyuk(nd,6),mskod(nd),nkod(nd,6),ngkod(6),yuk(nd),em(nel),
     * fctk(nel),at1(nel),at2(nel),alan(nel),xmcr(nel),bw(nel),
     * h(nel),tek(nel),ai(nel),sf(nel),xh(nel),pp(nel),as(nel),
     * asp(nel),epsto(nel),aty(nel),bj(nel),kj(nd,3),AT2Y(NEL),
     * YMCR(NEL),YH(NEL),TR(NEL),NBS(NEL),NCS(NEL),ASGV(NEL)
c
      read(5,1) padi
    1 format(1a80)
     read(5,1) bilgi
     read(5,*) ind,iel,ick,ikk,est
     if(ick.eq.1) then
      read(5,*) model,c1,c2
     endif
c
     if(ikk.eq.1) then
      read(5,*) model2
       endif
c
       read(5,1) bilgi
        xnu=0.2
         do 20 k=1,iel
          read(5,*) io,(ielt(io,ko),ko=1,7),em(io),
     * (ielt(io,ko),ko=9,11),fctk(io),NBS(IO),NCS(IO),ASGV(IO)
c
        bw(io)=ielt(io,5)
        h(io)=ielt(io,6)
        pp(io)=ielt(io,7)
```

```
c        em(io)=ielt(io,8)
c        fctk(io)=ielt(io,9)
         TR(Io)=IELT(Io,9)
         as(io)=ielt(io,10)
         asp(io)=ielt(io,11)
c
         at1(io)=bw(io)*h(io)**3/12.
         alan(io)=bw(io)*h(io)
         aty(io)=h(io)*bw(io)**3/12.
         oran=bw(io)/h(io)
          if(oran.lt.0.6) then
           bj(io)=(h(io)*bw(io)**3)*(1-(0.63*bw(io)/h(io))
     *    +(0.052*(bw(io)/h(io))**5))/3
        else
           bj(io)=(bw(io)*h(io))**3/(3.58*(bw(io)**2+h(io)**2))
       endif
c
        if(as(io).eq.0.) then
         at2(io)=0.
         AT2Y(Io)=0.
         xmcr(io)=0.
         YMCR(Io)=0.
         epsto(io)=0.
         sf(io)=1.2
          goto 20
           endif

C    KOLONLARIN VERİLEN DONATI DÜZENİNE GÖRE ATALET
       MOMENTİ HESABI

 if(nbs(io).eq.2.and.ncs(io).eq.2) then
           if(asgv(io).eq.0.) then
         xn=est/em(io)
            xb=bw(io)/xn/as(io)
             r=(xn-1.0)*asp(io)/xn/as(io)
              xkd=((2.0*h(io)*xb*(1.0+r*pp(io)/(h(io)-pp(io)))
     *    +(1.0+r)**2)**0.5-(1.0+r))/xb
       at2(io)=bw(io)*xkd**3/3.0+xn*as(io)*(h(io)-pp(io)-xkd)**2
     * +(xn-1.0)*asp(io)*(xkd-pp(io))**2
       xh(io)=h(io)/2.
       sf(io)=1.2
       fctf=2.0*fctk(io)
       xmcr(io)=fctf*at1(io)/xh(io)
       epsto(io)=fctf/em(io)
c
```

```
        xb1=h(io)/xn/((as(io)+asp(io))/2)
        r1=(xn-1.)*((as(io)+asp(io))/2)/xn/((as(io)+asp(io))/2)
        xkd1=((2.0*(bw(io)-pp(io))*xb1*(1.0+r1*pp(io)/(bw(io)-pp(io)))
     *   +(1.0+r1)**2)**0.5-(1.0+r1))/xb1
        at2y(io)=h(io)*xkd1**3/3.0+xn*((as(io)+asp(io))/2)
     *   *(bw(io)-pp(io)-xkd1)**2+(xn-1)*((as(io)+asp(io))/2)
     *   *(xkd1-pp(io))**2
        yh(io)=bw(io)/2
        ymcr(io)=fctf*aty(io)/yh(io)
c
         ELSE
C******* NBS=2 NCS=2 asgv olması hali*********************************
          xn=est/em(io)
           ar=bw(io)/2.
           br=xn*asp(io)-asp(io)+xn*asgv(io)+xn*as(io)
           cr=-xn*asp(io)*pp(io)+asp(io)*pp(io)
     * -xn*asgv(io)*(h(io)/2.)-xn*as(io)*(h(io)-pp(io))
           dlts=br**2-4.*ar*cr
           xk1d=(-br-sqrt(dlts))/(2.*ar)
           xk2d=(-br+sqrt(dlts))/(2.*ar)
          if(xk1d.lt.h(io).and.xk1d.gt.0.) then
           xkd=xk1d
            endif
         if(xk2d.lt.h(io).and.xk2d.gt.0.) then
           xkd=xk2d
            endif
        at2(io)=bw(io)*xkd**3/3.0+xn*as(io)*(h(io)-pp(io)-xkd)**2
     * +(xn-1.0)*asp(io)*(xkd-pp(io))**2
     * +xn*asgv(io)*(((h(io)/2.)-xkd)**2)
        xh(io)=h(io)/2.
        sf(io)=1.2
        fctf=2.0*fctk(io)
        xmcr(io)=fctf*at1(io)/xh(io)
        epsto(io)=fctf/em(io)
         as1=(as(io)+asp(io)+asgv(io))/2.
         asp1=as1
c
         xb1=h(io)/xn/as1
         r1=(xn-1)*asp1/xn/as1
         xkd1=((2.0*(bw(io)-pp(io))*xb1*(1.0+r1*pp(io)/(bw(io)-pp(io)))
     *   +(1.0+r1)**2)**0.5-(1.0+r1))/xb1
         at2y(io)=h(io)*xkd1**3/3.0+xn*as1
     *   *(bw(io)-pp(io)-xkd1)**2+(xn-1)*asp1
     *   *(xkd1-pp(io))**2
         yh(io)=bw(io)/2
         ymcr(io)=fctf*aty(io)/yh(io)
```

```
          endif
c ********asgv nin endifi*************************

         elseif(nbs(io).eq.3.and.ncs(io).eq.3) then
          if(asgv(io).eq.0.) then
            xn=est/em(io)
            xb=bw(io)/xn/as(io)
            r=(xn-1.0)*asp(io)/xn/as(io)
              xkd=((2.0*h(io)*xb*(1.0+r*pp(io)/(h(io)-pp(io)))
     *    +(1.0+r)**2)**0.5-(1.0+r))/xb
       at2(io)=bw(io)*xkd**3/3.0+xn*as(io)*(h(io)-pp(io)-xkd)**2
     * +(xn-1.0)*asp(io)*(xkd-pp(io))**2
      xh(io)=h(io)/2.
      sf(io)=1.2
      fctf=2.0*fctk(io)
      xmcr(io)=fctf*at1(io)/xh(io)
      epsto(io)=fctf/em(io)
       asp1=(as(io)+asp(io))/3.
       as1=asp1
       asgv1=as1
      d1=bw(io)-pp(io)
      ar=h(io)/2.
      br=xn*asp1-asp1+xn*asgv1+xn*as1
      cr=-xn*asp1*pp(io)+asp1*pp(io)-xn*asgv1*(bw(io)/2.)
     * -xn*as1*d1
       dlts=br**2-4.*ar*cr
        xk1d=(-br-sqrt(dlts))/(2.*ar)
        xk2d=(-br+sqrt(dlts))/(2.*ar)
         if(xk1d.lt.bw(io).and.xk1d.gt.0.) then
           xkd1=xk1d
            endif
         if(xk2d.lt.bw(io).and.xk2d.gt.0.) then
           xkd1=xk2d
            endif
       at2y(io)=h(io)*xkd1**3/3.0+xn*as1
     *    *(bw(io)-pp(io)-xkd1)**2+(xn-1)*asp1
     *    *(xkd1-pp(io))**2+xn*asgv1*((bw(io)/2.)-xkd1)**2
        yh(io)=bw(io)/2
        ymcr(io)=fctf*aty(io)/yh(io)
         ELSE
C********** NBS=3 NCS=3 asgv olması hali*****************
          xn=est/em(io)
           ar=bw(io)/2.
           br=xn*asp(io)-asp(io)+xn*asgv(io)+xn*as(io)
           cr=-xn*asp(io)*pp(io)+asp(io)*pp(io)
     * -xn*asgv(io)*(h(io)/2.)-xn*as(io)*(h(io)-pp(io))
```

```
            dlts=br**2-4.*ar*cr
            xk1d=(-br-sqrt(dlts))/(2.*ar)
            xk2d=(-br+sqrt(dlts))/(2.*ar)
           if(xk1d.lt.h(io).and.xk1d.gt.0.) then
            xkd=xk1d
             endif
          if(xk2d.lt.h(io).and.xk2d.gt.0.) then
            xkd=xk2d
             endif
         at2(io)=bw(io)*xkd**3/3.0+xn*as(io)*(h(io)-pp(io)-xkd)**2
     * +(xn-1.0)*asp(io)*(xkd-pp(io))**2
     * +xn*asgv(io)*(((h(io)/2.)-xkd)**2)
         xh(io)=h(io)/2.
         sf(io)=1.2
         fctf=2.0*fctk(io)
         xmcr(io)=fctf*at1(io)/xh(io)
         epsto(io)=fctf/em(io)
          asp1=((as(io)+asp(io))/3.)+(asgv(io)/2.)
          as1=asp1
          asgv1=((as(io)+asp(io))/3.)
         d1=bw(io)-pp(io)
         ar1=h(io)/2.
         br1=xn*asp1-asp1+xn*asgv1+xn*as1
         cr1=-xn*asp1*pp(io)+asp1*pp(io)-xn*asgv1*(bw(io)/2.)
     * -xn*as1*d1
         dlts1=br1**2-4.*ar1*cr1
         xk11d=(-br1-sqrt(dlts1))/(2.*ar1)
         xk12d=(-br1+sqrt(dlts1))/(2.*ar1)
          if(xk11d.lt.bw(io).and.xk11d.gt.0.) then
         xkd1=xk11d
          endif
          if(xk12d.lt.bw(io).and.xk12d.gt.0.) then
         xkd1=xk12d
          endif
        at2y(io)=h(io)*xkd1**3/3.0+xn*as1
     *    *(bw(io)-pp(io)-xkd1)**2+(xn-1)*asp1
     *    *(xkd1-pp(io))**2+xn*asgv1*((bw(io)/2.)-xkd1)**2
         yh(io)=bw(io)/2
         ymcr(io)=fctf*aty(io)/yh(io)
          ENDIF
           ELSE
C********** NBS=4 NCS=4 ASGV=0. hali**********************
       if(asgv(io).eq.0.) then
        xn=est/em(io)
        xb=bw(io)/xn/as(io)
            r=(xn-1.0)*asp(io)/xn/as(io)
```

```
            xkd=((2.0*h(io)*xb*(1.0+r*pp(io)/(h(io)-pp(io)))
     *    +(1.0+r)**2)**0.5-(1.0+r))/xb
          at2(io)=bw(io)*xkd**3/3.0+xn*as(io)*(h(io)-pp(io)-xkd)**2
     * +(xn-1.0)*asp(io)*(xkd-pp(io))**2
          xh(io)=h(io)/2.
          sf(io)=1.2
          fctf=2.0*fctk(io)
          xmcr(io)=fctf*at1(io)/xh(io)
          epsto(io)=fctf/em(io)
c
          asp1=(as(io)+asp(io))/4.
          as1=(as(io)+asp(io))/4.
          asgv1=(as(io)+asp(io))/4.
          asgv2=asgv1
          rx=(bw(io)-2*(pp(io)))/3.
          rx1=rx+pp(io)
          rx2=2.*rx+pp(io)
          d1=bw(io)-pp(io)
          ar=h(io)/2.
          br=xn*asp1-asp1+2*xn*asgv1-asgv1+xn*as1
          cr=-xn*asp1*pp(io)+asp1*pp(io)-xn*asgv1*rx1+asgv1*rx1
     * -xn*asgv1*rx2-xn*as1*d1
          dlts=br**2-4.*ar*cr
          xk1d=(-br-sqrt(dlts))/(2.*ar)
          xk2d=(-br+sqrt(dlts))/(2.*ar)
           if(xk1d.lt.bw(io).and.xk1d.gt.0.) then
          xkd1=xk1d
           endif
           if(xk2d.lt.bw(io).and.xk2d.gt.0.) then
          xkd1=xk2d
           endif
          at2y(io)=h(io)*xkd1**3/3.0+xn*as1
     *  *(bw(io)-pp(io)-xkd1)**2+(xn-1)*asp1*(xkd1-pp(io))**2
     *  +(xn-1)*asgv1*(xkd1-rx1)**2+xn*asgv1*(rx2-xkd1)**2
          yh(io)=bw(io)/2.
          ymcr(io)=fctf*aty(io)/yh(io)
           ELSE
C**********NBS=4 NCS=4 ASGV BELLİ************************
            xn=est/em(io)
            ar=bw(io)/2.
            br=xn*asp(io)-asp(io)+xn*asgv(io)+xn*as(io)
            cr=-xn*asp(io)*pp(io)+asp(io)*pp(io)
     * -xn*asgv(io)*(h(io)/2.)-xn*as(io)*(h(io)-pp(io))
            dlts=br**2-4.*ar*cr
            xk1d=(-br-sqrt(dlts))/(2.*ar)
            xk2d=(-br+sqrt(dlts))/(2.*ar)
```

