



**İSTANBUL ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

DOKTORA TEZİ

**YAPILARIN DOĞRUSAL OLMAYAN ÇÖZÜMLENMESİ
VE DEPREM PERFORMANSLARI**

**İnş. Yük. Müh. Erdem DAMCI
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı**

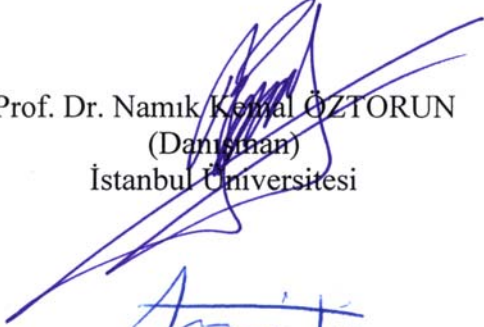
**Danışman
Prof. Dr. Namık Kemal ÖZTORUN**


Ekim, 2008

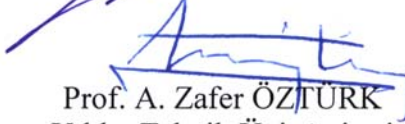
İSTANBUL

Bu çalışma 07/10/2008 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından İnşaat Mühendisliğı Anabilim Dalı'nda Doktora Tezi olarak kabul edilmiştir.


Tez Jürisi


Prof. Dr. Namık Kemal ÖZTORUN
(Danışman)
İstanbul Üniversitesi


Prof. Dr. Tuncer ÇELİK
Beykent Üniversitesi


Prof. A. Zafer ÖZTÜRK
Yıldız Teknik Üniversitesi


Prof. Dr. Ekrem MANİSALI
Beykent Üniversitesi


Prof. Dr. Kadir GÜLER
İstanbul Teknik Üniversitesi

ÖNSÖZ

Çalışmalarım süresince, engin bilgilerini esirgemeyen ve her konuda destek olan değerli hocam ve danışmanım Prof. Dr. Namık Kemal ÖZTORUN ve değerli hocam Prof. Dr. Tuncer ÇELİK'e en içten teşekkürlerimi ve saygılarımı sunarım.

İstanbul Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nde görev yaptığım süre zarfında her zaman yanımda olan ve yaşadığım sıkıntıları paylaşan, başta Araş. Gör. Ömer GİRAN, Yrd. Doç. Dr. İsmail Hakkı DEMİR, Yrd. Doç. Dr. A. Mehmet HAKSEVER ve Yrd. Doç. Dr. Özlem ÇELİK olmak üzere tüm öğretim üyelerine ve mesai arkadaşlarıma ayrıca teşekkür ederim.

Doktora çalışmam süresince, her adımında yanımda olan kıymetli eşim Tülin TEKİNLİĞ DAMCI'ya ve aileme bana gösterdikleri sabır, teşvik ve manevi destek için minnet ve şükranlarımı sunarım.

Ekim, 2008

Erdem DAMCI

İÇİNDEKİLER

| | |
|---|-----------|
| ÖNSÖZ..... | i |
| İÇİNDEKİLER | ii |
| ŞEKİL LİSTESİ..... | v |
| TABLO LİSTESİ | ix |
| SEMBOL LİSTESİ..... | x |
| ÖZET..... | xiv |
| SUMMARY | xv |
| | |
| 1. GİRİŞ | 1 |
| | |
| 2. GENEL KISIMLAR..... | 4 |
| 2.1. YAPILMIŞ ÇALIŞMALAR VE HESAP YÖNTEMLERİ (TARİHİ SÜREÇ) | 4 |
| 2.1.1. Plastik Teori | 4 |
| 2.1.2. Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemi..... | 5 |
| 2.1.3. Statik İtme (Pushover) Yöntemi..... | 8 |
| 2.1.4. Performansa Dayalı Tasarım..... | 9 |
| 2.2. ÇALIŞMANIN AMACI VE İZLENEN YOL..... | 12 |
| | |
| 3. MALZEME VE YÖNTEM..... | 15 |
| 3.1. GEOMETRİK DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞ | 16 |
| 3.1.1. Matris Deplasman Yönteminde Kullanılan Düzlem Stabilite Fonksiyonları | 16 |
| 3.1.2. Stabilite Fonksiyonlarının Belirlenmesi..... | 22 |
| 3.1.3. Çerçeve Elemanların Üç Boyutlu Doğrusal Olmayan (Geometrik Doğrusal Olmayan) Lokal Rijitlik Matrisi | 23 |
| 3.1.4. Yapıların Doğrusal Olmayan Analizinde Kullanılan Matris Deplasman Yöntemi..... | 25 |

| | | |
|-----------|---|-----------|
| 3.2. | DOĞRUSAL OLMAYAN ELASTO-PLASTİK ANALİZ | 27 |
| 3.2.1. | Plastik Mafsallık Moment Kapasiteleri..... | 27 |
| 3.2.2. | Plastik Mafsallar İçin Önerilen Akma Şartları..... | 28 |
| 3.2.2.1 | <i>Eksenel Kuvvet ve Eğik Eğilme Etkisindeki Dolu Kesitler için Akma Şartı</i> | 28 |
| 3.2.2.2 | <i>I Kesitli Çelik Profiller İçin Akma Şartı</i> | 30 |
| 3.2.3. | Plastik Mafsallık Çubuk Elemanın Genel Şekil Değişirme Hali | 30 |
| 3.2.4. | Uzay Çerçevelerin Doğrusal Olmayan Elasto-Plastik Analizi..... | 32 |
| 3.2.4.1 | <i>Plastik Mafsallık Çubuğun Lokal Matrisleri</i> | 32 |
| 3.2.4.2 | <i>Sistem Rijitlik Matrisi</i> | 35 |
| 3.2.4.3 | <i>Doğrusal Olmayan Elasto – Plastik Analiz 'de izlenen yol</i> | 35 |
| 3.3. | DOĞRUSAL OLMAYAN MOMENT-EĞRİLİK ANALİZİ | 37 |
| 3.3.1. | Telafi Yükleri | 38 |
| 3.3.1.1 | <i>Kabuller</i> | 43 |
| 3.3.2. | Betonarme Kesitlerin Moment-Eğrilik Davranışı..... | 44 |
| 3.3.2.1 | <i>Kabuller</i> | 45 |
| 3.3.3. | Telafi Yükleri ile Betonarme Yapı Analizi..... | 45 |
| 3.3.3.1 | <i>Kabuller</i> | 49 |
| 3.3.4. | Eğik Eğilme Altında Eğilme Momentlerinin Karşılıklı Etkileşimi..... | 49 |
| 3.3.5. | Doğrusal Olmayan Moment-Eğrilik Analizinde İzlenen Yol | 50 |
| 3.3.6. | Telafi Yükleri ve Stabilite Fonksiyonları Arasındaki İlişki..... | 51 |
| 3.4. | PERFORMANS DEĞERLENDİRMESİ | 55 |
| 4. | BULGULAR | 58 |
| 4.1. | ON KATLI ÇERÇEVE MODELİ ÜZERİNDE DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ..... | 58 |
| 4.2. | ORBISON'UN ALTI KATLI ÇERÇEVESİ | 61 |
| 4.3. | İKİ KATLI BETONARME BİNA MODELİ ÜZERİNDE STATİK İTME ANALİZİ VE PERFORMANS DEĞERLENDİRMESİ..... | 67 |
| 4.3.1. | Plastik Mafsallık Analizleri..... | 73 |
| 4.3.1.1 | <i>Limit Durum Sonrası Davranış</i> | 82 |
| 4.3.2. | Moment-Eğrilik Analizi | 83 |
| 4.3.3. | Statik İtme Eğrilerinin Karşılaştırması..... | 99 |
| 4.3.4. | Performans Değerlendirmesi..... | 101 |

| | |
|--|------------|
| 5. TARTIŞMA VE SONUÇ | 110 |
| 5.1. İLERİDEKİ ÇALIŞMALAR..... | 115 |
| 6. KAYNAKLAR | 117 |
| 7. EKLER | 123 |
| 7.1. PLASTİK MAFSALLI SİSTEM RİJİTLİK MARİSİNİN GENEL FORMU... | 123 |
| 7.2. ARTIMLI GEOMETRİK DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ İÇİN GELİŞTİRİLEN AKIŞ ŞEMASI..... | 124 |
| 7.3. ARTIMLI PLASTİK MAFSAL ANALİZİ İÇİN GELİŞTİRİLEN AKIŞ ŞEMASI..... | 126 |
| 7.4. ARTIMLI MOMENT-EĞRİLİK ANALİZİ İÇİN GELİŞTİRİLEN AKIŞ ŞEMASI..... | 129 |
| 7.5. GELİŞTİRİLMİŞ KENT VE PARK SARGILI BETON MODELİ..... | 132 |
| 8. ÖZGEÇMİŞ | 134 |

ŞEKİL LİSTESİ

| | | |
|-------------|---|----|
| Şekil 2.1. | Performansa Dayalı Deprem Mühendisliğine katkıda bulunan disiplinlerin akış şeması ve birbirleriyle bağlantılarını gösteren düğüm noktaları (Chandler ve Lam, 2001) | 11 |
| Şekil 3.1. | A ucu pozitif momente maruz konsol kirişin şekil değiştirmesi..... | 16 |
| Şekil 3.2. | s ve c fonksiyonlarının değişimi | 19 |
| Şekil 3.3. | Yalnız yanal şekil değiştirmeye maruz çubuk elemanın genel görünüşü. $\theta_{za} = \theta_{zb} = 0$ | 20 |
| Şekil 3.4. | Livesley'e ait stabilite fonksiyonları..... | 22 |
| Şekil 3.5. | $\rho - \phi_l$ grafiği | 23 |
| Şekil 3.6. | Altı serbestlik derecesine sahip üç boyutlu çubuk elemanın lokal eksen takımı | 24 |
| Şekil 3.7. | Alt ucu ankastre üst ucu serbest, eksenel basınca maruz bir kolonun yük- yer değiştirme grafiği | 26 |
| Şekil 3.8. | N , M_y ve M_z kesit tesirleri etkisindeki bir dikdörtgen kesitte tarafsız eksenin üç farklı konumu | 29 |
| Şekil 3.9. | Plastik mafsalı çubuk eleman..... | 31 |
| Şekil 3.10. | A ucu pozitif momente maruz konsol kirişin farklı eğilme rijitlikleri altındaki şekil değiştirmesi..... | 39 |
| Şekil 3.11. | Yalnız yanal şekil değiştirmeye maruz konsol kirişin farklı eğilme rijitlikleri altındaki davranışı. $\theta_a = \theta_b = 0$ | 41 |
| Şekil 3.12. | Yeni (azaltılmış) eğilme rijitliği için çerçeve elemanın genel deformasyonu ve telafi yükleri..... | 42 |
| Şekil 3.13. | Betonarme kesitte birim şekil değiştirme ve gerilme dağılımı | 45 |
| Şekil 3.14. | Beton ve donatı için göz önüne alınan gerilme-şekil değiştirme davranışları. (a) Geliştirilmiş Kent ve Park sargılı beton modeli, (b) Çelik donatı modeli..... | 46 |
| Şekil 3.15. | Malzeme modelleri verilen 40cm x 40cm ebadında kolon kesitinin farklı eksenel kuvvetler altındaki moment-eğrilik ilişkisi (Basınç kuvvetleri pozitif alınmıştır)..... | 46 |
| Şekil 3.16. | 500 kN eksenel basınca maruz 40cm x 40cm ebadında betonarme kesitin moment-eğrilik ilişkisi ve eğilme rijitliklerinin değişim noktaları | 48 |
| Şekil 3.17. | Eğilme rijitliğinin eğilme momentine ve eğriliğe göre değişimleri | 48 |
| Şekil 3.18. | Birim rijitlik değerlerine sahip, alt ucu ankastre üst ucu serbest kolon .. | 52 |

| | | |
|--------------------|--|----|
| Şekil 4.1. | On katlı bina modeli..... | 59 |
| Şekil 4.2. | Orbison'un altı katlı yapı modeli | 62 |
| Şekil 4.3. | Statik itme eğrileri. +z yönünde etkiyen artımlı yatay yükler altında her iki eksende hesaplanan görelî yer değiştirmeler | 63 |
| Şekil 4.4. | Altı katlı yapının limit durumunda Şekil değiştirmiş hali ve plastik mafsalların oluştuğu yerler ile sıraları | 64 |
| Şekil 4.5. | Farklı yönlerden, yapının mekanizma durumuna geldiği yükleme adımındaki Şekil değiştirmiş hali, limit durum | 66 |
| Şekil 4.6. | Statik itme analizi yapılan binanın zemin kat tavan kalıp planı..... | 68 |
| Şekil 4.7. | Statik itme analizi yapılan binanın birinci kat tavan kalıp planı..... | 69 |
| Şekil 4.8. | Kolon yerleşim planı | 70 |
| Şekil 4.9. | Yapıda bulunan kesit tiplerine ait donatı detayları. Beton sınıfı C25, donatı sınıfı S420 | 71 |
| Şekil 4.10. | Burulma kuvvetlerinin plastikleşmeye etkisi ihmal edilerek, +z yönünde yapılan plastik mafsâl analizi ile elde edilen itme eğrileri | 74 |
| Şekil 4.11. | S12 kolonunun alt ucunda kaydedilen aksenal yük ve burulma momenti değişimi | 76 |
| Şekil 4.12. | S12 kolonunun alt ucunda lokal eksenlerde kaydedilen eğilme momenti değişimi | 76 |
| Şekil 4.13. | S12 kolonunun alt ucunda lokal eksenlerde kaydedilen kesme kuvveti değişimi | 76 |
| Şekil 4.14. | $\lambda=1.75$ seviyesinde binanın $x-z$ düzleminde Şekil değiştirmiş hali, üst görünüş (Yer değiştirmeler sekiz defa abartılmıştır) | 77 |
| Şekil 4.15. | $\lambda=1.75$ seviyesinde, Şekil değiştirmiş binanın üç boyutlu görünüşü (Yer değiştirmeler sekiz defa abartılmıştır)..... | 77 |
| Şekil 4.16. | S12 kolonunun alt ucunda kaydedilen aksenal yük ve burulma momenti değişimi | 79 |
| Şekil 4.17. | S12 kolonunun alt ucunda lokal eksenlerde kaydedilen eğilme momenti değişimi | 79 |
| Şekil 4.18. | S12 kolonunun alt ucunda lokal eksenlerde kaydedilen kesme kuvveti değişimi | 79 |
| Şekil 4.19. | Burulma rijitliklerinin plastik mafsâl oluşumu ile 1/20 oranında azaltılması sonucu elde edilen itme eğrisi..... | 80 |
| Şekil 4.20. | Eğilme ve burulma rijitlikleri azaltılmış halde elde edilen itme eğrileri | 81 |
| Şekil 4.21. | Moment-eğrilik analizleri sonucunda elde edilen statik itme eğrileri..... | 84 |
| Şekil 4.22. | $\lambda=1.62$ seviyesinde binanın $x-z$ düzleminde Şekil değiştirmiş hali, üst görünüş (Yer değiştirmeler sekiz defa abartılmıştır) | 85 |
| Şekil 4.23. | Moment eğrilik analizi sonucunda yapının limit durumu. $\lambda=1.62$, genel görünüş (Yer değiştirmeler sekiz defa abartılmıştır) | 85 |

| | | |
|--------------------|--|-----|
| Şekil 4.24. | Moment-eğrilik analizi ile elde edilen itme eğrisi | 86 |
| Şekil 4.25. | S3 kolonunun alt ucunda kaydedilen eğilme rijitliği değişimleri | 88 |
| Şekil 4.26. | S12 kolonunun alt ucunda kaydedilen eğilme rijitliği değişimleri | 88 |
| Şekil 4.27. | S21 kolonunun alt ucunda kaydedilen eğilme rijitliği değişimleri | 88 |
| Şekil 4.28. | S12 kolonunun alt ucunda kaydedilen eksenel yük ve burulma momenti değişimi | 89 |
| Şekil 4.29. | S12 kolonunun alt ucunda kaydedilen lokal eksenlerdeki eğilme momenti değişimi | 89 |
| Şekil 4.30. | S12 kolonunun alt ucunda kaydedilen lokal eksenlerdeki kesme kuvveti değişimi | 89 |
| Şekil 4.31. | S21 kolonunun alt ucunda eksenel yük ve burulma momenti değişimi.. | 90 |
| Şekil 4.32. | S21 kolonunun alt ucunda lokal eksenlerdeki eğilme momenti değişimi | 90 |
| Şekil 4.33. | S21 kolonunun alt ucunda lokal eksenlerdeki kesme kuvveti değişimi.. | 90 |
| Şekil 4.34. | S12 kolonunda yük faktörüne göre kaydedilen eğilme momentlerinin bileşke vektörü ve konumları | 92 |
| Şekil 4.35. | SP8 perdesinde yük faktörüne göre kaydedilen eğilme momentlerinin bileşke vektörü ve konumları | 92 |
| Şekil 4.36. | Eğik eğilme altında bileşke vektörün akma eğrisi içindeki konumu. | 94 |
| Şekil 4.37. | S3 kolonunun alt ucunda kaydedilen eğilme rijitliği değişimleri | 95 |
| Şekil 4.38. | S12 kolonunun alt ucunda kaydedilen eğilme rijitliği değişimleri | 95 |
| Şekil 4.39. | S21 kolonunun alt ucunda kaydedilen eğilme rijitliği değişimleri | 95 |
| Şekil 4.40. | S12 kolonunun alt ucunda kaydedilen karşılaştırmalı eksenel yük ve burulma momenti değişimi | 96 |
| Şekil 4.41. | S12 kolonunun alt ucunda kaydedilen karşılaştırmalı eğilme momenti değişimi | 96 |
| Şekil 4.42. | S12 kolonunun alt ucunda kaydedilen karşılaştırmalı kesme kuvveti değişimi | 96 |
| Şekil 4.43. | S12 kolonunda, eğilme rijitlikleri arasında kurulan itibari etkileşim katsayısı kullanılarak elde edilen eğilme momentlerinin bileşke vektörü ve yük faktörüne göre akma çizgisi içindeki konumları | 98 |
| Şekil 4.44. | SP8 perdesinde, eğilme rijitlikleri arasında kurulan itibari etkileşim katsayısı kullanılarak elde edilen eğilme momentlerinin bileşke vektörü ve yük faktörüne göre akma çizgisi içindeki konumları | 98 |
| Şekil 4.45. | Eğilme rijitlikleri arasında itibari etkileşim göz önüne alınarak, moment-eğrilik analizi ile elde edilen itme eğrisi | 99 |
| Şekil 4.46. | Statik itme eğrilerinin karşılaştırılması | 100 |
| Şekil 4.47. | Eğilme rijitliği (EI) _o alınarak yapılan plastik mafsal analizi (1 no'lu eğri) neticesinde yapıdaki periyot değişimi | 104 |

| | | |
|--------------------|---|-----|
| Şekil 4.48. | Eğilme rijitliği (EI) _o alınarak yapılan plastik mafsal analizi (1 no'lu eğri) ile elde edilen kapasite spektrumunda performans noktasının belirlenmesi..... | 104 |
| Şekil 4.49. | Etkin eğilme rijitliği $0.4(EI)$ _o alınarak yapılan plastik mafsal analizi (2 no'lu eğri) neticesinde yapıdaki periyot değişimi..... | 106 |
| Şekil 4.50. | Etkin eğilme rijitliği $0.4(EI)$ _o alınarak yapılan plastik mafsal analizi (2 no'lu eğri) ile elde edilen kapasite spektrumunda performans noktasının belirlenmesi | 106 |
| Şekil 4.51. | Moment-eğrilik analizi (3 no'lu eğri) neticesinde yapıdaki periyot değişimi..... | 107 |
| Şekil 4.52. | Moment-eğrilik analizi ile elde edilen kapasite spektrumunda performans noktasının belirlenmesi | 107 |
| Şekil 7.1. | i ucunda plastik mafsal oluşan ij çubuğunun sistem rijitlik matrisi içindeki konumu..... | 123 |
| Şekil 7.2. | Geliştirilmiş Kent ve Park beton modeli..... | 132 |

TABLO LİSTESİ

| | | |
|-------------------|--|-----|
| Tablo 3.1. | Hognestad eşdeğer dikdörtgen dağılımı katsayıları | 45 |
| Tablo 3.2. | $\alpha=0.40$ için telafi yükleri ile doğrusal ve doğrusal olmayan çözümde, yer değiştirmelerde ve uç momentinde hesaplanan hata yüzdeleri | 54 |
| Tablo 4.1. | Kesit Özellikleri | 60 |
| Tablo 4.2. | Kontrol noktasında global eksenlerde hesaplanan yer değiştirmelerin karşılaştırması | 60 |
| Tablo 4.3. | Limit duruma kadar plastik mafsalların oluştuğu yükleme kademeleri ve karşılaştırılması | 65 |
| Tablo 4.4. | Düğüm noktalarına etkiyen düşey ve yatay yükler | 72 |
| Tablo 4.5. | Yapıda bulunan farklı kesit tipleri ve eksenel kuvvet $N=0$ için taşıma güçleri..... | 72 |
| Tablo 4.6. | Performans noktalarının karşılaştırılması | 108 |