```
          if(xk1d.lt.h(io).and.xk1d.gt.0.) then
            xkd=xk1d
             endif
          if(xk2d.lt.h(io).and.xk2d.gt.0.) then
            xkd=xk2d
             endif
        at2(io)=bw(io)*xkd**3/3.0+xn*as(io)*(h(io)-pp(io)-xkd)**2
     * +(xn-1.0)*asp(io)*(xkd-pp(io))**2
     * +xn*asgv(io)*(((h(io)/2.)-xkd)**2)
        xh(io)=h(io)/2.
        sf(io)=1.2
        fctf=2.0*fctk(io)
        xmcr(io)=fctf*at1(io)/xh(io)
        epsto(io)=fctf/em(io)
c*************nbs=4 ncs=4 asgv belli at2y hesabı*****************
        as1=(as(io)+asp(io))/4.+(asgv(io)/2.)
        asp1=as1
        asgv1=(as(io)+asp(io))/4.
        asgv2=asgv1
       rx=(bw(io)-2*(pp(io)))/3.
       rx1=rx+pp(io)
       rx2=2.*rx+pp(io)
       d1=bw(io)-pp(io)
       ar1=h(io)/2.
       br1=xn*asp1-asp1+2*xn*asgv1-asgv1+xn*as1
       cr1=-xn*asp1*pp(io)+asp1*pp(io)-xn*asgv1*rx1+asgv1*rx1
     * -xn*asgv1*rx2-xn*as1*d1
       dlts1=br1**2-4.*ar1*cr1
       xk11d=(-br1-sqrt(dlts1))/(2.*ar1)
       xk12d=(-br1+sqrt(dlts1))/(2.*ar1)
        if(xk11d.lt.bw(io).and.xk11d.gt.0.) then
       xkd1=xk11d
        endif
        if(xk12d.lt.bw(io).and.xk12d.gt.0.) then
       xkd1=xk12d
        endif
       at2y(io)=h(io)*xkd1**3/3.0+xn*as1
     *  *(bw(io)-pp(io)-xkd1)**2+(xn-1)*asp1*(xkd1-pp(io))**2
     *  +(xn-1)*asgv1*(xkd1-rx1)**2+xn*asgv1*(rx2-xkd1)**2
        yh(io)=bw(io)/2.
        ymcr(io)=fctf*aty(io)/yh(io)
       endif
        endif
C******** DONATI DÜZENİNE GÖRE ATALET MOMENTİ HESABI

20  continue
```

```
c  (20 CONTINUE DEN ÖNCE AT2Y NIN HESABI I€IN EK YAZILACAK.)
      do 26 l=1,nd
  26  mskod(l)=0
c
      do 79 ims=1,iel
      if(ielt(ims,3).ne.0) then
      mskod(ielt(ims,3))=ielt(ims,3)
      mskod(ielt(ims,4))=ielt(ims,4)
      endif
   79 continue
       call sfirm4(nkod,nd,6,ind,6)
c
       read(5,1) bilgi
c        call xkor(x,nd,ind)
  271     call ng(ngroup,nsw)
          if(nsw.eq.1) goto 27
          if(ngroup.eq.4) then
c         do 76 i=1,ind
         read(5,*) io,(x(io,k),k=1,3)
c  76     continue
          endif
          if(ngroup.eq.10) then
           read(5,*) j,kk,ll,(x(j,jm),jm=1,3),(kj(j,jm),jm=1,3),t4
           do 277 io=j+ll,kk,ll
           t4=t4+1
           do 279 jl=1,3
  279     x(io,jl)=x(j,jl)+t4*kj(j,jl)
  277      continue
          endif
          goto 271

c
27        read(5,1) bilgi
c        call xtut(nkod,nd)
   34     call ng(ngroup,nsw)
         if(nsw.eq.1) goto 344
         if(ngroup.eq.7) then
          read(5,*) j,(nkod(j,jl),jl=1,6)
          endif
          if(ngroup.eq.9) then
           read(5,*) j,kk,ll,(nkod(j,jl),jl=1,6)
            do 347 io=j+ll,kk,ll
             do 349 jl=1,6
 349           nkod(io,jl)=nkod(j,jl)
 347           continue
              endif
```

```
              goto 34

c         do 86 i=1,ind
c         read(5,*) k,(nkod(k,l),l=1,6)
c  86     continue
c

 344      call sfirv8(yyuk,nel,iel)
c       call sfirv8(tek,nel,iel)
c
       read(5,1) bilgi
       read(5,*) iyes
       if(iyes.eq.0) goto 35
c       do 96 j=1,iyes
  517    call ng(ngroup,nsw)
         if(nsw.eq.1) goto 35
          if(ngroup.eq.4) then
          read(5,*) k,yyuk(k),tek(k),ai(k)
           endif
            if(ngroup.eq.6) then
             read(5,*) j,kk,ll,yyuk(j),tek(j),ai(j)
             do 519 io=j+ll,kk,ll
             yyuk(io)=yyuk(j)
             tek(io)=tek(j)
             ai(io)=ai(j)
  519          continue
              endif
               goto 517
c  96   continue

c
  35     ison=0
       do 48 i=1,ind
       do 38 j=1,6
  38   ngkod(j)=nkod(i,j)
       do 36 j=1,6
       if(ngkod(j).eq.0) then
        ison=ison+1
         nkod(i,j)=ison
          else
           nkod(i,j)=0
            endif
  36    continue
  48    continue
c
        n=ison
```

```
      do 58 i=1,iel
       ij1=ielt(i,1)
       ij2=ielt(i,2)
       ij3=ielt(i,3)
       ij4=ielt(i,4)
        if(ij3.ne.0) then
         knum(i,1)=nkod(ij3,1)
         knum(i,2)=nkod(ij3,2)
         knum(i,3)=nkod(ij3,6)
       else
         knum(i,1)=nkod(ij1,1)
         knum(i,2)=nkod(ij1,2)
         knum(i,3)=nkod(ij1,6)
       endif
        if(ij4.ne.0) then
         knum(i,4)=nkod(ij4,1)
         knum(i,5)=nkod(ij4,2)
         knum(i,6)=nkod(ij4,6)
          else
         knum(i,4)=nkod(ij2,1)
         knum(i,5)=nkod(ij2,2)
         knum(i,6)=nkod(ij2,6)
          endif
           knum(i,7)=nkod(ij1,3)
           knum(i,8)=nkod(ij1,5)
           knum(i,9)=nkod(ij1,4)
           knum(i,10)=nkod(ij2,3)
           knum(i,11)=nkod(ij2,4)
           knum(i,12)=nkod(ij2,5)
  58       continue
c
           call sfirv8(yuk,nd,n)
c
           do 998 i=1,nd
           do 998 j=1,6
 998         dyuk(i,j)=0
c
           read(5,1)bilgi
c            call xdgm(dyuk,nd)

            read(5,*) iyds
            if(iyds.eq.0) goto 91
            do 41 i=1,iyds
            read(5,*) k,(dyuk(k,m),m=1,6)
 41           continue
c
```

```
 91           do 62 i=1,ind
             do 62 j=1,6
             if(dyuk(i,j).ne.0.) then
              yuk(nkod(i,j))=dyuk(i,j)
             endif
  62           continue
              call banduzun(iel,ibnd,knum,nel,12)
c
               return
               end
c
*********************************************************************
      subroutine banduzun(nelp,ibndx,knumx,nelx,ixx)
      implicit real*8 (a-h,o-z)
      dimension kodp(48),knumx(nelx,ixx)
c
c
      ibndp=0
      do 74 i=1,nelp
      do 14 j=1,ixx
  14   kodp(j)=knumx(i,j)
      do 73 j=1,ixx-1
      jj=j+1
       do 73 k=jj,ixx
        if(kodp(j).eq.0.or.kodp(k).eq.0) go to 73
        m=iabs(kodp(j)-kodp(k))
         if(m.gt.ibndp) ibndp=m
  73   continue
  74  continue
     ibndp=ibndp+1
      ibndx=ibndp
      return
      end
c*********************************************************************
subroutine sfirv8(a,nel,n)
      implicit real*8 (a-h,o-z)
      dimension a(nel)

      do 10 i=1,n
   10 a(i)=0.
      return
      end
c*********************************************************************

  subroutine sfirm8(a,nel,nd,n3,m)
```

```
      implicit real*8 (a-h,o-z)
      dimension a(nel,nd)
      do 10 i=1,n3
      do 10 j=1,m
   10 a(i,j)=0.
      return
      end
c*********************************************************************
      subroutine sfirm4(ka,nd,n2,n,m)
      dimension ka(nd,n2)
      do 10 i=1,n
      do 10 j=1,m
   10 ka(i,j)=0
      return
      end
c*********************************************************************

      subroutine beamcoll(ielt,i,x,nd,nel,yyuk,xmcr,el1,
     * xl,at1,at2,alan,em,gm,erm,sf,kod,tek,ai,ikk,
     * xh,bj,aty,elyv,knum,tt4,model,c1,c2,xksi,
     * kodb,model2,epsto,YMCR,KODBY,AT2Y,YH,YKSI,KOD3,
     * ELR,ick,atmy)
      implicit real*8 (a-h,o-z)
      character*10 model,model2
      dimension el1(nel,12),erm(12,12),ielt(nel,11),x(nd,3),
     * elyv(12),y(12),knum(nel,12),xksi(nel,6),kodb(nel,5),atk(2),
     * atk1(2),at(4),ati1(4),ati2(4),y1(12),tt4(12,12),ATIY(3),
     * YKSI(NEL,6),KODBY(NEL,5)
c
c       pi=4.*datan(1.d0)
      isw=0
      ii=ielt(i,1)
      jj=ielt(i,2)
      iii=ielt(i,3)
      jjj=ielt(i,4)
      xi=x(ii,1)
      xj=x(jj,1)
      yi=x(ii,2)
      yj=x(jj,2)
c
      if(iii.ne.0) then
      isw=1
      xmi=x(iii,1)
      xmj=x(jjj,1)
      ymi=x(iii,2)
      ymj=x(jjj,2)
```

```
        endif
c       xl=(x(jj,1)-x(ii,1))**2+(x(jj,2)-x(ii,2))**2
c      * +(x(jj,3)-x(ii,3))**2
c       xl=dsqrt(xl)
c       ykont=(x(jj,2)-x(ii,2))
c       xkont=(x(jj,1)-x(ii,1))
c       zkont=(x(jj,3)-x(ii,3))
c       tet2(i)=pi/2.
c       tet3(i)=0.
c
c       ibl=0
c       if(zkont.eq.0.) then
c        if(xkont.eq.0.) then
c         if(ykont.gt.0.) then
c           tet1(i)=pi/2.
c            else
c             tet1(i)=-pi/2.
c              endif
c          else
c           if(ykont.ne.0.) then
c            if(xkont.gt.0..and.ykont.gt.0.)then
c             ibl=1
c              endif
c               if(xkont.lt.0..and.ykont.gt.0.) then
c                ibl=2
c                 endif
c                  if(xkont.lt.0..and.ykont.lt.0.) then
c                   ibl=3
c                    endif
c                     if(xkont.gt.0..and.ykont.lt.0.) then
c                      ibl=4
c                       endif
c           else
c            if(xkont.gt.0.) then
c             tet1(i)=0.
c              else
c               tet1(i)=pi
c
c                endif
c                 endif
c                  endif
c                   endif
c                    if(ibl.ne.0) then
c                     tet1(i)=datan(ykont/xkont)
c                     if(ibl.eq.2.or.ibl.eq.3) then
c                      tet1(i)=tet1(i)+pi
```

```
c                    endif
c                     if(ibl.eq.4) then
c                      tet1(i)=2*pi+tet1(i)
c                       endif
c                        endif
c
      call sfirm8(erm,12,12,12,12)
c
c          if(zkont.ne.0.) then
c           if(zkont.lt.0.) then
c            tet2(i)=-pi/2.
c             endif
              if(kod.eq.0.AND.KOD3.EQ.0) then
               if(ikk.eq.1) then
                alfa1=12.*em*at1*sf/(xl**2*gm*alan)
                alfa2=12.*em*aty*sf/(xl**2*gm*alan)
c                 alfa1=0.
c                 alfa2=0.
                else
                 alfa1=0.
                 alfa2=0.
                  endif
                   erm(1,1)=alan*em/xl
                   erm(1,4)=-erm(1,1)
                   erm(2,2)=12.0*em*aty/((1.+alfa2)*xl**3)
                   erm(2,3)=6.0*em*aty/((1.+alfa2)*xl**2)
                   erm(3,2)=erm(2,3)
                   erm(3,3)=(4.+alfa2)*em*aty/(xl*(1.+alfa2))
                   erm(5,2)=-erm(2,2)
                   erm(2,5)=erm(5,2)
                   erm(6,2)=-erm(3,2)-erm(5,2)*xl
                   erm(2,6)=erm(6,2)
       erm(6,3)=(2.-alfa2)*em*aty/((1.+alfa2)*xl)
                   erm(3,6)=erm(6,3)
                   erm(5,5)=-erm(2,5)
                   erm(5,3)=-erm(2,3)
                   erm(3,5)=erm(5,3)
                   erm(6,5)=-erm(3,5)-erm(5,5)*xl
                   erm(5,6)=erm(6,5)
                   erm(6,6)=-erm(3,6)-erm(5,6)*xl
                   erm(4,1)=erm(1,4)
                   erm(4,4)=erm(1,1)
                   erm(7,7)=12.*em*at1/((1.+alfa1)*xl**3)
                   erm(7,8)=-6.*em*at1/((1.+alfa1)*xl**2)
                   erm(8,7)=erm(7,8)
                   erm(8,8)=(4.+alfa1)*em*at1/(xl*(1.+alfa1))
```

```
                erm(10,7)=-erm(7,7)
                erm(7,10)=erm(10,7)
                erm(12,7)=-erm(8,7)+erm(10,7)*xl
                erm(7,12)=erm(12,7)
                erm(10,8)=-erm(7,8)
                erm(8,10)=erm(10,8)
                erm(12,8)=(2.-alfa1)*em*at1/((1.+alfa1)*xl)
                erm(8,12)=erm(12,8)
                erm(10,10)=-erm(7,10)
                erm(12,10)=-erm(8,10)+erm(10,10)*xl
                erm(10,12)=erm(12,10)
                erm(12,12)=-erm(8,12)+erm(10,12)*xl
                erm(9,9)=gm*bj/xl
                erm(9,11)=-erm(9,9)
                erm(11,9)=erm(9,11)
                erm(11,11)=erm(9,9)
                  goto 300
c
c
          endif
c          kodun endifi
c
         IF(ICK.EQ.1) THEN
c
              do 3 j=1,4
          at(j)=0.0
          ati1(j)=0.0
  3   continue
         do 4 j=1,2
          atk(j)=0.
          atk1(j)=0.
   4   continue
c
          do 1 j=1,5
           a=xksi(i,j)
           b=xksi(i,j+1)
           if(a.eq.0.0.and.b.eq.0.0) goto 1
c
        if(kodb(i,j).eq.0) then
         fssi=1.
         ftsi=1.0-at2/at1
         tt11=at1/at2-1.0
         at(1)=at(1)+tt11*(b-a)-(at1/at2)*ftsi*(b-a)
         at(2)=at(2)+tt11*(b**2-a**2)/2.-(at1/at2)*ftsi
    *      *(b**2-a**2)/2.0
         at(3)=at(3)+tt11*(b**3-a**3)/3.-(at1/at2)*ftsi
```