SEMBOL LİSTESİ

| | |
|-------------|---|
| a_{y1} | Birinci moda ait eşdeğer akma ivmesi |
| $a_1^{(i)}$ | i 'nci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal ivme |
| $a_1^{(p)}$ | Performans noktasına ait modal ivme. Birinci moda ait modal ivme istemi |
| A | Kesit alanı |
| $\{d\}$ | Yer değiştirme vektörü |
| $\{d_o\}$ | Brüt (çatlamamış) kesite ait eğilme rijitlikleri ile hesaplanan yer değiştirme vektörü |
| c | Taşıma katsayısı |
| C_{R1} | Birinci moda ait spektral yer değiştirme oranı |
| $d_1^{(i)}$ | i 'nci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal yer değiştirme |
| $d_1^{(p)}$ | Performans noktasına ait modal yer değiştirme. Birinci moda ait modal yer değiştirme istemi |
| E | Elastisite modülü |
| EA | Kesitin aksenal rijitliği |
| EI_o | Başlangıç (brüt kesite ait azaltılmamış) eğilme rijitliği |
| EI_n | Yeni (azaltılmış) eğilme rijitliği |
| $(EI)_e$ | Çatlamış kesite ait eğilme rijitliği |
| $(EI)_o$ | Brüt (çatlamamış) kesite ait eğilme rijitliği |
| f_{ck} | Karakteristik beton basınç mukavemeti |
| f_{cc} | Geliştirilmiş Kent ve Park sargılı beton modelinde, azami beton gerilmesi |
| f_{yk} | Donatı çeliğinin akma mukavemeti |
| $\{f\}$ | Lokal eksenlerdeki uç kuvvetleri vektörü |
| $\{f_o\}$ | Brüt (çatlamamış) kesite ait eğilme rijitlikleri ile hesaplanan uç kuvvetleri vektörü |
| $\{f_n\}$ | Yeni (azaltılmış) eğilme rijitlikleri ile hesaplanan uç kuvvetleri vektörü |
| G | Kayma modülü |
| GJ | Kesitin burulma rijitliği |
| I | Atalet momenti |
| I_y | Çerçeve elemanın y eksenindeki atalet momenti |
| I_z | Çerçeve elemanın z eksenindeki atalet momenti |

| | |
|-----------|---|
| k | Çerçeve elemanın eğilme rijitliği (EI/L) |
| k_y | y eksenindeki eğilme rijitliği için itibari düzeltme katsayısı |
| k_z | z eksenindeki eğilme rijitliği için itibari düzeltme katsayısı |
| $[K]$ | Rijitlik matrisi |
| $[K_o]$ | Brüt (çatlamamış) kesite ait eğilme rijitlikleri ile oluşturulan rijitlik matrisi |
| $[K_n]$ | Yeni (azaltılmış) eğilme rijitlikleri ile oluşturulan rijitlik matrisi |
| L | Çerçeve elemanın boyu |
| M_{AB} | AB çubuğunun A ucundaki eğilme momenti |
| M_{BA} | AB çubuğunun B ucundaki eğilme momenti |
| M_{hy} | Çerçeve elemanda akma şartının sağlandığı durumda lokal y eksenindeki plastik mafsal momenti |
| M_{hz} | Çerçeve elemanda akma şartının sağlandığı durumda lokal z eksenindeki plastik mafsal momenti |
| M_{py} | Çerçeve elemanın lokal y eksenindeki plastik mafsal momenti |
| M_{pz} | Çerçeve elemanın lokal z eksenindeki plastik mafsal momenti |
| M_R | Eğik eğilme etkisinde kesitteki bileşke moment |
| M_{RU} | N aksenal yükünün ve M_y, M_z eğilme momentlerinin etkisindeki kesitin taşıma gücü momenti |
| M_x | Çerçeve elemanın lokal x eksenindeki burulma momenti |
| m_y | Çerçeve elemanda, lokal y eksenindeki eğilme momentinin plastik mafsal momentine oranı (M_y/M_{py}) |
| M_y | Çerçeve elemanın lokal y eksenindeki eğilme momenti |
| M_{yu} | N aksenal yükünün ve yalnızca M_y eğilme momentinin etkisindeki kesitin taşıma gücü momenti |
| m_z | Çerçeve elemanda, lokal z eksenindeki eğilme momentinin plastik mafsal momentine oranı (M_z/M_{pz}) |
| M_z | Çerçeve elemanın lokal z eksenindeki eğilme momenti |
| M_{z1} | z deprem doğrultusunda elastik davranış için tanımlanan birinci moda ait etkin kütle |
| M_{zu} | N aksenal yükünün ve yalnızca M_z eğilme momentinin etkisindeki kesitin taşıma gücü momenti |
| N | Kesitin aksenal yükü |
| N_p | Kesitin aksenal taşıma gücü |
| p | Aksenal yükün Euler kritik yüküne oranı (P/P_{cr}) |
| P | Çerçeve elemanda aksenal kuvvet |
| P_{cr} | Euler kritik yükü |
| P_{cro} | Brüt kesite ait (azaltılmamış) eğilme rijitliği altında Euler kritik yükü |

| | |
|------------------|---|
| P_{crn} | Yeni (azaltılmış) eğilme rijitliği altında Euler kritik yükü |
| $\{P\}$ | Dış yük vektörü |
| $\{P_d\}$ | Eğilme rijitliği değiştirilmemiş yapı sistemine ait dış yük vektörü |
| $\{P_t\}$ | Telafi yükü vektörü |
| R_{y1} | Birinci moda ait dayanım azaltma katsayısı |
| s | Rijitlik katsayısı |
| S_{de1} | İtme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral yer değiştirme |
| S_{di1} | Birinci moda ait doğrusal olmayan spektral yer değiştirme |
| $T_1^{(1)}$ | İlk itme adımında, yapının birinci titreşim moduna ait doğal titreşim periyodu |
| T_1 | Yapının birinci titreşim moduna ait doğal titreşim periyodu |
| T_B | İvme spektrumundaki karakteristik zemin periyodu |
| T_{e1} | İlk plastik mafsallardan önceki itme adımında, birinci titreşim moduna ait doğal titreşim periyodu. Elastik davranışın sona erdiği adımdaki periyod değeri. |
| v | Çerçeve elemanın iki ucu arasındaki rölatif yanal ötelenme |
| v_y^o | Başlangıç (azaltılmamış) eğilme rijitliği EI_o altında çerçeve elemanın iki ucu arasındaki rölatif yanal ötelenme |
| v_y^n | Azaltılmış eğilme rijitliği EI_n altında çerçeve elemanın iki ucu arasındaki rölatif yanal ötelenme |
| V | Çerçeve elemanda kesme kuvveti |
| $V^{(i)}$ | i 'inci itme adımında yapıya etkiyen yatay kuvvetlerin toplamı |
| V_t | Eşdeğer taban kesme kuvveti |
| $V_{z1}^{(i)}$ | z deprem doğrultusunda i 'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait taban kesme kuvveti |
| $u_{zN1}^{(i)}$ | Binanın tepesinde, N 'inci katında, z deprem doğrultusunda i 'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait yer değiştirme |
| α | Eğilme rijitliğindeki değişim oranı |
| Γ_{z1} | z deprem doğrultusunda birinci moda ait katkı çarpanı |
| δ | Kartezyen koordinatlarda düğüm noktası doğrusal yer değiştirmesi |
| ϵ_c | Beton birim kısalması |
| ϵ_{cu} | Azami beton birim kısalması |
| ϵ_{coc} | Geliştirilmiş Kent ve Park sargılı beton modelinde, azami beton gerilmesi altındaki birim şekil değiştirme |
| ϕ | Rölatif yanal ötelenmenin çubuk boyuna oranı (v/L) |
| ϕ_{1-5} | Stabilite fonksiyonları (Livesley fonksiyonları) |
| ϕ_{zN1} | Binanın tepesinde (N 'inci katında) z deprem doğrultusunda birinci moda ait mod şekli genliği |

| | |
|-----------------|---|
| λ | Yük faktörü |
| ρ | Çerçeve elemanda, eksenel yükün Euler kritik yüküne oranı (P/P_{cr}) |
| ρ_o | Çerçeve elemanda, azaltılmamış eğilme rijitliği altında eksenel yükün Euler kritik yüküne oranı (P/P_{cro}) |
| ρ_n | Çerçeve elemanda, azaltılmış eğilme rijitliği altında eksenel yükün Euler kritik yüküne oranı (P/P_{crn}) |
| θ | Kartezyen koordinatlarda düğüm noktası açısız yer değiştirmesi |
| θ_{hy} | Çerçeve elemanda akma şartının sağlandığı durumda, plastik mafsalın lokal y eksenindeki serbestliği. Plastik mafsalın açısız yer değiştirmesi |
| θ_{hz} | Çerçeve elemanda akma şartının sağlandığı durumda, plastik mafsalın lokal z eksenindeki serbestliği. Plastik mafsalın açısız yer değiştirmesi |
| θ_{za} | A noktasının Z eksenini etrafındaki dönmesi |
| θ^o_{za} | Başlangıç (azaltılmamış) eğilme rijitliği EI_o altında A noktasının z eksenini etrafındaki dönmesi |
| θ^n_{za} | Azaltılmış eğilme rijitliği EI_n altında A noktasının z eksenini etrafındaki dönmesi |
| Φ | Kesitte tam plastikleşmeyi ifade eden akma şartı |

ÖZET

YAPILARIN DOĞRUSAL OLMAYAN ÇÖZÜMLENMESİ VE DEPREM PERFORMANSLARI

İnşaat mühendisliğinde son yıllarda yaygınlaşan performansa dayalı tasarım kavramı, mevcut yapıların değerlendirilmesinde ve güçlendirilme aşamalarında geniş ölçüde kullanılmaya başlanmıştır. Tez çalışmasında, performansa dayalı tasarım kavramının en temel aracı olan statik itme yöntemleri ele alınmıştır. Bu amaç doğrultusunda, yapıların dış yükler altındaki doğrusal olmayan davranışlarını göz önüne alarak, deprem tesiri altındaki üç boyutlu yapı performansını inceleyebilmek için geliştirilmiş iki farklı statik itme (pushover) yöntemi sunulmuştur. Her iki yöntemde de hem geometrik doğrusal olmayan davranış hem de malzemenin doğrusal olmayan davranışı hesaba katılmıştır. Birinci yöntem, doğrusal olmayan elasto-plastik analiz için geliştirilmiştir ve plastik mafsalları kabulünü esas almaktadır. İkinci yöntem ise yapı elemanlarını oluşturan malzeme davranışını dikkate almakta ve eğilme rijitliğinin değişimini moment-eğrilik analizleri ile hesaba katmaktadır.

Örnek olarak seçilen bir betonarme bina modeli üzerinde, geliştirilen özgün bilgisayar yazılımları kullanılarak, değişik kabullerle statik itme analizleri yapılmıştır. Plastik mafsalları kabulünü esas alan analiz ile moment-eğrilik analizi sonuçları mukayese edilmiş ve moment-eğrilik analizi ile daha gerçekçi sonuçlar elde edildiği gözlenmiştir. Farklı analizlerden elde edilen yük-yer değiştirme eğrileri incelenmiş ve performans noktalarının değerlendirilmesi yapılmıştır. Analizler arasındaki bünye farklılıklarının performans noktasının tespiti üzerindeki etkileri de incelenmiştir.

SUMMARY

NON-LINEAR ANALYSIS AND EARTHQUAKE PERFORMANCE OF STRUCTURES

The concept of performance based design becoming widespread in civil engineering in recent years, has begun to use widely in evaluation of existing structures and in the phase of the buildings' strengthening. In this study, the static pushover analysis methods which is the most basic tool for the performance based design concept is discussed. In accordance with this aim, two different static pushover methods developed to study three dimensional performance under earthquake forces are presented by considering the non-linear behaviour of structures under external loads. In each methods, both geometric non-linear behaviour and material non-linearity is taken into account. The first method is developed for the non-linear elasto-plastic analysis which is based on the plastic hinge assumption. The second method considers the material behaviours of structural elements and realizes the variation of flexural rigidities with moment-curvature analyses.

On a concrete structure model selected as a sample, static pushover analyses are performed with different assumptions by developed original computer softwares. The results of plastic hinge analysis are compared with the results of moment-curvature analysis and, it is observed that more realistic results are obtained by means of moment-curvature analysis. Load-displacement curves obtained from different analyses are examined and performance points are evaluated. The effects of characteristic differences among analyses on the determination of performance point is studied.

1. GİRİŞ

İnşaat mühendisliğinde, gelişen bilgisayar teknolojisi ile karmaşık yapı sistemlerinin çok kapsamlı analizlerini yapmak daha kolay bir hal almaktadır. Günümüzde, yapı davranışına ait analizler, geleneksel bir hal almış olan doğrusal elastik teoriye göre yapılmaktadır. Ancak, yapıların doğrusal olmayan (elastik-plastik) davranışları, inşaat mühendisliğinin en güncel araştırma konuları arasındadır. Elastik hesap yöntemi ile yapılan analizlerde ikinci mertebeye etkiler göz ardı edilmekte, birçok yapı elemanı ise hesaplanan kesit tesirlerine kıyasla daha büyük gerilmelere maruz kalmakta ve yapılan hesapların gerçekliği tartışılmaktadır. Çoğu zaman bu tür analiz ile yapılan hesaplardaki kabul ve varsayımlardan doğan hatalar yapısal uyum sayesinde yapı tarafından bertaraf edilmektedir.

Yapıları oluşturan elemanların gerçek davranışları göz ardı edilerek yapılan analizler (doğrusal elastik), ikinci mertebeye etkilerin meydana geldiği durumlarda ve artan yükler altında, ileri yükleme kademelerinde gerçekçi sonuçlar vermemektedir. Yapının genel davranışı, yapıyı oluşturan tüm elemanların kesit ve malzeme özelliklerindeki değişimlere bağlı olarak gerçekleşecektir. Hesap ve analizlerde gerçek yapısal davranışa mümkün olduğunca yaklaşılması durumunda, yapılar hem daha emniyetli, hem de daha ekonomik olarak tasarlanabilecektir. Bu amaçla, doğrusal olmayan analiz yöntemlerinin daha sık kullanılması ve geliştirilmesi için inşaat mühendisliği ve buna bağlı bilim dallarında son 20 yıldır çok miktarda araştırma yapılmış ve bina tasarımında performans dayalı tasarım ilkeleri geliştirilmeye başlanmıştır. Bu doğrultuda yapılan çalışmalar neticesinde, önümüzdeki yıllarda şartname ve yönetmeliklerin geliştirilen ilkeler doğrultusunda yenileneceği kaçınılmaz bir gerçektir.

Yapıların doğrusal olmayan davranışını etkileyen gerçeklerden en önemlileri, yapı sisteminin şekil değiştirmiş hali üzerinden denge denklemlerinin yeniden kurulması ile elde edilen geometrik doğrusal olmayan davranış ve malzemenin doğrusal olmayan davranışdır.

Yapıların elastik analizinde, yapı elemanlarının rijitlik ve fleksibilitelerinin sabit olduğu kabul edilmekte ve yük–yer değiştirme grafiği doğrusal davranış göstermektedir. Bu varsayım yalnızca, çubuklar üzerinde aksenal kuvvet olmaması halinde geçerlidir. Gerçekte, yapısal bir eleman üzerine etkiyen normal kuvvet, elemanın rijitlik matrisini ve dolayısıyla fleksibilite matrisini değiştirmektedir. Bu olay ikinci mertebeli etkilerinin, yani denge denklemlerinin şekil değiştirmemiş sistem üzerinde değil, şekil değiştirmiş sistem üzerinde yazılması gereğinden ortaya çıkmaktadır. Çoğu kez düşük yükleme kademelerinde, yer değiştirmelerin yapının boyutlarına kıyasla çok küçük olmaları nedeniyle, denge denklemlerinin şekil değiştirmemiş sistem üzerinden yazılması, büyük hatalara neden olmamaktadır. Ancak ileri yükleme kademelerinde yapı elemanlarının üzerine etkiyen aksenal kuvvet, burkulma yüküne yaklaştığında, eleman zaten belirli şekil değiştirmelere maruz kaldığı için yer değiştirmeler daha da artmakta ve hata yüzdesi ihmal edilemez düzeylere çıkmaktadır.

Yapıların dış yükler altındaki doğrusal olmayan davranışının diğer bir sebebi ise malzemenin artan yükler altındaki doğrusal olmayan davranışdır. Malzeme özellikleri ve yapı sistemi içerisindeki elemanların münferit doğrusal olmayan elastik-plastik davranışlarının yapı sistemine etkisi detaylı olarak incelenmekte olan konulardan biridir. Yürürlükte olan şartname ve yönetmelikler gereği, taşıma gücü ilkelerine göre yapılan analizlerde, yapının yük-yer değiştirme limitlerinin hesaplanması ve kalıcı şekil değiştirmelerin tespiti büyük önem arz etmektedir. Özellikle tasarım deprem yükleri altında, yapının doğrusal olmayan davranışının ve süneklik düzeyinin incelenmesi, deprem kuvvetleri ile mukabelesinde performans tayini için belirleyici olmaktadır. Artan dış yükler altında yapı sisteminde oluşan kalıcı şekil değiştirmeler ve bu şekil değiştirmelere bağlı rijitliklerdeki değişimler göz önüne alınmalı ve bunlara bağlı olarak yapıya gelebilecek muhtemel deprem kuvvetleri, şekil değiştirmiş yapı sistemi üzerinde yeniden tayin edilerek yapı performansı incelenmelidir.

İnşaat mühendisliğinde son yıllarda yaygınlaşan performans dayalı tasarım kavramı, mevcut yapıların değerlendirilmesinde ve güçlendirilme aşamalarında geniş ölçüde kullanılmaya başlanmıştır. Performans dayalı tasarım yöntemlerinin gelişmesiyle, yeni binaların projelendirme esaslarının belirlenmesinde de kullanılması gündemdedir. Pek çok araştırmacı bu konu üzerinde yoğun olarak çalışmaktadır.

Yapıların dış tesirler altındaki karmaşık davranışlarını belirleyebildiğimiz ölçüde daha güvenli ve daha ekonomik binalar inşa edebilmemiz mümkün olacaktır. Pek çok belirsizlik arasında yapılan kabuller ve varsayımlar bilgisayar teknolojisinin gelişmesi ile birlikte araştırmacılara daha fazla imkan sağlayarak bilinmeyenleri ve belirsizlikleri azaltmamıza yardımcı olmaktadır.

Bu tür analizleri yapabilmek için bilgisayar teknolojisinin bize sunduğu imkânlar büyük fayda sağlamaktadır. Ancak, bu tür kapsamlı analizleri yapabilen bilgisayar yazılımları yabancı kaynaklıdır. Tez çalışması kapsamında bahsedilen çalışmaları yapabilmek için özgün yazılımların geliştirilmesi ve ülkemizde de bağımsız olarak gerekli bilgi birikiminin sağlanarak yaygınlaştırılması ve kullanıma sunulması da hedefler arasındadır.

2. GENEL KISIMLAR

2.1. YAPILMIŞ ÇALIŞMALAR VE HESAP YÖNTEMLERİ (TARİHİ SÜREÇ)

2.1.1. Plastik Teori

Yapıların taşıyabilecekleri limit yüklerin tayini ile ilgili çalışmalar inşaat mühendisliğinde en ilgi çekici ve üzerinde en çok çalışma yapılan konuların başında gelmektedir. 1930'ların başında yeni bir analiz anlayışı gelişmeye başlamıştır. Kesitte oluşan maksimum gerilmeye göre yapılan geleneksel tasarımlar yerini *plastik teori* ile yapılan ve yapının tümü itibarıyla taşıyabileceği maksimum yükü bulmaya yönelmiştir. Bu yöntem beraberinde, yapı sistemlerinin daha ekonomik çözümlerini gündeme getirmiştir (Lothers, 1960). Özellikle çelik ve betonarme kirişler ile çerçevelerin tasarımında, daha gerçekçi ve ekonomik sonuçlar doğurduğu için geniş ölçüde kullanım alanı bulmuştur. Plastik analizin amacı, plastik şekil değiştirmelerin oluşmasıyla yapının göçme yükünü tayin edebilmektir. Bu anlamda plastik tasarım, yapıda mekanizma durumunu bertaraf edecek yapı boyutlarının belirlenmesi olarak da ifade edilebilir. Her iki durum için de, yapının yüklenmesi esnasında oluşan kalıcı şekil değiştirmelerin belirlenmesi ve plastik bölgelerin yığılımı konusunda ilave analizler yapmak gerekmektedir. Ancak karmaşık ve büyük ebatlardaki yapı sistemlerine uygulanabilirliği pek kolay bir işlem olmadığı için basit düzlem yapı sistemlerinin analizlerinde kullanılabilmiştir.

Plastik mafsal terimi ilk olarak 1938'de George Winter tarafından (Amerika Birleşik Devletleri'nde), Van den Broek'in (1940) makalesi olan *Limit Tasarım Teorisi* üzerine yapılan tartışma sonucu ortaya atılmıştır. Aynı makale üzerine yapılan tartışmada A. Floris kusurlu mafsal terimini kullanmıştır. Thurlimann ise bu durumu dönmeye devam edebilecek, sabit moment taşıyan paslı bir mafsala benzetmiştir (*Proceedings*, 1956). Detaylı laboratuvar deneyleri sonucunda bu durum, hem Lehigh hem de Cambridge (Horne ve Heyman, 1956) Üniversitelerinde başarıyla kanıtlanmıştır. Bu deneylerde en üst sınırdaki yüklenmiş bir çelik kirişte veya rijit eğilme bağlantılarında, kritik moment

değerlerine erişildiğinde, gerçekten benzer mafsalların oluştuğu görülmüştür (Lothers, 1960).

Elastik ve plastik eğilme arasındaki diğer bir ilişki ise Neal (1956) tarafından kurulmuştur. Eğilme eksenine göre asimetrik kiriş kesitleri için artan yükler altında, elastik gerilmelere maruz kesitte ağırlık merkezinde bulunan tarafsız ekseninin, plastik gerilmelere ulaşıldığında eşit alan merkezine doğru kaydığı çok açık bir şekilde ifade edilmiştir (Lothers, 1960).

2.1.2. Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemi

Doğrusal olmayan sonlu elemanlar yöntemi konusunda yayınlanmış ilk makalenin Turner ve diğ. tarafından 1960 yılında hazırlandığı görülmektedir. Doğrusal olmayan geometrik davranış üzerine yapılan ilk çalışmaların çoğu, esas olarak doğrusal burkulma problemi ile ilgilidir. Gerçek doğrusal olmayan davranış için, artımlı yöntemler ilk olarak Turner ve diğ. (1960) ile Argyris (1964, 1965) tarafından “geometrik rijitlik matrisi” kullanılarak, güncellenen koordinatlar eşliğinde ve muhtemel başlangıç yer değiştirme matrisi ile uygulanmıştır (Crisfield, 1991) .

Baker ve Amarakone (1965) kirişler üzerine deneysel çalışmalar yaparak, dönme kapasitesini bulmak için gerekli olan plastik bölge uzunluğu ve beton birim kısalması ile ilgili formülasyonlar sunmuşlardır. Bulunan eğilme momenti-eğrilik ilişkisini idealleştirerek, plastik mafsalları ile çerçeve sistemlerin yük taşıma kapasitesini elde etmeye çalışmışlardır.

Çelik (1977, 1981, 1982) perde duvarlı ve çerçeve yapıların doğrusal olmayan elastik-plastik analizleri üzerinde çalışmıştır. Göçme yüklerinin belirlenebilmesi için hem teorik hem deneysel çalışmalar yapmış ve yeni yöntemler geliştirmiştir. Yapısal değişim teoremleri üzerinde yaptığı çalışmalar ile *Telaflı Yükü* kavramını ortaya atmış ve artan yükler altında yapı elemanlarında meydana gelen rijitlik değişimlerini analizlere dahil etmiştir.