```
     *     *(b**3-a**3)/3.
           at(4)=at(4)+tt11*(b**4-a**4)/4.-(at1/at2)*ftsi
     *     *(b**4-a**4)/4.
c
           if(ikk.eq.1) then
            atk(1)=atk(1)+(b-a)*fssi
            atk(2)=atk(2)+(b**2-a**2)/2.*fssi
             endif
c
              if(tek.ne.0.0) then
               if(a.gt.ai/xl.and.b.gt.ai/xl) then
         ati1(1)=ati1(1)+tt11*(b-a)-(at1/at2)*ftsi*(b-a)
         ati1(2)=ati1(2)+tt11*(b**2-a**2)/2.-(at1/at2)*ftsi
     * *(b**2-a**2)/2.
         ati1(3)=ati1(3)+tt11*(b**3-a**3)/3.-(at1/at2)*ftsi
     * *(b**3-a**3)/3.
           if(ikk.eq.1) then
          atk1(1)=atk1(1)+(b-a)*fssi
           endif
c
           elseif(a.lt.ai/xl.and.b.gt.ai/xl) then
           c=ai/xl
            ati1(1)=ati1(1)+tt11*(b-c)-(at1/at2)*ftsi*(b-c)
            ati1(2)=ati1(2)+tt11*(b**2-c**2)/2.-(at1/at2)*ftsi
     *     *(b**2-c**2)/2.
            ati1(3)=ati1(3)+tt11*(b**3-c**3)/3.-(at1/at2)*ftsi
     *     *(b**3-c**3)/3.
            if(ikk.eq.1) then
             atk1(1)=atk1(1)+(b-c)*fssi
              endif
               endif
                endif
           else
               tt11=at1/at2-1.
               tt12=1.-at2/at1
              xmom1=dabs(el1(i,8)+yyuk*(a*xl)**2/2.+el1(i,7)*a*xl)
              xmom2=dabs(el1(i,8)+yyuk*(a*xl)**2/2.
     *   +(el1(i,7)+tek)*a*xl-tek*ai)
              xmom3=dabs(el1(i,8)+yyuk*(b*xl)**2/2.+el1(i,7)*b*xl)
              xmom4=dabs(el1(i,8)+yyuk*(b*xl)**2/2.
     *   +(el1(i,7)+tek)*b*xl-tek*ai)
              eps11=(((xmom1*XH)/at1)-ELR)/em
              eps12=(((xmom2*XH)/at1)-ELR)/em
              eps13=(((xmom3*XH)/at1)-ELR)/em
              eps14=(((xmom4*XH)/at1)-ELR)/em
c
```

```
                if(a.lt.ai/xl) then
                 tt2=xmcr/xmom1
                 if(ikk.eq.1) then
                  tk2=eps11/epsto
                  eps1=eps11
                   endif
                else
                  tt2=xmcr/xmom2
                  if(ikk.eq.1) then
                   tk2=eps12/epsto
                   eps1=eps12
                    endif
                     endif
                 if(b.lt.ai/xl) then
                  tt3=xmcr/xmom3
                   if(ikk.eq.1) then
                    tk3=eps13/epsto
                    eps2=eps13
                  endif
                  else
                    tt3=xmcr/xmom4
                    if(ikk.eq.1) then
                     tk3=eps14/epsto
                     eps2=eps14
                      endif
                       endif
                        if(model.eq.'ACI') then
                          ftsi=tt2**c1*tt11/(1.+tt2**c1*tt11)
                          ftsj=tt3**c1*tt11/(1.+tt3**c1*tt11)
                    elseif(model.eq.'CEB') then
                          ftsi=c1*c2*tt2**2*tt12
                          ftsj=c1*c2*tt3**2*tt12
                    endif
c
                        if(ikk.eq.1) then
                         if(model2.eq.'ALM') then
                          fssi=tk2/0.4
                          fssj=tk3/0.4
                      elseif(model.eq.'CDP') then
                          fssi=1.0/(0.24*(1.0-250.0*eps1))
                          fssj=1.0/(0.24*(1.0-250.0*eps2))
                      elseif(model2.eq.'YS') then
                          fssi=4.
                          fssj=4.
                            endif
                             else
```

```
                    fssi=0.
                    fssj=0.
                     endif
      do 20 jj=1,4
       call integ(i,jj,a,b,ftsi,ftsj,ai,xl,nel,xmcr,el1,yyuk,
     *    tek,model,c1,c2,tt11,tt12,s)
       at(jj)=at(jj)+tt11*(b**jj-a**jj)/jj-(at1/at2)*s
c
       if(ikk.eq.1) then
        if(jj.eq.1.or.jj.eq.2) then
         call integk(i,jj,a,b,fssi,fssj,ai,xl,nel,epsto,el1,
     *  model2,yyuk,tek,xh,at1,em,sk,ELR)
          atk(jj)=atk(jj)+sk
         endif
          else
          sk=0.
           endif
c
       if(tek.ne.0.0) then
        if(a.gt.ai/xl.and.b.gt.ai/xl) then
         ati1(jj)=ati1(jj)+tt11*(b**j-a**j)/jj-(at1/at2)*s
          if(ikk.eq.1) then
           if(jj.eq.1) atk1(jj)=atk1(jj)+sk
            endif
c
       elseif(a.lt.ai/xl.and.b.gt.ai/xl) then
        c=ai/xl
c
         xmom=dabs(el1(i,8)+yyuk*(c*xl)**2/2.+el1(i,7)*c*xl)
          tt3=xmcr/xmom
           if(ikk.eq.1) then
            eps1=(((xmom*XH)/at1)-ELR)/em
             tk3=eps1/epsto
              endif
c
               if(model.eq.'ACI') then
                ftsi1=tt3**c1*tt11/(1+tt3**c1*tt11)
                 elseif(model.eq.'CEB') then
                  ftsi1=c1*c2*tt3**2*tt12
                   endif
c
           if(ikk.eq.1) then
            if(model2.eq.'ALM') then
             fssi1=tk3/0.4
              elseif(model2.eq.'CDP') then
               fssi1=1./(0.24*(1.0-250.0*eps1))
```

```
                elseif(model2.eq.'YS') then
                 fssi1=4.0
                  endif
                   endif
c
                    call integ(i,jj,c,b,ftsi1,ftsj,ai,xl,nel,xmcr,
    *      el1,yyuk,tek,model,c1,c2,tt11,tt12,s)
           ati1(jj)=ati1(jj)+tt11*(b**jj-c**jj)/jj-(at1/at2)*s
           if(ikk.eq.1) then
            if(jj.eq.1) then
             call integk(i,jj,c,b,fssi1,fssj,ai,xl,nel,epsto,el1,
    *    model2,yyuk,tek,xh,at1,em,sk,ELR)
            atk1(jj)=atk1(jj)+sk
            endif
             endif
              endif
               endif
 20   continue
       endif
  1      continue
c Di§er y”ndeki e§ilmeden dolay□ ç‡atlayan ve ‡atlamayan b”lgeler i‡in esneklik
katsayılarının hesabı
c*****************************************************************

          do 303 j=1,3
     atiy(j)=0.0
 303  continue
     atky=0.0
       do 301 j=1,5
     a1=yksi(i,j)
     b1=yksi(i,j+1)
     if(a1.eq.0.0.and.b1.eq.0.0) goto 301
C
     if(kodby(i,j).eq.0) then
     fssiy=1.0
     ftsiy=1.0-at2y/aty
     tt11y=aty/at2y-1.0
      atiy(1)=atiy(1)+tt11y*(b1-a1)-(aty/at2y)*ftsiy*(b1-a1)
      atiy(2)=atiy(2)+tt11y*(b1**2-a1**2)/2.0-(aty/at2y)*ftsiy
    * *(b1**2-a1**2)/2.0
      atiy(3)=atiy(3)+tt11y*(b1**3-a1**3)/3.0-(aty/at2y)*ftsiy
    * *(b1**3-a1**3)/3.0
C
      if(ikk.eq.1) then
      atky=atky+(b1-a1)*fssiy
      endif
```

```
        else
      tt11y=aty/at2y-1.0
      tt12y=1.0-at2y/aty
      ymom1=dabs(el1(i,3)-el1(i,2)*a1*xl)
      ymom2=dabs(el1(i,3)-el1(i,2)*b1*xl)
      eps11y=(((ymom1*yh)/aty)-elr)/em
      eps12y=(((ymom2*yh)/aty)-elr)/em
      tt2y=ymcr/ymom1
      tk2y=eps11y/epsto
      eps1y=eps11y
      tt3y=ymcr/ymom2
      tk3y=eps12y/epsto
      eps2y=eps12y
C
      if(model.eq.'ACI')then
      ftsiy=tt2y**c1*tt11y/(1.0+tt2y**c1*tt11y)
      ftsjy=tt3y**c1*tt11y/(1.0+tt3y**c1*tt11y)
       elseif(model.eq.'CEB') then
      ftsiy=c1*c2*tt2y**2*tt12y
      ftsjy=c1*c2*tt3y**2*tt12y
       endif
      if(ikk.eq.1) then
       if(model2.eq.'ALM') then
         fssiy=tk2y/0.4
         fssjy=tk3y/0.4
       elseif(model2.eq.'CDP') then
         fssiy=1.0/(0.24*(1.0-250.0*eps1y))
         fssjy=1.0/(0.24*(1.0-250.0*eps2y))
       elseif(model2.eq.'YS') then
         fssiy=4.0
         fssjy=4.0
       endif
      else
       fssiy=0.0
       fssjy=0.0
      endif
C
        do 320 jj=1,3
         call integy(i,jj,a1,b1,ftsiy,ftsjy,XL,NEL,ymcr,el1,model,
     *    c1,c2,tt11y,tt12y,sy)
         atiy(jj)=atiy(jj)+tt11y*(b1**jj-a1**jj)/jj-(aty/at2y)*sy
C
         if(ikk.eq.1) then
          if(jj.eq.1) then
         call intgky(i,jj,a1,b1,fssiy,fssjy,XL,NEL,epsto,el1,
     *    model2,yh,aty,em,sky,ELR)
```

```
        atky=atky+sky
         endif
          else
          sky=0.0
           endif
 320   continue
          endif
 301   continue
C
C
C
C
C
C
C
c
c***************COMPUTE FLEXIBILITY INFLUENCE COEFFICIENT*


      f77=xl**3/(3.*em*at1)*(1.+3.*at(3))
     *  +sf*xl/gm/alan*atk(1)
          f78=xl**2/(2.*em*at1)*(1.+2.0*at(2))
          f88=xl/(em*at1)*(1.+at(1))
          f87=f78
c
          abl=ai/xl
          f70=yyuk*xl**4/(8.*em*at1)*(1.0+4.*at(4))
     *  +tek*xl**3/(6.*em*at1)*((2.-2.*abl**3
     *  +6.*ati1(3))-abl*(3.0-3.0*abl**2+6.*ati1(2)))
     *  +yyuk*xl**2*sf/gm/alan*atk(2)
     *  +tek*xl*sf/gm/alan*atk1(1)
c
          f80=yyuk*xl**3/(6.*em*at1)*(1.+3*at(3))
     *  +tek*xl**2/(em*at1)*(abl*(-1.+abl-ati1(1))
     *  +0.5*(1.0-abl**2+2.*ati1(2)))
c
         f22=xl**3/(3.*em*ATY)*(1.+3.*ATIY(3))
     *  +sf*xl/gm/alan*ATKY
          f23=-xl**2/(2.*em*ATY)*(1.+2.0*ATIY(2))
          f33=xl/(em*ATY)*(1.+ATIY(1))
          f32=f23
c
c         F22 VE F33 LER DE €ATLAMI BÖLGELERDEN HESAPLANIYOR.
c
       erm(1,1)=alan*em/xl
       erm(1,4)=-erm(1,1)
       erm(4,4)=erm(1,1)
```

```
        erm(4,1)=erm(1,4)
        erm(7,7)=f88/(f77*f88-f78*f87)
        erm(8,8)=f77/(f77*f88-f78*f87)
        erm(7,8)=-f78/(f77*f88-f78*f87)
       erm(8,7)=erm(7,8)
       erm(10,7)=-erm(7,7)
       erm(7,10)=erm(10,7)
        erm(12,7)=-erm(8,7)+erm(10,7)*xl
        erm(7,12)=erm(12,7)
        erm(10,8)=-erm(7,8)
        erm(8,10)=erm(10,8)
        erm(12,8)=-erm(8,8)+erm(10,8)*xl
        erm(8,12)=erm(12,8)
        erm(10,10)=-erm(7,10)
        erm(12,10)=-erm(8,10)+erm(10,10)*xl
         erm(10,12)=erm(12,10)
        erm(12,12)=-erm(8,12)+erm(10,12)*xl
c             alfa2=12.*em*aty*sf/(xl**2*gm*alan) (DIĮER EKSEN ETRAFINDAKI
D™NMEDEN DOLAYI OLUŞAN ÇATLAMA DA GÖZ ÖNÜNDE
BULUNDURULUYOR.)
        erm(2,2)=f33/(f22*f33-f23*f32)
        erm(2,3)=-f23/(f22*f33-f23*f32)
        erm(3,3)=f22/(f22*f33-f23*f32)
        erm(3,2)=erm(2,3)
        erm(5,2)=-erm(2,2)
        erm(2,5)=erm(5,2)
        erm(6,2)=-erm(3,2)-erm(5,2)*xl
        erm(2,6)=erm(6,2)
c         erm(6,3)=(2.-alfa2)*em*aty/((1.+alfa2)*xl)
        erm(5,3)=-erm(2,3)
        erm(3,5)=erm(5,3)
        erm(6,3)=-erm(3,3)-erm(5,3)*xl
        erm(3,6)=erm(6,3)
        erm(5,5)=-erm(2,5)
c         erm(5,3)=-erm(2,3)
c         erm(3,5)=erm(5,3)
        erm(6,5)=-erm(3,5)-erm(5,5)*xl
        erm(5,6)=erm(6,5)
        erm(6,6)=-erm(3,6)-erm(5,6)*xl
        erm(9,9)=gm*bj/xl
        erm(9,11)=-erm(9,9)
        erm(11,9)=erm(9,11)
        erm(11,11)=erm(9,9)
c
C
    ENDIF
```