Ali ve Grierson (1986), betonarme düzlem çubuk sistemlerde işletme ve göçme yükleri seviyelerinde istenen rijitlik ve süneklik kriterlerini sağlayan doğrusal olmayan bir

boyutlandırma yöntemi geliştirmiştir. Bu yöntem yardımıyla göçme yükü seviyesinde yeterli eğilme momenti taşıma kapasitesine ve dönme kapasitesine sahip olacak şekilde sistemin enkesit boyutları ve donatı miktarları en aza indirilmiştir.

İrtem (1991) tarafından yapılan çalışmada ise, malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan uzay çubuk sistemlerin ikinci mertebe elasto-plastik hesabı, limit yüklerinin bulunması ve göçme güvenliklerinin tayini için bir yük artımı yöntemi geliştirilmiştir. Yöntemde, yatay yüklere oranla daha az değişim gösteren düşey yüklerin sabit değerleri altında, aralarındaki oran sabit kalacak şekilde artan yatay yükler için hesap yapılmaktadır. Sisteme etkiyen düşey yüklerin belirli değerleri için, daha çok denge denklemlerine bağlı olan normal kuvvetler başlangıçta kolaylıkla tahmin edilmiş ve böylece geometri değişimlerinin denge denklemlerine olan etkisi doğrusallaştırılmıştır. Plastikleşen kesitlerdeki iç kuvvet durumunun akma yüzeyi üzerinde kaldığını ifade eden ve akma şartları olarak tanımlanan denklemler ise, akma yüzeyinin düzlemlerden oluşacak şekilde idealleştirilmesi suretiyle lineer denklemlere dönüştürülebilmekte ve böylece her plastikleşen kesitin meydana geldiği yük parametresi ardışık yaklaşıma gerek kalmadan hesaplanabilmektedir. Bu çalışmada geliştirilen hesap yöntemi ile elde edilen analiz sonuçları örneklerle sunulmuştur.

Riva ve Cohn (1994), dönme kapasitesinin ve plastik bölgenin belirlenmesi amacıyla kesit geometrisi, boyuna basınç donatısı yüzdesi, eğilme momentlerinin yeniden dağılımı özelliğini dikkate alarak çalışmalar yapmışlardır. T ve I enkesit geometrisine sahip elemanlar üzerinde yapılan çalışmalarda, moment sıfır noktasının yerinin ve süneklik oranının dönme kapasitesine etkileri incelenmiştir.

Orakdoğan (1994) tarafından uzay çubuk sistemlerin ikinci mertebe limit yüke göre minimum ağırlıklı olarak boyutlandırılmaları için bir ardışık yaklaşım yöntemi geliştirilmiştir. Her adımı birbirini izleyen boyutlandırma ve sistem hesabı aşamalarından oluşan yöntemde, en kesit karakteristikleri arasındaki bağıntılar bir önceki adımın boyutlandırma aşamasından, ikinci mertebe limit yüke karşı gelen plastik kesit yerleri ile bu kesitlere ait akma vektörü doğrultuları ise bir önceki adımın sistem hesabı aşamasından alınmıştır. Uzay çubuk sistemlerde ikinci mertebe limit yükün hesabı için geliştirilen bir yük artımı yönteminin esasları ve ikinci mertebe limit yükün

hesabında izlenen yol sunulmuştur. Yapılan çalışmada kullanılan yöntemin sayısal uygulamaları için üç örnek çözümlenerek sonuçları verilmiştir.

Chan, Cheung ve Huang (1994) betonarme yapılar için doğrusal olmayan bir sonlu eleman modeli geliştirilmiştir. Modelde, beton için heterojen pekleşen plastisite teorisinden yararlanılmıştır. Araştırmacılar ayrıca, betonun çatlak sonrası davranışını geliştirdikleri bir aderans gerilmesi fonksiyonu ile ifade etmişlerdir.

Girgin (Ocak 1996) çalışmasında, betonarme yapı sistemlerinde ikinci mertebeli yükün ve göçme güvenliğinin belirlenmesi amacıyla, bir yük artımı yöntemi geliştirmiştir. Yöntemde, geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisi ve betonarmenin doğrusal olmayan davranışı göz önüne alınmıştır.

Çerçevelerin doğrusal olmayan analizleri için, burulma ve eğilme etkisi altında bulunan elemanların davranışı ile ilgili plastik mafsal yöntemlerinin geliştirilmesi teşebbüsleri Yang ve Fan (1998) ile Attalla ve diğ. (1996) tarafından yapılmıştır. Bunlara rağmen, geliştirilen yöntemlerin pratik uygulamalar için hassasiyet derecesi ve doğruluğu kanıtlanmamıştır. Bilinen o ki, karmaşık eleman davranışını gözönüne alan yayılı plastisite (spread-of-plasticity) analizi, çerçevelerin doğrusal olmayan stabilite tahkikleri için daha uygun bir yöntem olmaktadır. Bir grup araştırmacı çelik çerçevelerde aşamalı akmayı takip edebilmek için bu yaklaşımı geliştirmiştir. Üç boyutlu çerçevelerin elastik olmayan davranışlarıyla ilgili, günümüze değin önemli miktarda çalışma yapılmıştır. Buna rağmen elemanların karmaşık davranışını etkileyen, burulma, burkulma, yerel burkulma ve çift eksenli eğilme ile basınç kuvvetinin etkisindeki kesitlerin bileşik akma şartlarının analizlere aktarılamaması plastik mafsal analizlerini sınırlandırmaktadır ki bu tarz yaklaşımlar yapının yük taşıma kapasitesini belirgin bir biçimde düşürmektedir (Jiang, 2002).

Chen ve Kim (1997), modifiye edilmiş aşamalı akmayı ve ikinci mertebeli etkilerini kapsayacak şekilde plastik mafsal analizini genişletmiştir. Analizler, plastik bölge metoduyla çok uyumlu neticeler sağlamasına rağmen yalnız düzlem yapıların analizi için kullanılabilir. Üç boyutlu yapılar için pek çok doğrusal olmayan analiz yöntemi Orbison (1982), Kaliforniya Üniversitesi (Kanan ve Powell, 1973; Prakash ve

Powell, 1993) ve Liew (1998) tarafından geliştirilmiştir. Orbison'un yöntemi, elastik-plastik mafsalsal analizdir ve kayma şekil değiştirmesini dikkate almaz. Malzemenin doğrusal olmayan davranışı tanjant modülü E_t ile dikkate alınmış ve geometrik doğrusal olmayan davranış da geometrik rijitlik matrisi ile ele alınmıştır. Berkley'de geliştirilen DRAIN-3DX yazılımı geliştirilmiş bir plastik mafsalsal yöntemini kullanır. Malzemenin doğrusal olmayan davranışı, kesit liflerindeki gerilme-şekil değiştirme bağıntısı ile ele alınmıştır. Eksenel yükün oluşturduğu geometrik doğrusal olmayan davranış ise geometrik rijitlik matrisi ile dikkate alınmış fakat eksenel yük ile eğilme momentinin etkileşiminden oluşan doğrusal olmayan davranış dikkate alınmamıştır. Liew'in (1998) analizleri kayma şekil değiştirmesini de hesaba katan geliştirilmiş bir plastik mafsalsal analizdir. Liew'in yöntemi, büyük eksenel kuvvete maruz elemanların dayanım ve rijitliğini olduğundan fazla göstermektedir (Kim ve diğ., 2001).

Kim ve diğ. (2001) ise çalışmasında, üç boyutlu doğrusal olmayan bir analiz yöntemi geliştirmiştir. Yöntemde, malzeme davranışı gerilme-şekil değiştirme bağıntıları ile ele alınmıştır. Geometrik doğrusal olmayan davranışta, eksenel kuvvet ve eğilme momenti arasındaki etkileşim stabilite fonksiyonları ile hesaba katılmıştır.

Çelik çerçevelerin ikinci mertebeli elastik olmayan analizlerinde genel olarak kullanılan analitik yöntemler iki ana başlıkta sınıflandırılabilir: (1) Plastik bölge ve (2) plastik mafsalsal. Plastik bölge yönteminde, bir çerçeve elemanı pek çok sonlu eleman bölünür ve her bir sonlu elemanın kesiti daha sonra pek çok alt life bölünür. Her ne kadar bu yöntem kesin çözüm yöntemi olarak bilinse de, çok fazla işlem yoğunluğu nedeniyle yaygın mühendislik tasarımlarında kullanılmamaktadır. Plastik mafsalsal yönteminde ise, sadece bir kiriş-kolon elemanı ikinci mertebeli etkilere maruzdur. Dolayısıyla plastik mafsalsal yöntemi plastik bölge yöntemine nazaran açık bir avantaja sahiptir. Bununla birlikte plastik mafsalsal yöntemi genellikle elemanların rijitlik ve dayanımını olduğundan fazla tahmin etmektedir (Liew, 1992; Kim ve diğ., 2001).

2.1.3. Statik İtme (Pushover) Yöntemi

Statik itme yönteminin amacı, yapının tasarım deprem kuvvetleri, altında, statik elastik olmayan analizlerle, dayanım ve deformasyon taleplerini tahmin ederek, beklenen performansını değerlendirmek ve bu talepleri uygun performans seviyelerindeki

kapasitelerle karşılaştırmaktır. Statik itme yönteminin kuvvetli bir temeli yoktur. Yapı tepkisinin, eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemin tepkisiyle ilişkili olabileceği varsayımına dayanır. Bu da, tepkinin tek bir mod ile kontrol edildiğini ve bu mod şeklinin, zaman tanımlı tepki boyunca sabit kaldığını ifade eder (Krawinkler ve Seneviratna, 1998).

Statik itme yöntemi ilk olarak Saiidi ve Sözen (1981) tarafından ortaya atılmıştır ve Lawson ve diğ. (1994), Biddah ve Naumoski (1995), Ferhi ve Truman (1996a, 1996b), Bracci, Kunnath ve Reinhorn (1997), Kilar ve Fajfar (1997), Gupta ve Krawinkler (1999), Foutch, Yun ve Lee (2000), Kunnath ve John (2000), Skokan ve Hart (2000), Mwafy ve Elnashi (2001) ve daha bir çok kişi tarafından yapıların deprem hesaplarında kullanılmıştır. Yöntem aynı zamanda, bir tasarım aracı olarak ve Ulusal Deprem Hasarlarını Azaltma Programı (National Earthquake Hazard Reduction Program) 'NEHRP' (FEMA-273) rehberi tarafından mevcut binaların sismik rehabilitasyonu için değerlendirme amacıyla tanımlanmış ve tavsiye edilmiştir (Kennedy ve Medhekar, 1999), (Gong, 2003).

2.1.4. Performansa Dayalı Tasarım

Performans kavramı, deprem mühendisliğinde yeni gelişen bir kavram olup, önce mevcut yapıların deprem güvenliğinin belirlenmesi için geliştirilmiştir. Ancak, daha sonra bu yöntemin yeni yapıların tasarımında da kullanılabileceği söz konusu olmuştur. Deprem mühendisliğinde performansa dayalı tasarım, deprem etkisi altında yapıdan beklenen performans seviyesinin ortaya çıkması için kullanılacak yöntemleri verir. Performans seviyesi, depremden sonra yapıda meydana gelecek hasar seviyesi ile ölçülür (Celep ve Kumbasar, 2004).

Son 20 yılda, Northridge, Kaliforniya (1994), Kobe, Japan (1995), Türkiye (1999), Tayvan (1999), ve Merkezi-Batı Hindistan'da (2001) meydana gelen büyük depremler, mühendislik yapıları olan binaların, köprülerin, endüstri ve deniz yapılarının yıkılmasıyla birlikte büyük ekonomik kayıpları da beraberinde getirerek depremin acı yüzünü bir kez daha göstermiştir. Bu itibarla, yapıların sismik performanslarını geliştirmek ihtiyacı için performansa dayalı bir yöntemin ve temel esaslarının geliştirilmesi defalarca vurgulanmıştır. Bu yöntem fikir birliğiyle literatüre Performansa

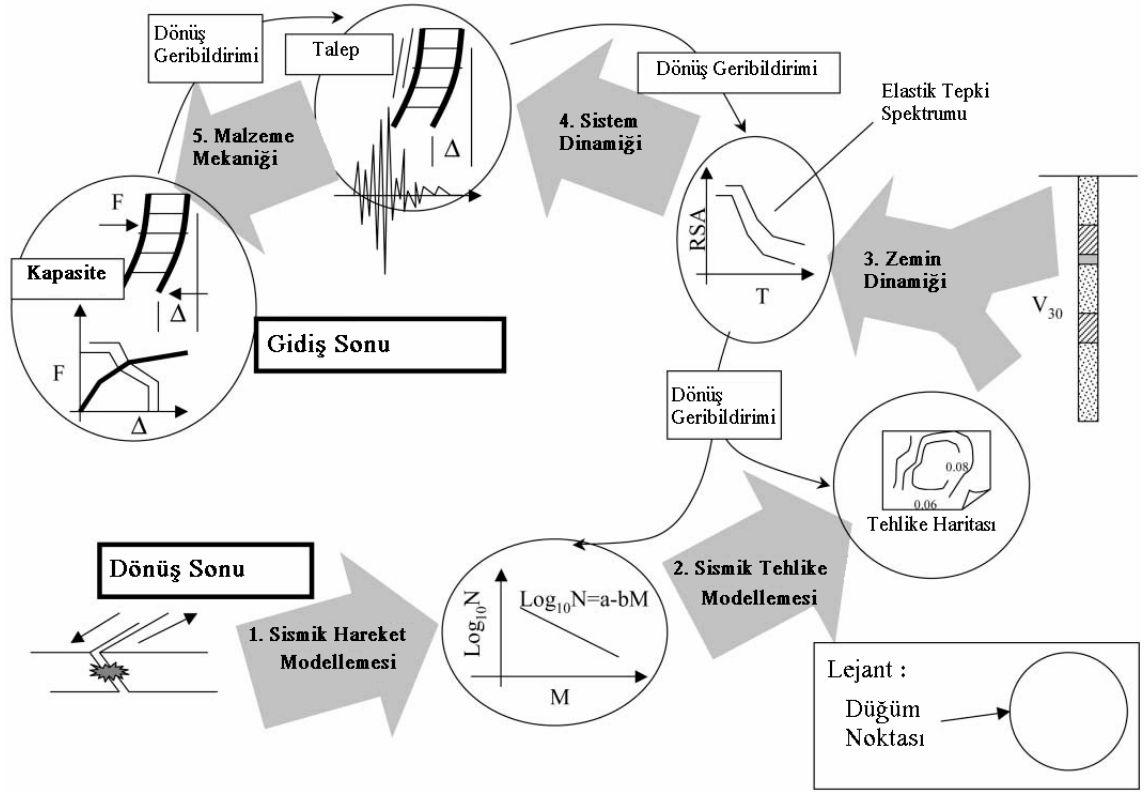
Dayalı Deprem Mühendisliği olarak geçmiştir. Son 40 yılda geliştirilmiş şartnameler ile sismik tasarım, aşağıda belirtilen beş sahada geniş olarak irdelenmiştir (Chandler ve Lam, 2001):

- Sismoloji Mühendisliği ve Jeoloji (Sismik faaliyet modellemesi)
- Sismoloji Mühendisliği (Sismik tehlike modellemesi)
- Zemin Dinamiği
- Sistem Dinamiği
- Malzeme Mekaniği

Sistem Dinamiği sahasında; alışlagelmiş şartname usullerinde, aşırı dayanıklılık (tasarım değerlerini aşan dayanım) ve süneklik kapasitesi için verilen performans seviyeleri ile istenen yapı dayanımının belirlenmesinde ampirik yük azaltma katsayıları veya R katsayıları kullanılmıştır. R katsayısı yaklaşımı Miranda (1993, 1994) tarafından yeniden tanımlanmıştır. R katsayısı, ampirik esasa dayanan ve çok miktarda yapılan zaman-tanım alanı analizleriyle, zemin hakim periyodu ile yapının doğal periyodunu ilişkilendirmiştir. Periyoda dayalı R katsayısı yaklaşımı, halen, yeni binaların tasarımında ihtiyaç olan performans seviyesi için geçerliliğini korumaktadır. Ancak, genellikle şartname gereklerini sağlamayan mevcut yapıların sahip oldukları performansın tayininde noksanları vardır (Chandler ve Lam, 2001).

Kappos (1999), yapıların süneklik ve aşırı dayanım (overstrength) katsayılarını dikkate alarak EC8 de verilen davranış katsayıları (q) üzerine bir değerlendirme yapmıştır. Maheri ve Akbari (2003) farklı yüksekliklerde ve farklı teşkil edilmiş çelik çaprazlı betonarme binalar üzerinde elastik olmayan itme analizleri yaparak, elde edilen süneklik azaltma katsayısı ve aşırı dayanım katsayıları ile sismik davranış katsayısı R üzerine bir değerlendirme yapmışlardır.

Yapıların sünek yapılması düşüncesi depreme dayanıklı modern yapılarda vazgeçilmez bir unsur olmuştur. Bu manada belirli yapı sınıfları için yeterli süneklik seviyesi ve uygun gelen deprem yükü azaltma katsayısının seçimine ilişkin problemler mevcudiyetini korumakta iken beklenen (istenilen) sünekliğin sağlanması için detaylardaki gereksinimler yenilenmeye devam edilmektedir (Lu ve diğ. 2001).



Şekil 2.1. Performansa Dayalı Deprem Mühendisliğine katkıda bulunan disiplinlerin akış şeması ve birbirleriyle bağlantılarını gösteren düğüm noktaları (Chandler ve Lam, 2001)

Lu ve diğ. (2001) yaptıkları çalışmada üç farklı süneklik düzeyine göre tasarlanmış betonarme çerçevelerin sismik performansını incelemiştir. Üç basit çerçeve Eurocode 8'e göre farklı süneklik düzeyinde tasarlanmış ve deprem simülasyon testine maruz tutulmuştur. Gerçek performansları gözlemlenmiş ve karşılaştırılmıştır. Netice itibarıyla, ele alınan basit çerçeveler için, yer değiştirmeye dayalı süneklik ve yerel eğriliğe dayalı süneklik arasında gözlemlenen ilişki doğrusal bir denklem ile basitleştirilerek verilmiştir. Sismik azaltma katsayısı ile süneklik gereksinimi arasında gözlemlenen ilişkinin, eşit yer değiştirme (equal displacement) yaklaşımı ile birbirini sağladığı görülmüştür. Çalışmalar sonucunda, azaltma katsayılarına göre incelenen çerçevelerde, yerel eğriliğe dayalı süneklik gereksiniminin yeterli emniyete fazlasıyla sahip olduğu görülmüştür.

Yapıların gerçeğe yakın performanslarının tayininde iki farklı süneklik yaklaşımı vardır:

- Yer değiştirmeye dayalı süneklik
- Eğriliğe dayalı süneklik

Bu iki farklı süneklik anlayışı ile yapıların tasarım aşamasında doğru bir şekilde analiz edilerek değerlendirilebilmesi ve performans seviyelerinin daha gerçekçi tespitinin, boyutlandırma aşamasında kayda değer bir ekonomi sağlayacağı Lu ve diğ. (2001) yaptığı çalışmada da vurgulanmaktadır.

Geleceğin deprem yönetmeliklerinde, klasik kuralların yanında daha ayrıntılı incelemeyi gerektiren performans kavramına dayalı boyutlama ilkelerinin bulunacağı tahmin edilmektedir (Celep ve Kumbasar, 2004).

2.2. ÇALIşMANIN AMACI VE İZLENEN YOL

Tez çalışmasında, geliştirilen yöntem ile uzay ereve yapı sistemlerinin doğrusal olmayan, ikinci merteye etkileri ve malzeme davranışını dikkate alan analizlerinin yapılabilmesi hedeflenmiş ve amaca uygun bilgisayar programları geliştirilmiştir. Çalışmada, Öztoran (1994) tarafından yapı sistemlerinin lineer elastik analizini yapmak üzere geliştirilen TUNAL adlı sonlu eleman programı temel alınmıştır.

Sonlu elemanlar yöntemi ile analiz yapmak üzere geliştirilmiş olan TUNAL adlı bilgisayar programı, Öztoran ve diğ. (1995, 1998) tarafından yapılan çalışmalarda detaylı bir şekilde tanıtılmıştır. Açık ve/veya kapalı kesitli, delikli perde duvarlardan ve döşeme plaklarından oluşan çok katlı yapıların sonlu elemanlar yöntemi ile üç boyutlu analizi için gerekli bilgiler ve bu bilgilerin otomatik olarak oluşturulması için kullanılan algoritma verilmiştir.

Üç boyutlu ereve türü taşıyıcı sistemi bulunan yapıların analizi için Tez alışması kapsamında geliştirilen yöntemler kullanılarak TUNAL adlı programda ilaveler ve değişiklikler yapılmış, geometrik doğrusal olmayan (geometric non-linearity), doğrusal olmayan elasto-plastik (non-linear elasto-plastic) ve doğrusal olmayan moment-eğrilik (non-linear moment-curvature) analizleri yapabilecek hale getirilmiştir. Bu üç farklı yazılım fortran derleyicisi kullanılarak geliştirilmiştir.

Yapıların doğrusal olmayan analizinde iki temel yaklaşım kullanılmaktadır:

- i. Şekil değiştirmiş yapı sistemi üzerinden tekrar kurulan denge denklemleri yardımıyla, geometrik doğrusal olmayan hesap tekniği
- ii. Yük artımı nedeniyle yapı sistemini oluşturan elemanların malzeme özelliklerinde meydana gelen rijitlik değişimlerini dikkate alan hesap tekniği

Geometrik doğrusal olmayan davranışı göz önüne alabilmek için eleman rijitliklerinin değişimi, üzerine etkiyen eksenel kuvvetin değerine bağlı olarak, stabilite fonksiyonları (Livesley fonksiyonları) adı verilen boyutsuz fonksiyonlar ile hesaba katılmıştır. Bu durumda eleman rijitlik matrisleri, P/P_{cr} oranına bağlı olarak, stabilite fonksiyonları yardımı ile değişken olarak ifade edilmiştir. Burada P , çubuk elemana etkiyen eksenel kuvveti, P_{cr} ise Euler kritik yükünü ifade etmektedir.