```
C
      IF(ICK.EQ.2) THEN
            suncry=0.
            scry=0.
            suncrz=0.
       scrz=0.
c
       atk(1)=0.
            atk(2)=0.
            atk1(1)=0.
            atky=0.
c
            do 11 j=1,5
      a=xksi(i,j)
      b=xksi(i,j+1)
      if(A.EQ.0.0.AND.B.EQ.0.0) GOTO 11
c
c
               if(kodb(i,j).eq.0) then
           fssi=1.
c           ftsi=1.0-at2/at1
c           tt11=at1/at2-1.0
c           at(1)=at(1)+tt11*(b-a)-(at1/at2)*ftsi*(b-a)
c           at(2)=at(2)+tt11*(b**2-a**2)/2.-(at1/at2)*ftsi
c     *      *(b**2-a**2)/2.0
c           at(3)=at(3)+tt11*(b**3-a**3)/3.-(at1/at2)*ftsi
c     *     *(b**3-a**3)/3.
c           at(4)=at(4)+tt11*(b**4-a**4)/4.-(at1/at2)*ftsi
c     *     *(b**4-a**4)/4.
c
           if(ikk.eq.1) then
            atk(1)=atk(1)+(b-a)*fssi
            atk(2)=atk(2)+(b**2-a**2)/2.*fssi
             endif
c
              if(tek.ne.0.0) then
               if(a.gt.ai/xl.and.b.gt.ai/xl) then
c       ati1(1)=ati1(1)+tt11*(b-a)-(at1/at2)*ftsi*(b-a)
c       ati1(2)=ati1(2)+tt11*(b**2-a**2)/2.-(at1/at2)*ftsi
c     * *(b**2-a**2)/2.
c       ati1(3)=ati1(3)+tt11*(b**3-a**3)/3.-(at1/at2)*ftsi
c     * *(b**3-a**3)/3.
            if(ikk.eq.1) then
         atk1(1)=atk1(1)+(b-a)*fssi
          endif
c
```

```
      elseif(a.lt.ai/xl.and.b.gt.ai/xl) then
      c=ai/xl
c       ati1(1)=ati1(1)+tt11*(b-c)-(at1/at2)*ftsi*(b-c)
c       ati1(2)=ati1(2)+tt11*(b**2-c**2)/2.-(at1/at2)*ftsi
c    *   *(b**2-c**2)/2.
c       ati1(3)=ati1(3)+tt11*(b**3-c**3)/3.-(at1/at2)*ftsi
c    *   *(b**3-c**3)/3.
        if(ikk.eq.1) then
         atk1(1)=atk1(1)+(b-c)*fssi
         endif
          endif
           endif
      else
c          tt11=at1/at2-1.
c          tt12=1.-at2/at1
         xmom1=dabs(el1(i,8)+yyuk*(a*xl)**2/2.+el1(i,7)*a*xl)
         xmom2=dabs(el1(i,8)+yyuk*(a*xl)**2/2.
   *  +(el1(i,7)+tek)*a*xl-tek*ai)
         xmom3=dabs(el1(i,8)+yyuk*(b*xl)**2/2.+el1(i,7)*b*xl)
         xmom4=dabs(el1(i,8)+yyuk*(b*xl)**2/2.
   *  +(el1(i,7)+tek)*b*xl-tek*ai)
         eps11=(((xmom1*XH)/at1)-ELR)/em
         eps12=(((xmom2*XH)/at1)-ELR)/em
         eps13=(((xmom3*XH)/at1)-ELR)/em
         eps14=(((xmom4*XH)/at1)-ELR)/em
c
         if(a.lt.ai/xl) then
c          tt2=xmcr/xmom1
          if(ikk.eq.1) then
           tk2=eps11/epsto
           eps1=eps11
            endif
          else
c          tt2=xmcr/xmom2
          if(ikk.eq.1) then
           tk2=eps12/epsto
           eps1=eps12
            endif
             endif
          if(b.lt.ai/xl) then
c          tt3=xmcr/xmom3
          if(ikk.eq.1) then
           tk3=eps13/epsto
           eps2=eps13
          endif
          else
```

```
c               tt3=xmcr/xmom4
               if(ikk.eq.1) then
                tk3=eps14/epsto
                eps2=eps14
                 endif
                  endif
                       if(ikk.eq.1) then
                     if(model2.eq.'ALM') then
                      fssi=tk2/0.4
                      fssj=tk3/0.4
                    elseif(model.eq.'CDP') then
                      fssi=1.0/(0.24*(1.0-250.0*eps1))
                      fssj=1.0/(0.24*(1.0-250.0*eps2))
                    elseif(model2.eq.'YS') then
                      fssi=4.
                      fssj=4.
                       endif
                        else
                         fssi=0.
                         fssj=0.
                          endif
      do 200 jj=1,4
c         call integ(i,jj,a,b,ftsi,ftsj,ai,xl,nel,xmcr,el1,yyuk,
c     *     tek,model,c1,c2,tt11,tt12,s)
c         at(jj)=at(jj)+tt11*(b**jj-a**jj)/jj-(at1/at2)*s
c
        if(ikk.eq.1) then
         if(jj.eq.1.or.jj.eq.2) then
          call integk(i,jj,a,b,fssi,fssj,ai,xl,nel,epsto,el1,
   *   model2,yyuk,tek,xh,at1,em,sk,ELR)
          atk(jj)=atk(jj)+sk
           endif
            else
            sk=0.
             endif
c
       if(tek.ne.0.0) then
        if(a.gt.ai/xl.and.b.gt.ai/xl) then
c          ati1(jj)=ati1(jj)+tt11*(b**j-a**j)/jj-(at1/at2)*s
          if(ikk.eq.1) then
           if(jj.eq.1) atk1(jj)=atk1(jj)+sk
            endif
c
       elseif(a.lt.ai/xl.and.b.gt.ai/xl) then
        c=ai/xl
c
```

```
          xmom=dabs(el1(i,8)+yyuk*(c*xl)**2/2.+el1(i,7)*c*xl)
c           tt3=xmcr/xmom
           if(ikk.eq.1) then
            eps1=(((xmom*XH)/at1)-ELR)/em
             tk3=eps1/epsto
              endif
                 if(ikk.eq.1) then
            if(model2.eq.'ALM') then
             fssi1=tk3/0.4
              elseif(model2.eq.'CDP') then
               fssi1=1./(0.24*(1.0-250.0*eps1))
                elseif(model2.eq.'YS') then
                 fssi1=4.0
                  endif
                   endif
c
c                    call integ(i,jj,c,b,ftsi1,ftsj,ai,xl,nel,xmcr,
c     *      el1,yyuk,tek,model,c1,c2,tt11,tt12,s)
c            ati1(jj)=ati1(jj)+tt11*(b**jj-c**jj)/jj-(at1/at2)*s
           if(ikk.eq.1) then
            if(jj.eq.1) then
             call integk(i,jj,c,b,fssi1,fssj,ai,xl,nel,epsto,el1,
    *    model2,yyuk,tek,xh,at1,em,sk,ELR)
           atk1(jj)=atk1(jj)+sk
            endif
             endif
              endif
               endif
 200   continue
       endif
c
c
c
c
c
         xm1y=dabs(el1(i,8)+yyuk*(a*xl)**2/2.+el1(i,7)*a*xl)
     xm2y=dabs(el1(i,8)+yyuk*(a*xl)**2/2.
    *+(el1(i,7)+tek)*a*xl-tek*ai)
     xm3y=dabs(el1(i,8)+yyuk*(b*xl)**2/2.+el1(i,7)*b*xl)
     xm4y=dabs(el1(i,8)+yyuk*(b*xl)**2/2.
    *+(el1(i,7)+tek)*b*xl-tek*ai)
c
     if(a.lt.ai/xl) then
          xmy1=xm1y
          else
          xmy1=xm2y
```

```
          endif
c
      if(b.lt.ai/xl) then
          xmy2=xm3y
          else
          xmy2=xm4y
          endif
c
      if(kodb(i,j).eq.0) then
c
      call intuny(i,a,b,ai,xl,nel,el1,yyuk,tek,suncy,xmy1,xmy2)
c
      suncry=suncry+suncy
c
      else
c     ****kodb'nin elsesi*****
      call intcry(i,a,b,ai,xl,nel,el1,yyuk,tek,scy,xmy1,xmy2)
C
      scry=scry+scy
c
      endif
c
 11   continue
c
      if(kod.eq.0)then
      effay=at1
      atmy=effay
          goto 531
      endif
c
      stpay=scry+suncry
          effay=(at1*(suncry/stpay))+(at2*(scry/stpay))
c
      atmy=effay

531       do 21 j=1,5
      a1=yksi(i,j)
      b1=yksi(i,j+1)
      if(A1.EQ.0.0.AND.B1.EQ.0.0) GOTO 21
c
       if(kodby(i,j).eq.0) then
      fssiy=1.0
c      ftsiy=1.0-at2y/aty
c      tt11y=aty/at2y-1.0
c       atiy(1)=atiy(1)+tt11y*(b1-a1)-(aty/at2y)*ftsiy*(b1-a1)
c       atiy(2)=atiy(2)+tt11y*(b1**2-a1**2)/2.0-(aty/at2y)*ftsiy
```

```
c     * *(b1**2-a1**2)/2.0
c       atiy(3)=atiy(3)+tt11y*(b1**3-a1**3)/3.0-(aty/at2y)*ftsiy
c     * *(b1**3-a1**3)/3.0
C
      if(ikk.eq.1) then
      atky=atky+(b1-a1)*fssiy
      endif
       else
c      tt11y=aty/at2y-1.0
c      tt12y=1.0-at2y/aty
      ymom1=dabs(el1(i,3)-el1(i,2)*a1*xl)
      ymom2=dabs(el1(i,3)-el1(i,2)*b1*xl)
      eps11y=(((ymom1*yh)/aty)-elr)/em
      eps12y=(((ymom2*yh)/aty)-elr)/em
c      tt2y=ymcr/ymom1
      tk2y=eps11y/epsto
      eps1y=eps11y
c      tt3y=ymcr/ymom2
      tk3y=eps12y/epsto
      eps2y=eps12y
           if(ikk.eq.1) then
       if(model2.eq.'ALM') then
         fssiy=tk2y/0.4
         fssjy=tk3y/0.4
       elseif(model2.eq.'CDP') then
         fssiy=1.0/(0.24*(1.0-250.0*eps1y))
         fssjy=1.0/(0.24*(1.0-250.0*eps2y))
       elseif(model2.eq.'YS') then
         fssiy=4.0
         fssjy=4.0
       endif
      else
       fssiy=0.0
       fssjy=0.0
      endif
C
        do 3200 jj=1,3
c         call integy(i,jj,a1,b1,ftsiy,ftsjy,XL,NEL,ymcr,el1,model,
c     *    c1,c2,tt11y,tt12y,sy)
c         atiy(jj)=atiy(jj)+tt11y*(b1**jj-a1**jj)/jj-(aty/at2y)*sy
C
         if(ikk.eq.1) then
          if(jj.eq.1) then
         call intgky(i,jj,a1,b1,fssiy,fssjy,XL,NEL,epsto,el1,
     *    model2,yh,aty,em,sky,ELR)
         atky=atky+sky
```

```
          endif
           else
           sky=0.0
            endif
 3200   continue
           endif


c
      xmz1=dabs(el1(i,3)-el1(i,2)*a1*xl)
      xmz2=dabs(el1(i,3)-el1(i,2)*b1*xl)
c

c
      if(kodby(i,j).eq.0) then
c
      call intunz(i,a1,b1,xl,nel,el1,suncz,xmz1,xmz2)
c
      suncrz=suncrz+suncz
c
      else
c     ****kodb'nin elsesi*****
      call intcrz(i,a1,b1,xl,nel,el1,scz,xmz1,xmz2)
C
      scrz=scrz+scz
c
      endif
c
 21   continue
c
      if(kod3.eq.0)then
      effaz=aty
      goto 532
      endif
c
      stpaz=scrz+suncrz
           effaz=(aty*(suncrz/stpaz))+(at2y*(scrz/stpaz))
532          f77p=xl**3/(3.*em*effay)
     *  +sf*xl/gm/alan*atk(1)
           f78p=xl**2/(2.*em*effay)
           f88p=xl/(em*effay)
           f87p=f78p
c
           abl=ai/xl
           f70p=yyuk*xl**4/(8.*em*effay)
     *      +tek/(3.0*em*effay)*(xl**3-ai**3)
```

```
     * -tek*ai/(2.0*em*effay)*(xl**2-ai**2)
     *  +yyuk*xl**2*sf/gm/alan*atk(2)
     *  +tek*xl*sf/gm/alan*atk1(1)
c
      f80p=yyuk*xl**3/(6.*em*effay)+tek/(2.*em*effay)*(xl**2-ai**2)
     *  -tek*ai/(em*effay)*(xl-ai)

c
          f22p=xl**3/(3.*em*effaz)
     *  +sf*xl/gm/alan*ATKY
           f23p=-xl**2/(2.*em*effaz)
           f33p=xl/(em*effaz)
           f32p=f23p


          erm(1,1)=alan*em/xl
          erm(1,4)=-erm(1,1)
          erm(4,4)=erm(1,1)
          erm(4,1)=erm(1,4)
          erm(7,7)=f88p/(f77p*f88p-f78p*f87p)
          erm(8,8)=f77p/(f77p*f88p-f78p*f87p)
          erm(7,8)=-f78p/(f77p*f88p-f78p*f87p)
         erm(8,7)=erm(7,8)
         erm(10,7)=-erm(7,7)
         erm(7,10)=erm(10,7)
          erm(12,7)=-erm(8,7)+erm(10,7)*xl
          erm(7,12)=erm(12,7)
          erm(10,8)=-erm(7,8)
          erm(8,10)=erm(10,8)
          erm(12,8)=-erm(8,8)+erm(10,8)*xl
          erm(8,12)=erm(12,8)
          erm(10,10)=-erm(7,10)
          erm(12,10)=-erm(8,10)+erm(10,10)*xl
           erm(10,12)=erm(12,10)
          erm(12,12)=-erm(8,12)+erm(10,12)*xl
          erm(2,2)=f33p/(f22p*f33p-f23p*f32p)
          erm(2,3)=-f23p/(f22p*f33p-f23p*f32p)
          erm(3,3)=f22p/(f22p*f33p-f23p*f32p)
          erm(3,2)=erm(2,3)
          erm(5,2)=-erm(2,2)
          erm(2,5)=erm(5,2)
          erm(6,2)=-erm(3,2)-erm(5,2)*xl
          erm(2,6)=erm(6,2)
c         erm(6,3)=(2.-alfa2)*em*aty/((1.+alfa2)*xl)
          erm(5,3)=-erm(2,3)
          erm(3,5)=erm(5,3)
```