Malzemeye bağlı rijitlik değişimi ve plastikleşme için malzeme davranışı ve geometrik özellikler dikkate alınmış ve malzeme çeşidine göre ait olduğu gerilme-şekil değiştirme bağıntıları yardımı ile hesaba katılmıştır. Her yükleme kademesinde, iteratif bir yol takip edilerek belirlenen geometrik doğrusal olmayan davranış ile malzeme davranışı birlikte göz önüne alınmıştır.

Çalışmaların seyrinde iki aşama takip edilmiştir. İlk aşamada, ideal plastik mafsal kabulü ile üç boyutlu çerçeve yapı sistemlerinin, sabit düşey ve artan yatay yükler altında analizleri yapılmıştır. Yapı sistemlerinin elasto-plastik davranışı hakkında detaylı incelemelerde bulunulmuştur. Yapı sisteminde plastikleşmelere bağlı kalıcı şekil değiştirmeler tespit edilmiştir. Önerilen hesap yöntemi ile hassas bir şekilde farklı yapı sistemlerinin süneklik düzeyleri detaylı olarak belirlenebilecek hale gelmiştir. Yapı sistemi ve süneklik düzeyi arasındaki ilişkiler ve bunların tasarım parametrelerine etkileri de detaylı bir şekilde incelenebilmektedir.

İkinci aşamada ise, geliştirilen bir diğer bilgisayar programı yardımı ile artan dış yükler altında münferit yapı elemanlarında, malzeme davranışı gözönüne alınarak, kesitlerde meydana gelen plastikleşmelere bağlı olarak, yapı elemanlarında oluşan rijitlik değişimleri *Telaifi Yükleri* yardımıyla dikkate alınmış ve yapı davranışı incelenmiştir.

Her iki analiz yönteminde de artan yatay yükler etkisinde, örnek bir betonarme bina modeli üzerinde, her yükleme kademesinde yapı rijitliğindeki değişiminin yapı periyoduna etkileri tespit edilmiştir. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY, 2007) hükümlerine göre belirlenen, eşdeğer elastik taban kesme kuvvetleri kullanılarak, yapının birinci mod durumuna ait yük dağılımı ile elde edilen statik itme eğrileri oluşturulmuş ve performans değerlendirmeleri yapılmıştır.

Tez çalışması kapsamında geliştirilen bilgisayar yazılımları ile ülkemizde bu sahada yapılacak olan araştırmalar için temel bilgi birikimini sağlamak ve bağımsız yazılımların geliştirilerek amaca uygun analizlerin yapılabilmesi hedeflenmiştir. Bu husus çalışmayı motive edici unsurlardan da biri olmuştur.

3. MALZEME VE YÖNTEM

Yapıların doğrusal analizinde, yapı elemanlarının rijitlik ve fleksibilite değerlerinin sabit olduğu kabul edilmektedir. Eksenel kuvvetlerin sıfırdan farklı olduğu hallerde bu kabul geçerli değildir. Stabilite teorisinden, yapı elemanı üzerine etkileyen normal kuvvet etkisinde, elemanın maruz kaldığı kuvvetin büyüklüğüne göre rijitlik matrisinin değiştiği bilinmektedir. Bu olay ikinci mertebeli etkilerinin yani denge denklemlerinin şekil değiştirmemiş sistem üzerinde değil, şekil değiştirmiş sistem üzerinde yazılması gereğinden ortaya çıkmaktadır. Ancak, çoğu kez yer değiştirmeler yapının boyutları yanında çok küçük değerlerde kaldıkları için (düşük yükleme kademelerinde) denge denklemlerinin şekil değiştirmemiş sistem üzerinden yazılması büyük hatalara neden olmamaktadır. İleri yükleme kademelerinde yapı elemanlarının üzerine etkileyen normal kuvvet burkulma yüküne yaklaştığında, eleman zaten belirli şekil değiştirmelere maruz kaldığı için eksenel kuvvetin etkisiyle yer değiştirmeler artmakta ve başlangıçta yaptığımız kabulün hata yüzdesi ihmal edilemez düzeylere çıkmaktadır.

Çalışmada, artan dış kuvvetler altındaki eleman rijitliklerinin doğrusal olmayan değişimi, üzerine etkileyen eksenel kuvvetin (P), Euler kritik yüküne (P_{cr}) oranına bağlı olarak, stabilite fonksiyonları adı verilen boyutsuz fonksiyonlar ile göz önüne alınmıştır. Eleman rijitlik matrisleri P/P_{cr} oranına bağlı olarak, stabilite fonksiyonları yardımı ile değişken olarak ifade edilmiştir. Bu sayede, geometrik doğrusal olmayan davranış olarak nitelendirilen hesap usulü, geliştirilen üç boyutlu rijitlik matrisleri yardımıyla sonlu eleman analizlerinde kullanılmıştır.

Geometrik doğrusal olmayan davranışa ilave olarak, yapıların artan dış yükler etkisinde limit durumlarını inceleyebilmek için iki farklı yöntem sunulmuştur. Birincisi, malzemenin doğrusal olmayan davranışının idealize edilerek, ideal elasto-plastik malzeme kabulü ile yapılan plastik mafsallı analizleri, ikincisi de malzemenin doğrusal olmayan davranışı dikkate alınarak, kesitin moment-eğrilik ilişkisi üzerinden kademeli azalan eğilme rijitlikleri ile yapılan, kuvvet esaslı moment-eğrilik analizleridir. Her iki

yöntem için de yapılan kabuller ve varsayımlarla izlenen yol bu bölümde detaylı olarak verilmiştir.

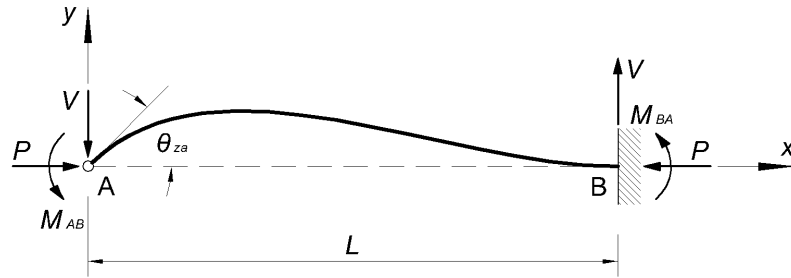
$$V^{(i)} = \lambda * V_i \quad (3.1)$$

Oluşturulan itme eğrileri, sabit düşey yükler altında monoton artan yatay yüklerden oluşan yük-yer değiştirme grafikleridir. Yük ekseninde verilen değerler yatay yüklerin çarpanı olarak λ cinsinden verilmiştir. Yapıya herhangi bir yükleme kademesinde etkileyen yatay yüklerin toplamı (3.1) eşitliğinden elde edilir.

3.1. GEOMETRİK DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞ

Yapının tümünün veya bir elemanın rijitliğinin üzerine etkileyen yüklere bağlı olarak değişmesi gerçeği standart doğrusal elastik çözümleme yöntemlerinin geçersizliğini, en azından değişikliğe uğratılması gereğini ortaya koymaktadır. Eksenel normal kuvvetin rijitlik üzerine etkisi Livesley (1956) tarafından geliştirilmiş stabilite fonksiyonları ile dikkate alınacaktır (Çelik, 1980).

3.1.1. Matris Deplasman Yönteminde Kullanılan Düzlem Stabilite Fonksiyonları



Şekil 3.1. A ucu pozitif momente maruz konsol kirişin şekil değiştirmesi

Şekil 3.1’de görülen, yanal ötelenmesi önlenmiş AB konsol kirişinin A ucuna P eksenel yükü, M_{AB} eğilme momenti ve V kesme kuvvetinin etkideğini farz eder isek; eksenel kuvvetin olmadığı durumda açı-deplasman denklemleri,

$$\begin{aligned} M_{AB} &= 4 \frac{EI}{L} \theta_{za} = 4k\theta_{za} \\ M_{BA} &= 2k\theta_{za} \end{aligned} \quad (3.2)$$

olarak elde edilir. Eksenel kuvvetin sıfırdan farklı olduğu durumlarda eğilme momentleri bu değerlerden farklı olacaktır. Denklem (3.2)'de verilen moment değerleri benzer şekilde,

$$\begin{aligned} M_{AB} &= sk\theta_{za} \\ M_{BA} &= csk\theta_{za} = cM_{AB} \end{aligned} \quad (3.3)$$

olarak ifade edilebilir. Burada, s rijitlik katsayısı ve c ise taşıma katsayısı olarak bilinmektedir. Çubuğun B ucuna göre moment alınarak denge denklemi kurulursa kesme kuvveti,

$$\begin{aligned} VL + M_{AB} + M_{BA} &= 0 \\ V &= \frac{-M_{AB} - M_{BA}}{L} = \frac{-sk\theta_{za} - csk\theta_{za}}{L} = \frac{-s(1+c)k\theta_{za}}{L} \end{aligned} \quad (3.4)$$

olarak elde edilir. A noktası çubuk eksen takımının merkezi olarak seçildiğinde, A noktasından herhangi bir x mesafesindeki moment değeri,

$$M_x = -EI \frac{d^2 y}{dx^2} = (M_{AB} + Vx + Py) \quad (3.5)$$

olarak bulunur. Burada y , eğilme rijitliği EI olarak tanımlanan çubuğun x mesafesindeki yanal ötelenmesidir. Eksenel yük P , Euler kritik yükünün ρ katı kadardır. Euler kritik yükü, iki ucu mafsallı rijitliği sabit bir AB çubuğu için $P_{cr} = \pi^2 EI/L^2$ dir. Çubuğun eğilme rijitliği $k = EI/L$ ise,

$$P = \rho P_{cr} = \frac{\rho \pi^2 EI}{L^2} = \frac{\rho \pi^2 k}{L} \quad (3.6)$$

veya

$$\rho = \frac{P}{P_{cr}} \quad (3.7)$$

dir. M eğilme momenti ve V kesme kuvveti sırasıyla (3.3) ve (3.4) denklemlerinde verilmiştir. Bu değerlerin ve (3.6) denklemindeki eksenel kuvvet P 'nin (3.5) denkleminde yerine konmasıyla, çubuğun eğriliği

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{1}{EI} \left[sk\theta_{za} - \frac{s(1+c)kx}{L} \theta_{za} + \frac{\rho\pi^2 k}{L} y \right] \quad (3.8)$$

olarak bulunur. Bu denklemin çözümü için,

$$y = A \sin \pi\sqrt{\rho} \frac{x}{L} + B \cos \pi\sqrt{\rho} \frac{x}{L} + \frac{L}{\pi^2 \rho k} \left[\frac{s(1+c)k\theta_{za}x}{L} - sk\theta_{za} \right] \quad (3.9)$$

y' nin x' e göre iki defa türevi alınır.