```
        erm(6,3)=-erm(3,3)-erm(5,3)*xl
        erm(3,6)=erm(6,3)
        erm(5,5)=-erm(2,5)
c         erm(5,3)=-erm(2,3)
c         erm(3,5)=erm(5,3)
        erm(6,5)=-erm(3,5)-erm(5,5)*xl
        erm(5,6)=erm(6,5)
        erm(6,6)=-erm(3,6)-erm(5,6)*xl
        erm(9,9)=gm*bj/xl
        erm(9,11)=-erm(9,9)
        erm(11,9)=erm(9,11)
        erm(11,11)=erm(9,9)

c
     ENDIF
C     ************** ICK=2 NİN ENDİFİ****************
C
c
 300     if(kod.eq.0) then
c
        do 129 j7=1,12
c         elyv(j7)=0
  129    y(j7)=0.0
c
         if(yyuk.eq.0.) goto 500
c
         a88=xl/em/at1
         a77=xl**3/(3.*em*at1)+sf*xl/(gm*alan)
         a78=xl**2/(2.*em*at1)
         a87=a78
         a70=yyuk*xl**4/(8.*em*at1)+yyuk*xl**2*sf/(2.0*gm*alan)
     * +tek/(3.0*em*at1)*(xl**3-ai**3)
     * -tek*ai/(2.0*em*at1)*(xl**2-ai**2)+tek*sf/(gm*alan)*(xl-ai)
         a80=yyuk*xl**3/(6.*em*at1)+tek/(2.*em*at1)*(xl**2-ai**2)
     *  -tek*ai/(em*at1)*(xl-ai)

        y(7)=-(a88*a70-a78*a80)/(a77*a88-a78*a87)
        y(8)=-(a77*a80-a78*a70)/(a77*a88-a78*a87)
        y(10)=-(yyuk*xl+tek+y(7))
        y(12)=-y(8)-tek*xl+tek*ai-yyuk*xl**2/2.-y(7)*xl

        y(7)=-y(7)
        y(8)=-y(8)
        y(10)=-y(10)
        y(12)=-y(12)
           endif
```

```
c         kodun endifi
C
     IF(ICK.EQ.1) THEN
C
          do 264 l8=1,12
 264        y(l8)=0.
            y(7)=-(f88*f70-f78*f80)/(f77*f88-f78*f87)
            y(8)=-(f77*f80-f78*f70)/(f77*f88-f78*f87)
            y(10)=-(yyuk*xl+tek+y(7))
            y(12)=-y(8)-tek*xl+tek*ai-yyuk*xl**2/2.-y(7)*xl
c
            y(7)=-y(7)
            y(8)=-y(8)
            y(10)=-y(10)
            y(12)=-y(12)
     ENDIF
     IF(ICK.EQ.2) THEN
C
          do 265 l9=1,12
 265        y(l9)=0.
                 y(7)=-(f88p*f70p-f78p*f80p)/(f77p*f88p-f78p*f87p)
            y(8)=-(f77p*f80p-f78p*f70p)/(f77p*f88p-f78p*f87p)
            y(10)=-(yyuk*xl+tek+y(7))
            y(12)=-y(8)-tek*xl+tek*ai-yyuk*xl**2/2.-y(7)*xl

          y(7)=-y(7)
          y(8)=-y(8)
          y(10)=-y(10)
          y(12)=-y(12)
     endif
c     ********moment alana bağlı olarak yük vektörlerinin hesabı tamamlanmıştır
C
  500    do 667 m1=1,12
  667    y1(m1)=0.
         do 881 j4=1,12
         sum=0.
         do 882 k4=1,12
  882    sum=sum+tt4(k4,j4)*y(k4)
  881    y1(j4)=y1(j4)+sum
c
         do 3455 k2=1,12
         elyv(k2)=y1(k2)
 3455    continue
c
c        call ekm3(erm,tet2,tet3,xi,yi,xmi,ymi,xj,yj,xmj,ymj,isw)
       call ekm1(erm,tt4,xi,yi,xmi,ymi,xj,yj,xmj,ymj,isw)
```

```
c          endif
c         zkontun endifi
          return
          end
c
c*****************************************************************
********
      subroutine integ(i,jj,a,b,ftsi,ftsj,ai,xl,nel,xmcr,el1,yyuk,
     *  tek,model,c1,c2,tt11,tt12,s)

      implicit real*8 (a-h,o-z)
      dimension el1(nel,12)
      character*10 model
c
      if(a.eq.0.0) a=0.0001
       j1=jj-1
       h=b-a
       kk=1
       t=(a**j1*ftsi+b**j1*ftsj)*(b-a)
       xm=0.
  5     t=(t+xm)/2.
       xm=0.
       c=a-h/2.
        do 2 k=1,kk
         c=c+h
          if(c.lt.ai/xl)  then
           tt2=xmcr/dabs(el1(i,8)+yyuk*(c*xl)**2/2.
     *    +el1(i,7)*c*xl)
          else
          tt2=xmcr/dabs(el1(i,8)+yyuk*(c*xl)**2/2.
     *     +(el1(i,7)+tek)*c*xl-tek*ai)
          endif
            if(model.eq.'ACI') then
             fts=tt2**c1*tt11/(1+tt2**c1*tt11)
             elseif(model.eq.'CEB') then
              fts=c1*c2*tt2**2*tt12
               endif
                xm=xm+c**j1*fts*h
   2          continue
             s=(t+2.*xm)/3.
             h=h/2.
             kk=kk*2
             if(dabs(t-xm)/dabs(s).gt.0.001) goto 5
              return
              end
```

```
c*****************************************************************
*********
      subroutine integk(i,jj,a,b,fssi,fssj,ai,xl,nel,epsto,el1,
     * model2,yyuk,tek,xh,at1,em,s,ELR)
c
      implicit real*8 (a-h,o-z)
      dimension el1(nel,12)
      character*10 model2
c
c
      if(a.eq.0.0) a=0.0001
       j1=jj-1
       h=b-a
       kk=1
       t=(a**j1*fssi+b**j1*fssj)*(b-a)
       xm=0.
  5     t=(t+xm)/2.
       xm=0.
       c=a-h/2.0
        do 2 k=1,kk
         c=c+h
          if(c.lt.ai/xl) then
           xmom=dabs(el1(i,8)+yyuk*(c*xl)**2/2.+el1(i,7)*c*xl)
         else
           xmom=dabs(el1(i,8)+yyuk*(c*xl)**2/2.
     * +(el1(i,7)+tek)*c*xl-tek*ai)
         endif
         eps1=(((xmom*XH)/at1)-ELR)/em
         tk3=eps1/epsto
          if(model2.eq.'ALM') then
           fss=tk3/0.4
            elseif(model2.eq.'CDP') then
             fss=1.0/(0.24*(1.0-250.0*eps1))
              elseif(model2.eq.'YS') then
               fss=4.
                endif

                 xm=xm+c**j1*fss*h
  2               continue
                  s=(t+2.0*xm)/3.
                   h=h/2.
                    kk=kk*2
                     if(dabs(t-xm)/dabs(s).gt.0.001) goto 5
                      return
                       end
```

```
      subroutine ekm1(erm,tt4,xi,yi,xmi,ymi,xj,yj,xmj,ymj,isw)
      implicit real*8 (a-h,o-z)

      dimension erm(12,12),tt4(12,12),ekmy(12,12),gec(12,12),
     *  xbb(6,6)

c       call xt1(tt1,tet1)
c
      do 300 it=1,12
      do 300 jt=1,12
       ekmy(it,jt)=0.
       gec(it,jt)=0.
  300    continue
c
       do 950 k=1,12
       do 950 l=1,12
       sum=0.
       do 900  m=1,12
  900    sum=sum+erm(k,m)*tt4(m,l)
  950    gec(k,l)=gec(k,l)+sum
c
       do 965 k=1,12
       do 965 l=1,12
       sum=0.
       do 960 m=1,12
  960    sum=sum+tt4(m,k)*gec(m,l)
  965    ekmy(k,l)=ekmy(k,l)+sum
c
       do 975 k=1,12
       do 975 l=1,12
  975    erm(k,l)=ekmy(k,l)
c
       if(isw.eq.0) goto 1111
c
       do 1031 i1=1,6
       do 1031 j1=1,6
          if(i1.eq.j1) then
          xbb(i1,j1)=1.
           else
            xbb(i1,j1)=0.
             endif
 1031          continue
c
               xbb(1,3)=ymi-yi
               xbb(2,3)=xi-xmi
               xbb(4,6)=ymj-yj
```

```
            xbb(5,6)=xj-xmj
c
            do 1040 it=1,12
            do 1040 jt=1,12
             ekmy(it,jt)=0.
             gec(it,jt)=0.
 1040  continue
c
          do 1060 k=1,6
          do 1060 l=1,6
          sum=0.
          do 1055 m=1,6
 1055       sum=sum+erm(k,m)*xbb(m,l)
 1060       gec(k,l)=gec(k,l)+sum
c
          do 1070 k=1,6
          do 1070 l=1,6
          sum=0.
          do 1065 m=1,6
 1065       sum=sum+xbb(m,k)*gec(m,l)
 1070       ekmy(k,l)=ekmy(k,l)+sum
c
          do 1080 k=1,6
          do 1080 l=7,12
          sum=0.
          do 1075 m=1,6
 1075       sum=sum+xbb(m,k)*erm(m,l)
 1080       ekmy(k,l)=ekmy(k,l)+sum
c
          do 1090 k=7,12
          do 1090 l=1,6
          sum=0.
          do 1085 m=1,6
 1085       sum=sum+erm(k,m)*xbb(m,l)
 1090       ekmy(k,l)=ekmy(k,l)+sum
c
          do 1400 k=7,12
          do 1400 l=7,12
 1400       ekmy(k,l)=erm(k,l)
c
          do 1410 k=1,12
          do 1410 l=1,12
 1410       erm(k,l)=ekmy(k,l)
c
 1111       return
          end
```

```
c*****************************************************************
*********
c           subroutine xt1(tt1,tet1)
c           implicit real*8 (a-h,o-z)
c
c           dimension tt1(12,12)
c           do 300 it=1,12
c           do 300 jt=1,12
c            tt1(it,jt)=0.
c 300          continue
c
c             tt1(1,1)=dcos(tet1)
c             tt1(1,2)=dsin(tet1)
c             tt1(2,1)=(-1.)*dsin(tet1)
c             tt1(2,2)=dcos(tet1)
c             tt1(3,3)=1.
c             tt1(4,4)=dcos(tet1)
c             tt1(4,5)=dsin(tet1)
c             tt1(5,4)=(-1.)*dsin(tet1)
c             tt1(5,5)=dcos(tet1)
c             tt1(6,6)=1.
c             tt1(7,7)=1.
c             tt1(8,8)=dcos(tet1)
c             tt1(8,9)=(-1.)*dsin(tet1)
c             tt1(9,8)=dsin(tet1)
c             tt1(9,9)=dcos(tet1)
c             tt1(10,10)=1.
c             tt1(11,11)=dcos(tet1)
c             tt1(11,12)=dsin(tet1)
c             tt1(12,11)=(-1.)*dsin(tet1)
c             tt1(12,12)=dcos(tet1)
cc
c             return
c             end
cc****************************************************************
**********
c             subroutine xt2(tt2,tet2)
c             implicit real*8 (a-h,o-z)
c             dimension tt2(12,12)
c
c             do 300 it=1,12
c             do 300 jt=1,12
c              tt2(it,jt)=0.
c  300       continue
cc
c               tt2(1,1)=dcos(tet2)
```

```
c               tt2(1,7)=dsin(tet2)
c               tt2(2,2)=1.
c               tt2(3,3)=dcos(tet2)
c               tt2(3,9)=(-1.)*dsin(tet2)
c               tt2(4,4)=dcos(tet2)
c               tt2(4,10)=dsin(tet2)
c               tt2(5,5)=1.
c               tt2(6,6)=dcos(tet2)
c               tt2(6,11)=(-1.)*dsin(tet2)
c               tt2(7,1)=(-1.)*dsin(tet2)
c               tt2(7,7)=dcos(tet2)
c               tt2(8,8)=1.
c               tt2(9,3)=dsin(tet2)
c               tt2(9,9)=dcos(tet2)
c               tt2(10,4)=(-1.)*dsin(tet2)
c               tt2(10,10)=dcos(tet2)
c               tt2(11,6)=dsin(tet2)
c               tt2(11,11)=dcos(tet2)
c               tt2(12,12)=1.
cc
c                return
c                end
c*****************************************************************
**********
c               subroutine xt3(tt3,tet3)
c               implicit real*8 (a-h,o-z)
c               dimension tt3(12,12)
cc
c               do 300 it=1,12
c               do 300 jt=1,12
c               tt3(it,jt)=0.
c  300             continue
cc
c                 tt3(1,1)=1.
c                 tt3(2,2)=dcos(tet3)
c                 tt3(2,7)=dsin(tet3)
c                 tt3(3,3)=dcos(tet3)
c                 tt3(3,8)=(-1.)*dsin(tet3)
c                 tt3(4,4)=1.
c                 tt3(5,5)=dcos(tet3)
c                 tt3(5,10)=dsin(tet3)
c                 tt3(6,6)=dcos(tet3)
c                 tt3(6,12)=(-1.)*dsin(tet3)
c                 tt3(7,2)=(-1.)*dsin(tet3)
c                 tt3(7,7)=dcos(tet3)
c                 tt3(8,3)=dsin(tet3)
```

```
c                 tt3(8,8)=dcos(tet3)
c                 tt3(9,9)=1.
c                 tt3(10,5)=(-1.)*dsin(tet3)
c                 tt3(10,10)=dcos(tet3)
c                 tt3(11,11)=1.
c                 tt3(12,6)=dsin(tet3)
c                 tt3(12,12)=dcos(tet3)
cc
c                 return
c                 end
c*********************************************************************
******
      subroutine yaz(erm,elyv)
      implicit real*8 (a-h,o-z)
      dimension erm(12,12),elyv(12)

      do 10 i=1,12
      do 10 j=1,12
       write(7,*) erm(i,j)
   10 continue

        do 20 j=1,12
         write(7,*) elyv(j)
   20     continue
          return
           end
c*********************************************************************
*********
         subroutine sistem(nel,nd,i,n,ibnd,knum,erm,srm,yuk,elyv,
     *  yyuk,tek)
            implicit real*8 (a-h,o-z)
        dimension srm(nd,nd),knum(nel,12),erm(12,12),elyv(12),
     *   yuk(nd),yyuk(nel),tek(nel)


            do 105 j=1,12
            l=knum(i,j)
            if(l.eq.0) goto 105
            do 100 k=1,12
            m=knum(i,k)
            if(m.eq.0) goto 100
            if(m.lt.l) goto 100
            ipos=m-l+1
            srm(l,ipos)=srm(l,ipos)+erm(j,k)
  100       continue
  105       continue
```

```
c
      if(yyuk(i).eq.0.) goto 201
c
      yuk(knum(i,7))=yuk(knum(i,7))+elyv(7)
      yuk(knum(i,8))=yuk(knum(i,8))+elyv(8)
      yuk(knum(i,9))=yuk(knum(i,9))+elyv(9)
      yuk(knum(i,10))=yuk(knum(i,10))+elyv(10)
      yuk(knum(i,11))=yuk(knum(i,11))+elyv(11)
      yuk(knum(i,12))=yuk(knum(i,12))+elyv(12)
c
 201          return
          end
c*********************************************************************
c             subroutine ng(ngroup,nsw)
c             character*1 lr(80)
c             read(5,4) lr
c  4          format(80a1)
c             backspace(5)
c
cc
c             ngroup=0
c             nsw=0
c             do 125 io=1,80
c             if(lr(io).eq.':') nsw=1
c             if(lr(io).eq.' ') goto 125
c             if(io.eq.1) goto 1127
c             if(lr(io-1).ne.' ') goto 125
c 1127           ngroup=ngroup+1
c  125          continue
c             return
c             end
c*********************************************************************
      subroutine tx(nel,ielt,x,i,xl,nd,tt1,tt2,tt4)
c
      implicit real*8 (a-h,o-z)
      dimension ielt(nel,11),x(nd,3),xl(nel),tt1(12,12),tt2(12,12),
     *  tt4(12,12)

            do 1310 i1=1,12
            do 1315 k1=1,12
            tt1(i1,k1)=0.
            tt2(i1,k1)=0.
            tt4(i1,k1)=0.
1315           continue
1310            continue
```

```
c
c              pi=4.*datan(1.d0)
               isw=0
               ii=ielt(i,1)
               jj=ielt(i,2)
               iii=ielt(i,3)
               jjj=ielt(i,4)
c
               xi=x(ii,1)
               xj=x(jj,1)
               yi=x(ii,2)
               yj=x(jj,2)
               if(iii.ne.0) then
               isw=1
               xmi=x(iii,1)
               xmj=x(jjj,1)
               ymi=x(iii,2)
               ymj=x(jjj,2)
             endif
c
               xl(i)=(x(jj,1)-x(ii,1))**2+(x(jj,2)-x(ii,2))**2
     *  +(x(jj,3)-x(ii,3))**2
             xl(i)=dsqrt(xl(i))
             ykont=(x(jj,2)-x(ii,2))
             xkont=(x(jj,1)-x(ii,1))
             zkont=(x(jj,3)-x(ii,3))
c              tet2(i)=pi/2.
c              tet3(i)=0.
c
c              ibl=0
c               if(zkont(i).eq.0.) then
c                if(xkont.eq.0.) then
c                 if(ykont.gt.0.) then
c                  tet1(i)=pi/2.
c                   else
c                    tet1(i)=-pi/2.
c                     endif
c                      else
c            if(ykont.ne.0.) then
c             if(xkont.gt.0..and.ykont.gt.0.) then
c              ibl=1
c              endif
c              if(xkont.lt.0..and.ykont.gt.0.) then
c                ibl=2
c                 endif
c                  if(xkont.lt.0..and.ykont.lt.0.) then
```

```
c                ibl=3
c                 endif
c           if(xkont.gt.0..and.ykont.lt.0.) then
c            ibl=4
c             endif
c              else
c               if(xkont.gt.0.) then
c                tet1(i)=0.
c                 else
c                  tet1(i)=pi
cc
c                 endif
c                  endif
c                   endif
c                    endif
cc
c
c
c
c
c                  if(ibl.ne.0.) then
c                   tet1(i)=datan(ykont/xkont)
c                    if(ibl.eq.2.or.ibl.eq.3) then
c                     tet1(i)=pi+tet1(i)
c                      endif
c                       if(ibl.eq.4) then
c                        tet1(i)=2*pi+tet1(i)
c                         endif
c                          endif
cc
c                  if(zkont(i).ne.0.) then
c                   if(zkont(i).lt.0.) then
c                    tet2(i)=-pi/2.
c                     endif
c                      endif
c
         if(xkont.eq.0..and.ykont.eq.0.) then
          gama=0.
          cstet=1.
          sntet=0.
          snbet=zkont/xl(i)
          csbet=gama/xl(i)
           tt1(1,1)=cstet
           tt1(1,2)=sntet
           tt1(2,1)=-sntet
           tt1(2,2)=cstet
```

```
      tt1(3,3)=1.
      tt1(4,4)=cstet
      tt1(4,5)=sntet
      tt1(5,4)=-sntet
      tt1(5,5)=cstet
      tt1(6,6)=1.
      tt1(7,7)=1.
      tt1(8,8)=cstet
      tt1(8,9)=-sntet
      tt1(9,8)=sntet
      tt1(9,9)=cstet
      tt1(10,10)=1.
      tt1(11,11)=cstet
      tt1(11,12)=sntet
      tt1(12,11)=-sntet
      tt1(12,12)=cstet
c
      tt2(1,1)=csbet
      tt2(1,7)=snbet
      tt2(2,2)=1.
      tt2(3,3)=csbet
      tt2(3,9)=-snbet
      tt2(4,4)=csbet
      tt2(4,10)=snbet
      tt2(5,5)=1.
      tt2(6,6)=csbet
      tt2(6,11)=-snbet
      tt2(7,1)=-snbet
      tt2(7,7)=csbet
      tt2(8,8)=1.
      tt2(9,3)=snbet
      tt2(9,9)=csbet
      tt2(10,4)=-snbet
      tt2(10,10)=csbet
      tt2(11,6)=snbet
      tt2(11,11)=csbet
      tt2(12,12)=1.
c
      do 951 k=1,12
      do 951 l=1,12
      sum=0.
      do 901 m=1,12
 901    sum=sum+tt2(k,m)*tt1(m,l)
 951    tt4(k,l)=tt4(k,l)+sum
C
       ELSE
```

```
c
      gama=xkont**2+ykont**2
       gama=dsqrt(gama)
        cstet=xkont/gama
        sntet=ykont/gama
        snbet=zkont/xl(i)
        csbet=gama/xl(i)
c
        tt1(1,1)=cstet
        tt1(1,2)=sntet
        tt1(2,1)=-sntet
        tt1(2,2)=cstet
        tt1(3,3)=1.
        tt1(4,4)=cstet
        tt1(4,5)=sntet
        tt1(5,4)=-sntet
        tt1(5,5)=cstet
        tt1(6,6)=1.
        tt1(7,7)=1.
        tt1(8,8)=cstet
        tt1(8,9)=-sntet
        tt1(9,8)=sntet
        tt1(9,9)=cstet
        tt1(10,10)=1.
        tt1(11,11)=cstet
        tt1(11,12)=sntet
        tt1(12,11)=-sntet
        tt1(12,12)=cstet
c
        tt2(1,1)=csbet
        tt2(1,7)=snbet
        tt2(2,2)=1.
        tt2(3,3)=csbet
        tt2(3,9)=-snbet
        tt2(4,4)=csbet
        tt2(4,10)=snbet
        tt2(5,5)=1.
        tt2(6,6)=csbet
        tt2(6,11)=-snbet
        tt2(7,1)=-snbet
        tt2(7,7)=csbet
        tt2(8,8)=1.
        tt2(9,3)=snbet
        tt2(9,9)=csbet
        tt2(10,4)=-snbet
        tt2(10,10)=csbet
```

```
            tt2(11,6)=snbet
            tt2(11,11)=csbet
            tt2(12,12)=1.
c
c
            do 971 k=1,12
            do 971 l=1,12
            sum=0.
            do 921 m=1,12
 921           sum=sum+tt2(k,m)*tt1(m,l)
 971           tt4(k,l)=tt4(k,l)+sum
c
              ENDIF
c
                    return
                    end
c*********************************************************************
*********
        subroutine hava(itr,padi,em,bw,h,pp,as,asp,xmcr,epsto,
     *   knum,x,iel,ind,at1,at2,nel,ielt,aty,bj,nd,YMCR,AT2Y,atmy)
cc
        implicit real*8 (a-h,o-z)
        dimension em(nel),bw(nel),h(nel),pp(nel),as(nel),asp(nel),
     *   xmcr(nel),epsto(nel),x(nd,3),at1(nel),at2(nel),aty(nel),
     *   bj(nel),ielt(nel,11),knum(nel,12),YMCR(NEL),AT2Y(NEL),
     *   atmy(nel)
cc
        character*80 padi
cc
        if(itr.eq.0) then
         write(9,1) padi
  1       format('RESULTS OF THE LINEAR ANALYSIS FOR',/,a80,/)
          iii=9
           else
            write(8,2) padi
  2         format('RESULTS OF THE ANALYSIS CONSIDERING MEMBERS IN
A
    *CRACKED STATE FOR',/,a80,/)
              iii=8
               endif
cc
          write(iii,3)
  3    format(//,' JOINT COORDINATES',/,
     *   /,' JOINT         X             Y             Z',/,
     * 50('-'),/)
cc
```

```
      do 51 i=1,ind
       write(iii,4) i,x(i,1),x(i,2),x(i,3)
 4     format(1i5,3f15.3)
 51     continue
cc
         write(iii,6)
  6    format(//,' MEMBER IDENTIFICATION AND KODE NUMBERS',/,
    * /,'   MEMBER      I      J ',21x,'CODE NUMBERS  ',/,
    * 85('-'),/)
c
      do 71 i=1,iel
       write(iii,8) i,ielt(i,1),ielt(i,2),(knum(i,j),j=1,12)
 8        format(1i7,2x,2i7,2x,12i5)
 71    continue
cc
        write(iii,9)
  9      format(//,'MEMBERS CROSS SECTIONS  ',/,
    *     /,'  MEMBER     BW         H        COVER      AS'
    *     ,'        ASP',/,58('-'),/)
c
        do 474 i=1,iel
         write(iii,11) i,bw(i),h(i),pp(i),as(i),asp(i)
  11       format(1i5,3x,5f10.3)
 474       continue
cc
          write(iii,12)
  12       format(///,/,
    *    /,' MEMBER      IG         ICR         MCR'
    * ,'       EPSTO         EM          ATY         BJ  ',/,91('-'),/)

       do 132 i=1,iel
     write(iii,14) i,at1(i),at2(i),xmcr(i),epsto(i),em(i),aty(i),
    * AT2Y(I),YMCR(I),bj(i),atmy(i)
 14    format(1i5,2x,10e12.3)
 132    continue
        return
         end
c*****************************************************************
****
       subroutine bansol(a,b,neq,nbw,nd)
       implicit real*8 (a-h,o-z)
       dimension a(nd,nd),b(nd)
c
       nt=neq+1
       n1=neq-1
       do 2002 k=1,n1
```

```
      nk=min(nbw,nt-k)
      do 2001 i=2,nk
      c1=a(k,i)/a(k,1)
      i1=k+i-1
      do 2009 j=i,nk
      j1=j-i+1
 2009 a(i1,j1)=a(i1,j1)-c1*a(k,j)
      a(k,i)=c1
 2001 continue
 2002 continue
      do 2010 k=1,n1
      nk=min(nbw,nt-k)
      do 2005 i=2,nk
      i1=k+i-1
      b(i1)=b(i1)-a(k,i)*b(k)
 2005 continue
 2010 b(k)=b(k)/a(k,1)
      b(neq)=b(neq)/a(neq,1)
      do 2020 n=n1,1,-1
      nk=min(nbw,nt-n)
      do 2020 k=2,nk
      b(n)=b(n)-a(n,k)*b(n+k-1)
 2020 continue
      return
      end
c*****************************************************************
******
      subroutine ndisp(nd,ind,yuk,nkod,mskod,x,model,model2,
     *  c1,c2,nel,n,itr)
      implicit real*8 (a-h,o-z)
      character*10 model,model2
c
      dimension nkod(nd,6),mskod(nd),x(nd,3),yuk(nd),adisp(6)
c
      do 5145 io=1,6
 5145 adisp(io)=0.
c
      if(itr.eq.0) then
      id=9
       else
        id=8
         write(id,'(//,"MODELS ",/)')
          if(model.eq.'ACI') then
           write(id,100) MODEL,C1
  100   format('EFFEC. MOM. OF  INERTIA :',1a15,'  p=',1f10.2,/)
          elseif(model.eq.'CEB') then
```

```
          write(id,101) MODEL,C1,C2
 101      format('EFFEC. OF MOM. INERTIA :',1a15,'  BETA1=',1f10.2,
    *   ' BETA2=',1f10.2,/)
          endif
c
          write(id,'("EFFECTIVE SHEAR MODULUS:",1a15)') MODEL2
          write(id,*) 'ALM:  AL-MAHAIDI'
          write(id,*) 'CDP:CODELIN AND DEI POLI'
          write(id,*) 'YS : YUZUGULLU AND SCHNOBRICH'
          write(id,3) ITR
  3        format(1x,/,'NUMBER OF ITERATION :',1x,i4)
          endif
c
          write(id,'(/)')
          write(id,'(" JOINT DISPLACEMENT",/)')
          write(id,*) 'JOINT     UX          UY          UZ
    *    RX          RY          RZ'
      write(id,*) '-----------------------------------------------------
    *----------------------------'

          do 5160 io=1,ind
          do 5155 jo=1,6
          if(nkod(io,jo).ne.0) then
           adisp(jo)=yuk(nkod(io,jo))
            else
             adisp(jo)=0.
              endif
 5155            continue
                 d1mi=0.
                 d2mi=0.
                 d3mi=0.
        do 5165   ims=1,ind
         if(mskod(ims).ne.0) then
          if(x(io,3).eq.x(mskod(ims),3)) then
           if(nkod(mskod(ims),1).ne.0) then
            d1mi=yuk(nkod(mskod(ims),1))
           endif
           if(nkod(mskod(ims),2).ne.0) then
            d2mi=yuk(nkod(mskod(ims),2))
             endif
             if(nkod(mskod(ims),6).ne.0) then
              d3mi=yuk(nkod(mskod(ims),6))
               endif
                dxi=x(io,1)
                dyi=x(io,2)
                dxmi=x(mskod(ims),1)
```

```
                dymi=x(mskod(ims),2)
                adisp(1)=d1mi-(dyi-dymi)*d3mi
                adisp(2)=d2mi+(dxi-dxmi)*d3mi
                adisp(6)=d3mi
                 endif
                  endif
 5165       continue
c
           write(id,5170) io,(real(adisp(jo)),jo=1,6)
 5170         format(1x,i4,6(1x,e12.5))
 5160          continue
c
             return
             end
c**********************************************************************
*******
      subroutine bcforce(iel,ielt,x,knum,nd,nel,yuk,yyuk,el1,i,
     *   tt4)
      implicit real*8 (a-h,o-z)
c
      dimension x(nd,3),ielt(nel,11),knum(nel,12),bb(6,6),
     *  erm(12,12),yyuk(nel),bbin(6,6),yuk(nd),eldis(12),elyv(12),
     *  elyuk1(6),elyuk2(12),el1(nel,12),tt4(12,12),y4(12)
c
      do 19 j=1,12
      do 19 k=1,12
   19   read(7,*) erm(j,k)
        do 39 j=1,12
  39   read(7,*) elyv(j)
c
      do 1110 i1=1,6
      do 1110 j1=1,6
        if(i1.eq.j1) then
         bb(i1,j1)=1.
          else
           bb(i1,j1)=0.
            endif
 1110         continue
c
      do 1125 k=1,12
       elyuk2(k)=0.
 1125    eldis(k)=0.
       do 1150 j=1,12
        l=knum(i,j)
        if(l.eq.0) goto 1150
        eldis(j)=yuk(l)
```

```
 1150     continue
c
        isw=0
        ii=ielt(i,1)
        jj=ielt(i,2)
        iii=ielt(i,3)
        jjj=ielt(i,4)
c
        xi=x(ii,1)
        xj=x(jj,1)
        yi=x(ii,2)
        yj=x(jj,2)
        if(iii.ne.0) then
         isw=1
         xmi=x(iii,1)
         xmj=x(jjj,1)
         ymi=x(iii,2)
         ymj=x(jjj,2)
         endif
c
          if(isw.eq.1) then
           bb(3,1)=ymi-yi
           bb(3,2)=xi-xmi
           bb(6,4)=ymj-yj
           bb(6,5)=xj-xmj
            call inverse(bb,bbin,6)
             endif
c
c
           do 1175 k=1,12
           sum=0.
           do 1160 j=1,12
 1160        sum=sum+erm(k,j)*eldis(j)
 1175        elyuk2(k)=sum
c
           if(isw.eq.1) then
            do 1185 k=1,6
             sum=0.
              do 1180 j=1,6
 1180            sum=sum+bbin(k,j)*elyuk2(j)
 1185            elyuk1(k)=sum
c
               do 1190 k=1,6
 1190             elyuk2(k)=elyuk1(k)
                 endif
c
```

```
                if(yyuk(i).ne.0.) then
            elyuk2(7)=elyuk2(7)-elyv(7)
            elyuk2(8)=elyuk2(8)-elyv(8)
            elyuk2(9)=elyuk2(9)-elyv(9)
            elyuk2(10)=elyuk2(10)-elyv(10)
            elyuk2(11)=elyuk2(11)-elyv(11)
            elyuk2(12)=elyuk2(12)-elyv(12)
          endif
c
              do 1318 m3=1,12
 1318              y4(m3)=0.
c
                do 813 j5=1,12
                 sum=0.
                  do 818 k5=1,12
  818                sum=sum+tt4(j5,k5)*elyuk2(k5)
  813                  y4(j5)=sum+y4(j5)



              do 1189 k=1,12
               el1(i,k)=y4(k)
 1189       continue
c
c
          return
          end
c*****************************************************************
*******
        subroutine inverse(aa,y,idim)
        implicit real*8 (a-h,o-z)
c        using LU decomposition
        dimension aa(idim,idim),y(idim,idim),indx(12)
        np=idim
        nl=idim
        do 12 il=1,nl
        do 11 j=1,nl
        y(il,j)=0.
   11    continue
        y(il,il)=1.
   12    continue
c        do LU decomposition
        call ludcmp(aa,nl,np,indx,dd)
c        determine the inverse matrix
        do 13 j=1,nl
        call lubksb(aa,nl,np,indx,y(1,j))
```

```
 13     continue
       return
       end
c*****************************************************************
********
       subroutine ludcmp(aa,nl,np,indx,dd)
       implicit real*8 (a-h,o-z)
       parameter (nmax=100,tiny=1.0E-20)
       dimension aa(np,np),indx(12),vv(nmax)
       dd=1.
        do 12 il=1,nl
         aamax=0.
          do 11 j=1,nl
          if(abs(aa(il,j)).gt.aamax) aamax=abs(aa(il,j))
 11       continue
        if(aamax.eq.0.) pause 'singular matrix.'
         vv(il)=1./aamax
 12        continue
          do 19 j=1,nl
           if(j.gt.1) then
            do 14 il=1,j-1
             sum=aa(il,j)
              if(il.gt.1) then
               do 13 k=1,il-1
                sum=sum-aa(il,k)*aa(k,j)
 13               continue
             aa(il,j)=sum
              endif
 14              continue
             endif
              aamax=0.
               do 16 il=j,nl
                sum=aa(il,j)
                 if(j.gt.1) then
                  do 15 k=1,j-1
                   sum=sum-aa(il,k)*aa(k,j)
 15                     continue
            aa(il,j)=sum
          endif
           dum=vv(il)*abs(sum)
            if(dum.ge.aamax) then
             imax=il
              aamax=dum
              endif
 16    continue
       if(j.ne.imax) then
```

```
      do 17 k=1,nl
       dum=aa(imax,k)
       aa(imax,k)=aa(j,k)
        aa(j,k)=dum
 17       continue
         dd=-dd
          vv(imax)=vv(j)
          endif
c
            indx(j)=imax
             if(j.ne.nl) then
              if(aa(j,j).eq.0.) aa(j,j)=tiny
               dum=1./aa(j,j)
                do 18 il=j+1,nl
                 aa(il,j)=aa(il,j)*dum
 18       continue
         endif
 19         continue
       if(aa(nl,nl).eq.0) aa(nl,nl)=tiny
        return
         end
c*********************************************************************
*******
          subroutine lubksb(aa,nl,np,indx,b)
          implicit real*8 (a-h,o-z)
          dimension aa(np,np),indx(12),b(nl)
          ii=0
           do 12 il=1,nl
            ll=indx(il)
            sum=b(ll)
             b(ll)=b(il)
             if(ii.ne.0) then
              do 11 j=ii,il-1
               sum=sum-aa(il,j)*b(j)
 11              continue
                elseif(sum.ne.0.) then
                ii=il
                endif
                 b(il)=sum
 12                continue
                do 14 il=nl,1,-1
                 sum=b(il)
                 if(il.lt.nl) then
                  do 13 j=il+1,nl
                   sum=sum-aa(il,j)*b(j)
 13                 continue
```

```
                    endif
                     b(il)=sum/aa(il,il)
 14                   continue
                      return
                      end
c*********************************************************************
********
      subroutine ekle(nkod,nel,nd,ind,dyuk,yuk)
      implicit real*8 (a-h,o-z)
      dimension nkod(nd,6),dyuk(nd,6),yuk(nd)
c
      do 63 i=1,ind
      do 63 j=1,6
      if(dyuk(i,j).ne.0.) then
      yuk(nkod(i,j))=dyuk(i,j)
       endif
  63     continue
         return
          end
c*********************************************************************
********
      subroutine kontrol1(nel,i,xmcr,el1,yyuk,xksi,kodb,kod,
     *  xl,tek,ai)
      implicit real*8 (a-h,o-z)
      dimension xmcr(nel),el1(nel,12),yyuk(nel),xksi(nel,6),
     *   kodb(nel,5),xl(nel),tek(nel),ai(nel)
c
       kod=0
       do 1 j=1,6
   1    xksi(i,j)=0.
       do 2 j=1,5
   2     kodb(i,j)=0
c
c
       if(yyuk(i).eq.0.) then
        if(tek(i).eq.0..and.el1(i,7).eq.0.) then
         if(dabs(el1(i,8)).ge.xmcr(i)) then
          kod=1
           xksi(i,6)=1.
            kodb(i,5)=1
             return
              else
               kod=0
                return
                 endif
     elseif(tek(i).eq.0..and.el1(i,7).ne.0.) then
```

```
        x3=(-el1(i,8)-xmcr(i))/el1(i,7)
        x4=(-el1(i,8)+xmcr(i))/el1(i,7)
         if(x3.lt.0..or.x3.gt.xl(i)) x3=0.
         if(x4.lt.0..or.x4.gt.xl(i)) x4=0.
          x1=0.
          x2=0.
         elseif(tek(i).ne.0.) then
          x1=(-el1(i,8)-xmcr(i))/el1(i,7)
          x2=(-el1(i,8)+xmcr(i))/el1(i,7)
         if(x1.lt.0..or.x1.gt.ai(i)) x1=0.
         if(x2.lt.0..or.x2.gt.ai(i)) x2=0.
         x3=(-el1(i,8)-xmcr(i)+tek(i)*ai(i))/(el1(i,7)+tek(i))
         x4=(-el1(i,8)+xmcr(i)+tek(i)*ai(i))/(el1(i,7)+tek(i))
          if(x3.lt.ai(i).or.x3.gt.xl(i)) x3=0.
          if(x4.lt.ai(i).or.x4.gt.xl(i)) x4=0.
            endif
             else
c
c
      delta=el1(i,7)**2-2.*yyuk(i)*(el1(i,8)-xmcr(i))
      deltat=(el1(i,7)+tek(i))**2-2.*yyuk(i)
     *  *(el1(i,8)-xmcr(i)-tek(i)*ai(i))
c
      if(delta.lt.0.0.and.tek(i).eq.0.) then
       x1=0.
       x2=0.
       elseif(delta.lt.0..and.tek(i).ne.0.) then
          if(deltat.lt.0.) then
          x1=0.
          x2=0.
           else
            x1=-((el1(i,7)+tek(i))+dsqrt(deltat))/yyuk(i)
            x2=-((el1(i,7)+tek(i))-dsqrt(deltat))/yyuk(i)
       if(x1.lt.ai(i)) x1=0.
       if(x2.lt.ai(i)) x2=0.
        endif
        elseif(delta.ge.0.0.and.tek(i).eq.0.) then
         x1=-(el1(i,7)+dsqrt(delta))/yyuk(i)
         x2=-(el1(i,7)-dsqrt(delta))/yyuk(i)
        elseif(delta.ge.0.0.and.tek(i).ne.0.) then
         x1=-(el1(i,7)+dsqrt(delta))/yyuk(i)
         x2=-(el1(i,7)+dsqrt(delta))/yyuk(i)
          if(x1.gt.ai(i)) then
           if(deltat.lt.0.) then
            x1=0.
             else
```

```
            x1=-((el1(i,7)+tek(i))+dsqrt(deltat))/yyuk(i)
            if(x1.lt.ai(i)) x1=0.
             endif
              endif
               if(x2.gt.ai(i))   then
                if(deltat.lt.0.) then
                 x2=0.
                 else
      x2=-((el1(i,7)+tek(i))-dsqrt(deltat))/yyuk(i)
       if(x2.lt.ai(i)) x2=0.
        endif
         endif
          endif
           if(x1.lt.0..or.x1.gt.xl(i)) x1=0.
           if(x2.lt.0..or.x2.gt.xl(i)) x2=0.
c
c
c
        delta=el1(i,7)**2-2.*yyuk(i)*(el1(i,8)+xmcr(i))
        deltat=(el1(i,7)+tek(i))**2-2.*yyuk(i)
     *     *(el1(i,8)+xmcr(i)-tek(i)*ai(i))
c
c
       if(delta.lt.0..and.tek(i).eq.0.) then
        x3=0.
        x4=0.
       elseif(delta.lt.0..and.tek(i).ne.0.) then
        if(deltat.lt.0.) then
         x3=0.
         x4=0.
          else
           x3=-((el1(i,7)+tek(i))+dsqrt(deltat))/yyuk(i)
           x4=-((el1(i,7)+tek(i))-dsqrt(deltat))/yyuk(i)
            if(x3.lt.ai(i)) x3=0.
            if(x4.lt.ai(i)) x4=0.
             endif
          elseif(delta.ge.0..and.tek(i).eq.0.) then
           x3=-(el1(i,7)+dsqrt(delta))/yyuk(i)
           x4=-(el1(i,7)-dsqrt(delta))/yyuk(i)
          elseif(delta.ge.0..and.tek(i).ne.0.) then
           x3=-(el1(i,7)+dsqrt(delta))/yyuk(i)
           x4=-(el1(i,7)-dsqrt(delta))/yyuk(i)
          if(x3.gt.ai(i)) then
           if(deltat.lt.0.) then
            x3=0.
             else
```

```
              x3=-((el1(i,7)+tek(i))+dsqrt(deltat))/yyuk(i)
               if(x3.lt.ai(i)) x3=0.
                endif
                 endif
                 if(x4.gt.ai(i)) then
                  if(deltat.lt.0.)  then
                   x4=0.
                 else
                  x4=-((el1(i,7)+tek(i))-dsqrt(deltat))/yyuk(i)
                if(x4.lt.ai(i)) x4=0.
                 endif
                  endif
                   endif
                    if(x3.lt.0..or.x3.gt.xl(i)) x3=0.
                    if(x4.lt.0..or.x4.gt.xl(i)) x4=0.
c
         endif
c
            xksi(i,1)=0.
            xksi(i,2)=x1/xl(i)
            xksi(i,3)=x2/xl(i)
            xksi(i,4)=x3/xl(i)
            xksi(i,5)=x4/xl(i)
            xksi(i,6)=1.
c
c
            ibs=1
            do 3 j=1,5
            if(xksi(i,j).ne.0.) ibs=ibs+1
  3          continue
c
              do 4  j=1,5
              do 5  k=1,5
          if(xksi(i,k).gt.xksi(i,k+1)) then
           temp=xksi(i,k+1)
           xksi(i,k+1)=xksi(i,k)
           xksi(i,k)=temp
            endif
   5        continue
   4        continue
c
c
         if(ibs.eq.1) then
          if(dabs(el1(i,8)).gt.xmcr(i)) then
           kod=1
           kodb(i,5)=1
```

```
  return
   else
    kod=0
    return
     endif
elseif(ibs.eq.2) then
  kod=1
   if(dabs(el1(i,8)).gt.xmcr(i)) then
    kodb(i,4)=1
     kodb(i,5)=0
      return
       else
        kodb(i,4)=0
         kodb(i,5)=1
          return
           endif
    elseif(ibs.eq.3) then
     kod=1
      if(dabs(el1(i,8)).gt.xmcr(i)) then
       kodb(i,3)=1
       kodb(i,4)=0
       kodb(i,5)=1
        return
         else
         kodb(i,3)=0
         kodb(i,4)=1
         kodb(i,5)=0
          return
           endif
       elseif(ibs.eq.4) then
        kod=1
         if(dabs(el1(i,8)).gt.xmcr(i)) then
          kodb(i,2)=1
          kodb(i,3)=0
          kodb(i,4)=1
          kodb(i,5)=0
           return
            else
             kodb(i,2)=0
             kodb(i,3)=1
             kodb(i,4)=0
             kodb(i,5)=1
              return
               endif
                else
          kod=1
```

```
                kodb(i,1)=1
                kodb(i,2)=0
                kodb(i,3)=1
                kodb(i,4)=0
                kodb(i,5)=1
                 return
                  endif
                   end
c*****************************************************************
**********
        subroutine kontrol3(NEL,i,ymcr,el1,yksi,kodby,kod3,XL)
        implicit real*8 (a-h,o-z)
        dimension ymcr(NEL),el1(NEL,12),yksi(NEL,6),kodby(NEL,5),
    *    XL(NEL)
C
        kod3=0
        do 101 j=1,6
 101      yksi(i,j)=0.0
        do 102 j=1,5
 102      kodby(i,j)=0.0
C
        if(el1(i,2).eq.0.0) then
        if(dabs(el1(i,3)).ge.ymcr(i)) then
        kod3=1
        yksi(i,6)=1.0
        kodby(i,5)=1.0
        return
      else
        kod3=0
        return
      endif
        else
      y3=(el1(i,3)-ymcr(i))/el1(i,2)
      y4=(el1(i,3)+ymcr(i))/el1(i,2)
      if(y3.lt.0.0.or.y3.gt.xl(i)) y3=0.0
      if(y4.lt.0.0.or.y4.gt.xl(i)) y4=0.0
      y11=0.0
      y2=0.0
       endif
      yksi(i,1)=0.0
      yksi(i,2)=y11/xl(i)
      yksi(i,3)=y2/xl(i)
      yksi(i,4)=y3/xl(i)
      yksi(i,5)=y4/xl(i)
      yksi(i,6)=1.0
C
```

```
      ibs1=1
      do 103 j=1,5
      if(yksi(i,j).ne.0.0) ibs1=ibs1+1
 103   continue
C
      do 104 j=1,5
      do 105 k=1,5
      if(yksi(i,k).gt.yksi(i,k+1)) then
      temp1=yksi(i,k+1)
      yksi(i,k+1)=yksi(i,k)
      yksi(i,k)=temp1
      endif
 105   continue
 104   continue
C
      if(ibs1.eq.1) then
      if(dabs(el1(i,3)).gt.ymcr(i)) then
      kod3=1
      kodby(i,5)=1
      return
     else
      kod3=0
      return
     endif
      elseif(ibs1.eq.2) then
       kod3=1
      if(dabs(el1(i,3)).gt.ymcr(i)) then
       kodby(i,4)=1
       kodby(i,5)=0
       return
      else
       kodby(i,4)=0
       kodby(i,5)=1
       return
      endif
       elseif(ibs1.eq.3) then
        kod3=1
       if(dabs(el1(i,3)).gt.ymcr(i)) then
        kodby(i,3)=1
        kodby(i,4)=0
        kodby(i,5)=1
        return
       else
        kodby(i,3)=0
        kodby(i,4)=1
        kodby(i,5)=0
```

```
        return
       endif
        elseif(ibs1.eq.4) then
       kod3=1
        if(dabs(el1(i,3)).gt.ymcr(i)) then
       kodby(i,2)=1
       kodby(i,3)=0
       kodby(i,4)=1
       kodby(i,5)=0
       return
       else
       kodby(i,2)=0
       kodby(i,3)=1
       kodby(i,4)=0
       kodby(i,5)=1
       return
       endif
          else
       kod3=1
        kodby(i,1)=1
        kodby(i,2)=0
        kodby(i,3)=1
        kodby(i,4)=0
        kodby(i,5)=1
       return
       endif
       end
C**********************************************************************
**********
       subroutine kontrol2(nel,i,el1,el2,kod1)
       implicit real*8 (a-h,o-z)
       dimension el1(nel,12),el2(nel,12)
c
       kod1=0
       do 10 j=1,12
       if(dabs(el1(i,j)).lt.0.00001) then
        terim=(dabs(el1(i,j))-dabs(el2(i,j)))
         else
          terim=(dabs(el1(i,j))-dabs(el2(i,j)))/dabs(el1(i,j))
           endif
            if(dabs(terim).gt.0.05) then
             kod1=1
              goto 20
               endif
 10              continue
 20               return
```

```
              end
c*********************************************************************
****
          subroutine uckuv(nel,i,el,kod,id,itr,ielt,KOD3)
          implicit real*8 (a-h,o-z)
          dimension el(nel,12),ielt(nel,11)
c
          if(i.eq.1) then
          write(id,'(/)')
           write(id,'(" MEMBER FORCES    ",/)')
          if(itr.ne.0) then
          write(id,*) ' (PS:  (*) INDICATES CRACKED MEMBERS)'
          write(id,'(/)')
           endif
c
           write(id,*) ' MEMBER       MI          MJ        VI
     *   VJ         VYI        VYJ        NI         NJ'
           write(id,*)'-----------------------------------------------
     *-----------------------------------------------------'
            endif
c
           if(kod.eq.0.and.KOD3.EQ.0) then
         write(id,1) i,el(i,8),el(i,12),el(i,7),el(i,10),el(i,2),
     * el(i,5),el(i,1),el(i,4),EL(I,3),EL(I,6)
  1      format(1i5,3x,10e12.3)
          else
         write(id,2) i,el(i,8),el(i,12),el(i,7),el(i,10),el(i,2),
     * el(i,5),el(i,1),el(i,4),EL(I,3),EL(I,6)
  2      format(1i5,'(*)',10e12.3)
         endif
ccc
        return
        end
c*********************************************************************
********
c            subroutine tran(y,tt3)
c            implicit real*8 (a-h,o-z)
c            dimension y(12),tt3(12,12),r1(12)
c            do 887 k2=1,12
c            r1(k2)=0.
c  887         continue
c
c
c            do 881 j=1,12
c            sum=0.
c            do 882 k=1,12
```

```
c  882        sum=sum+tt3(k,j)*y(k)
c  881        r1(j)=r1(j)+sum
c
c            do 667 l1=1,12
c            y(l1)=r1(l1)
c  667        continue
c
c
c
c            return
c            end
cc*****************************************************************
**********
      subroutine ng(ngroup,nsw)
      character*1 lr(80)
      read(5,4) lr
   4  format(80a1)
     backspace(5)
c
     ngroup=0
     nsw=0
     do 125 io=1,80
     if(lr(io).eq.':') nsw=1
     if(lr(io).eq.' ') goto 125
     if(io.eq.1) goto 1127
     if(lr(io-1).ne.' ') goto 125
 1127 ngroup=ngroup+1
  125 continue
     return
     end
c*****************************************************************
**********
          subroutine integy(i,jj,a1,b1,ftsiy,ftsjy,XL,NEL,ymcr,el1,
    *  model,c1,c2,tt11y,tt12y,sy)
       implicit real*8 (a-h,o-z)
       dimension el1(NEL,12)
       character*10 model

       if(a1.eq.0.0) a1=0.0001
       j11=jj-1
       h1=b1-a1
       kk1=1
       t1=(a1**j11*ftsiy+b1**j11*ftsjy)*(b1-a1)
       xm1=0.0
 305    t1=(t1+xm1)/2.0
       xm1=0.0
```

```
      c11=a1-h1/2.0
      do 802 k1=1,kk1
      c11=c11+h1
      tt2y=ymcr/dabs(el1(i,3)-el1(i,2)*c11*XL)

      if(model.eq.'ACI') then
        ftsy=tt2y**c1*tt11y/(1+tt2y**c1*tt11y)
      elseif(model.eq.'CEB') then
        ftsy=c1*c2*tt2y**2*tt12y
      endif

      xm1=xm1+c11**j11*ftsy*h1
 802   continue

      sy=(t1+2.0*xm1)/3.0
      h1=h1/2.0
      kk1=kk1*2
      if(dabs(t1-xm1)/dabs(sy).gt.0.001) goto 305
      return
      end
C*****************************************************************
**********
       subroutine intgky(i,jj,a1,b1,fssiy,fssjy,XL,NEL,epsto,el1,
     *  model2,yh,aty,em,sy,ELR)
      implicit real*8 (a-h,o-z)
      dimension el1(NEL,12)
      character*10 model2

      if(a1.eq.0.0) a1=0.0001
      j11=jj-1
      h1=b1-a1
      kk1=1
      t1=(a1**j11*fssiy+b1**j11*fssjy)*(b1-a1)
      xm1=0.0
 305   t1=(t1+xm1)/2.0
      xm1=0.0
      c11=a1-h1/2.0
      do 802 k1=1,kk1
      c11=c11+h1

      ymom=dabs(el1(i,3)-el1(i,2)*c11*XL)
      eps1y=(((ymom*yh)/ATY)-ELR)/em
      tk3y=eps1y/epsto

      if(model2.eq.'ALM') then
        fssy=tk3y/0.4
```

```
      elseif(model2.eq.'CDP') then
        fssy=1.0/(0.24*(1.0-250.0*eps1y))
      elseif(model2.eq.'YS') then
        fssy=4.0
      endif

      xm1=xm1+c11**j11*fssy*h1
 802   continue
      sy=(t1+2.0*xm1)/3.0
      h1=h1/2.0
      kk1=kk1*2
      if(dabs(t1-xm1)/dabs(sy).gt.0.001) goto 305
      return
      end
C*************************************************************************
**********
c*********moment alana bağlı integraller*************
     subroutine intuny(i,a,b,ai,xl,nel,el1,yyuk,tek,suncy,xmy1,xmy2)
c
     IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
     DIMENSION EL1(NEL,12)
c
     a=a*xl
          b=b*xl
     IF(A.EQ.0.0) A=0.0001
     H=B-A
     KK=1
     T=(xmy1+xmy2)*(B-A)
     XM=0.0
   5 T=(T+XM)/2.0
     XM=0.0
     C=A-H/2.0
     DO 2 K=1,KK
       C=C+H
            IF(C.LT.AI) THEN
     xmyy=dabs(el1(i,8)+yyuk*(c)**2/2.+el1(i,7)*c)
       ELSE
     xmyy=dabs(el1(i,8)+yyuk*(c)**2/2.
    *+(el1(i,7)+tek)*c-tek*ai)
       ENDIF
c
       XM=XM+xmyy*H
   2   CONTINUE
       Suncy=(T+2.0*XM)/3.0
       H=H/2.0
       KK=KK*2
```

```
      IF(DABS(T-XM)/DABS(Suncy).GT.0.001) GOTO 5
      RETURN
      END
c
c
c
     subroutine intcry(i,a,b,ai,xl,nel,el1,yyuk,tek,scy,xmy1,xmy2)
c
     IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
     DIMENSION EL1(NEL,12)
c
     a=a*xl
          b=b*xl
     IF(A.EQ.0.0) A=0.0001
     H=B-A
     KK=1
     T=(xmy1+xmy2)*(B-A)
     XM=0.0
    5 T=(T+XM)/2.0
     XM=0.0
     C=A-H/2.0
     DO 2 K=1,KK
      C=C+H
           IF(C.LT.AI) THEN
     xmyyc=dabs(el1(i,8)+yyuk*(c)**2/2.+el1(i,7)*c)
      ELSE
     xmyyc=dabs(el1(i,8)+yyuk*(c)**2/2.
    *+(el1(i,7)+tek)*c-tek*ai)
      ENDIF
c
      XM=XM+xmyyc*H
    2  CONTINUE
      Scy=(T+2.0*XM)/3.0
      H=H/2.0
      KK=KK*2
      IF(DABS(T-XM)/DABS(Scy).GT.0.001) GOTO 5
      RETURN
      END
cc
cc
cc
cc
     subroutine intunz(i,a1,b1,xl,nel,el1,suncz,xmz1,xmz2)
c
     IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
     DIMENSION EL1(NEL,12)
```

```
c
      a1=a1*xl
           b1=b1*xl
      IF(A1.EQ.0.0) A1=0.0001
      H=B1-A1
      KK=1
      T=(xmz1+xmz2)*(B1-A1)
      XM=0.0
    5 T=(T+XM)/2.0
      XM=0.0
      C=A1-H/2.0
      DO 2 K=1,KK
        C=C+H
           xmzz=dabs(el1(i,3)-el1(i,2)*c)
c
        XM=XM+xmzz*H
    2   CONTINUE
        Suncz=(T+2.0*XM)/3.0
        H=H/2.0
        KK=KK*2
        IF(DABS(T-XM)/DABS(Suncz).GT.0.001) GOTO 5
        RETURN
        END
c
c
c
      subroutine intcrz(i,a1,b1,xl,nel,el1,scz,xmz1,xmz2)
c
      IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
      DIMENSION EL1(NEL,12)
c
      a1=a1*xl
           b1=b1*xl
      IF(A1.EQ.0.0) A1=0.0001
      H=B1-A1
      KK=1
      T=(xmz1+xmz2)*(B1-A1)
      XM=0.0
    5 T=(T+XM)/2.0
      XM=0.0
      C=A1-H/2.0
      DO 2 K=1,KK
        C=C+H
           xmzzc=dabs(el1(i,3)-el1(i,2)*c)
c
        XM=XM+xmzzc*H
```

```
    2   CONTINUE
        Scz=(T+2.0*XM)/3.0
        H=H/2.0
        KK=KK*2
        IF(DABS(T-XM)/DABS(Scz).GT.0.001) GOTO 5
        RETURN
        END
c
```