$$\frac{dy}{dx} = \frac{A\pi\sqrt{\rho}}{L} \cos \frac{\pi\sqrt{\rho}}{L} x - \frac{B\pi\sqrt{\rho}}{L} \sin \frac{\pi\sqrt{\rho}}{L} x + \frac{L}{\pi^2 \rho k} \left[\frac{s(1+c)k\theta_{za}}{L} \right] \quad (3.10)$$

ve

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{\pi^2 \rho}{L^2} \left(A \sin \frac{\pi\sqrt{\rho}}{L} x + B \cos \frac{\pi\sqrt{\rho}}{L} x \right) \quad (3.11)$$

olarak bulunur. Denklem (3.9) farklı şekilde yazılırsa :

$$A \sin \pi\sqrt{\rho} \frac{x}{L} + B \cos \pi\sqrt{\rho} \frac{x}{L} = y - \frac{L}{\pi^2 \rho k} \left[\frac{s(1+c)k\theta_{za}x}{L} - sk\theta_{za} \right] \quad (3.12)$$

ve (3.8) denkleminde yerine koyarsak, A ve B sabitleri sınır şartlarından bulunur. $x=0$ veya $x=L$ ve $y=0$ için

$$\begin{aligned} A &= -\frac{M_{AB} \cot 2\alpha + M_{BA} \operatorname{cosec} 2\alpha}{4\alpha^2 k / L}, \\ B &= \frac{M_{AB} L}{4\alpha^2 k} \\ \alpha &= 0.5\pi\sqrt{\rho} \end{aligned} \quad (3.13)$$

olarak elde edilir. $x=L$ olması durumunda $dy/dx=0$ olacağından, (3.10) denkleminde $x=L$ için A ve B değerleri bulunduğunda (3.13) denklemini kullanarak aşağıdaki ifade bulunur.

$$c = \frac{2\alpha - \sin 2\alpha}{\sin 2\alpha + 2\alpha \cos 2\alpha} \quad (3.14)$$

$x=0$ olduğunda ise $dy/dx=\theta_A$ olacağından yine (3.10) ve (3.13) denklemlerinden

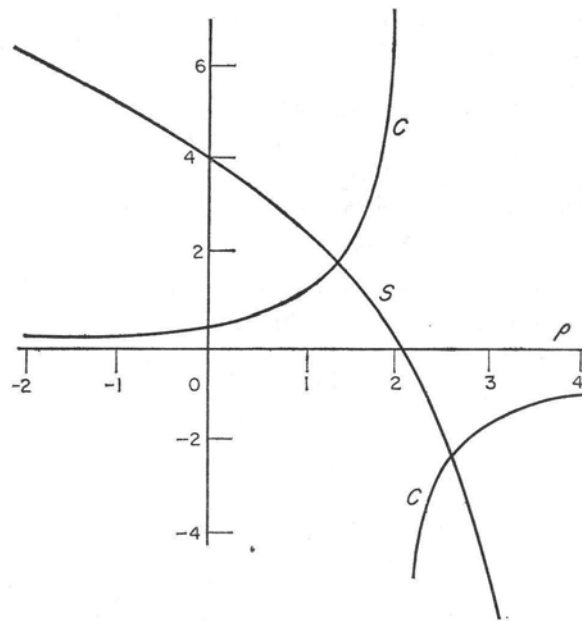
$$s = \frac{(1 - 2\alpha \cot 2\alpha)\alpha}{\tan \alpha - \alpha} \quad (3.15)$$

olarak elde edilir. $\phi_1 = (\pi\sqrt{\rho})/2 \cot(\pi\sqrt{\rho})/2 = \alpha \cot \alpha$ şeklinde bir fonksiyon olarak tanımlanırsa ve (3.15) ile (3.14) denklemlerinde yerine konursa (3.16) denklemleri elde edilir.

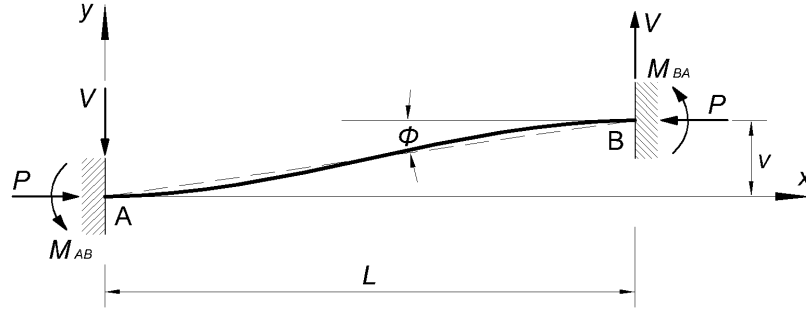
$$s = \frac{0.25\pi^2 \rho + \phi_1 - \phi_1^2}{1 - \phi_1} \quad (3.16)$$

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

Şekil 3.2’de ρ ya bağlı s ve c değerlerinin değişimi verilmiştir. Görüldüğü üzere ρ ’nun negatif değerleri için s değeri 4 ten büyüktür. Başka bir deyişle, çubuktaki çekme kuvveti artıkça çubuk daha rijit hale gelmektedir. Eksenel kuvvetin sıfır olduğu durum $\rho =0$ da $s=4$ olur. $\rho \cong 2.046$ da $s=0$ olduğunda çubuk elemanda rijitlik sıfır olur. Bu aşamadan sonra oluşacak en küçük bir ilave kuvvette, çubukta elastik göçme meydana gelir. Diğer taraftan c , ρ ile orantılı olarak artar. $\rho =0$ da $c=0.5$ olur. $\rho=2.046$ için c sonsuza gider ve ρ nun bu değerinden sonra c işaret değiştirerek negatif olur (Majid, 1972).



Şekil 3.2. s ve c fonksiyonlarının değişimi



Şekil 3.3. Yalnız yanal şekil değiştirmeye maruz çubuk elemanın genel görünüşü. $\theta_{za} = \theta_{zb} = 0$

Şekil 3.3'te görülen çubuğun yalnız kesme kuvvetleri altında yanal şekil değiştirme yapması ve B noktasının v kadar ötelenmesi halinde, A ucu teğetinin yatay eksene paralel olması için ($\theta_{za}=0$) bir $-m_{AB}$ eğilme momenti tatbik edersek, $-\phi$ yönünde oluşacak dönme ile,

$$\begin{aligned} m_{AB} &= -4 \frac{EI}{L} \phi = -sk\phi \\ m_{BA} &= -2 \frac{EI}{L} \phi = -csk\phi \end{aligned} \quad (3.17)$$

olacaktır. Aynı durum, $-m'_{AB}$ eğilme momenti ile çubuğun çubuğun B ucu için, A ucundaki değerler sabit tutularak uygulanırsa,

$$\begin{aligned} m'_{BA} &= -4 \frac{EI}{L} \phi = -sk\phi \\ m'_{AB} &= -2 \frac{EI}{L} \phi = -csk\phi \end{aligned} \quad (3.18)$$

olacak ve çubuğun iki ucu hem yataya hem de birbirine paralel hale gelecektir. Bu durum, çubuk elemanın uçlarında dönme olmadan yalnız kayma halini ifade eder. Bu durumdaki uç momentleri m ve m' momentlerinin toplanmasıyla, $\phi = v/L$ ise,

$$\begin{aligned} M_{AB} &= -6 \frac{EI}{L^2} = -s(1+c)k\phi \\ M_{BA} &= -6 \frac{EI}{L^2} = -s(1+c)k\phi \end{aligned} \quad (3.19)$$

halini alır. Çubuğun genel şekil değiştirmesine ait açı-deplasman denklemleri yalnız uç dönmelerinin ve yanal yer değiştirmenin olduğu durum için birleştirilirse bilinen hali

ile,

$$\begin{aligned} M_{AB} &= sk\theta_{za} + csk\theta_{zb} - s(1+c)k\phi \\ M_{BA} &= csk\theta_{za} + sk\theta_{zb} - s(1+c)k\phi \end{aligned} \quad (3.20)$$

şeklini alır. Şekil 3.3'teki yanal öteleme durumu bağımsız olarak incelendiğinde, aksenal kuvvet dikkate alınarak, çubuk ucundaki V kesme kuvveti, çubuğun B ucuna göre moment alınarak elde edilir.

$$VL = -M_{AB} - M_{BA} - Pv \quad (3.21)$$

Denklem (3.19)'daki M_{AB} ve M_{BA} ifadeleri $v=\phi L$ ile birlikte ve Denklem (3.6)'daki $P=\rho\pi^2 k/L$ ifadesi ile Denklem (3.21)'de yerine konulduğunda,

$$V = \frac{2s(1+c)\phi_1 kv}{L^2} \quad (3.22)$$

ifadesi elde edilir. Sonuç olarak, (3.22) denkleminde elde edilen $s(1+c)kv/L=0.5VL/\phi_1$ eşitliği (3.19) denkleminde yerine konulursa,

$$\begin{aligned} M_{AB} = M_{BA} &= -\frac{0.5VL}{\phi_1} \\ V &= -\frac{2M_{AB}\phi_1}{L} \end{aligned} \quad (3.23)$$

eşitliği elde edilir. (3.23) denklemini, aksenal kuvvetin olması halinde, yalnız yanal ötelenme durumunda, kesme kuvveti ile uç momentleri arasındaki bağıntıyı göstermektedir. Aynı zamanda, bu değerler yalnız ϕ_1 stabilite fonksiyonu kullanılarak da hesaplanabilir. Çubuk elemanın rijitlik matrisinin oluşturulması sırasında, α cinsinden ifade edilen dört stabilite fonksiyonu daha verilebilir. Bunlar;

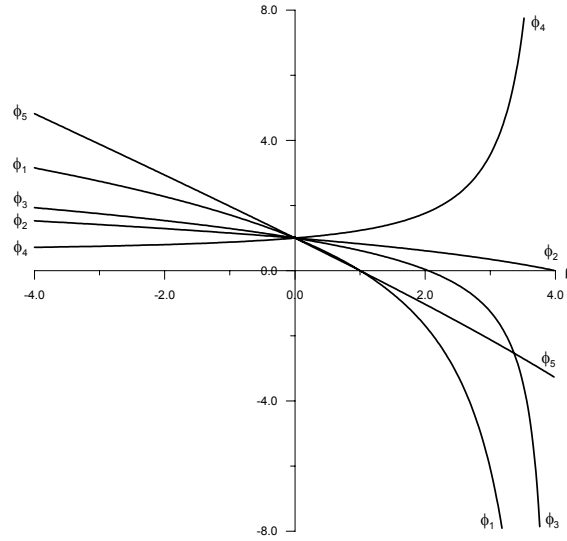
$$\begin{aligned} \phi_2 &= \frac{\alpha^2}{3(1-\phi_1)} \\ \phi_3 &= \frac{3\phi_2 + \phi_1}{4} \\ \phi_4 &= \frac{3\phi_2 + \phi_1}{2} \\ \phi_5 &= \phi_1\phi_2 \end{aligned} \quad (3.24)$$

Yukarıda verilen Livesley'e (1956) ait stabilite fonksiyonları, çubuk elemanların açı-deplasman denklemlerini elde etmek amacıyla kullanılabilir. Şekil 3.4'te bu fonksiyonların ρ ya bağlı değişimi verilmiştir. Görüldüğü gibi eksenel kuvvetin sıfır olduğu hallerde, $\rho = 0$ durumunda $\phi_1 - \phi_5$ fonksiyonları tek bir değer olarak bire eşit olmaktadır.

Bu fonksiyonları kullanarak, yalnız uç dönmelerinin olduğu durumda, açı-deplasman denklemleri

$$\begin{aligned} M_{AB} &= 4\phi_3 k \theta_{za} + 2\phi_4 k \theta_{zb} \\ M_{BA} &= 2\phi_4 k \theta_{za} + 4\phi_3 k \theta_{zb} \\ V &= -6\phi_2 k (\theta_{za} + \theta_{zb}) / L \end{aligned} \quad (3.25)$$

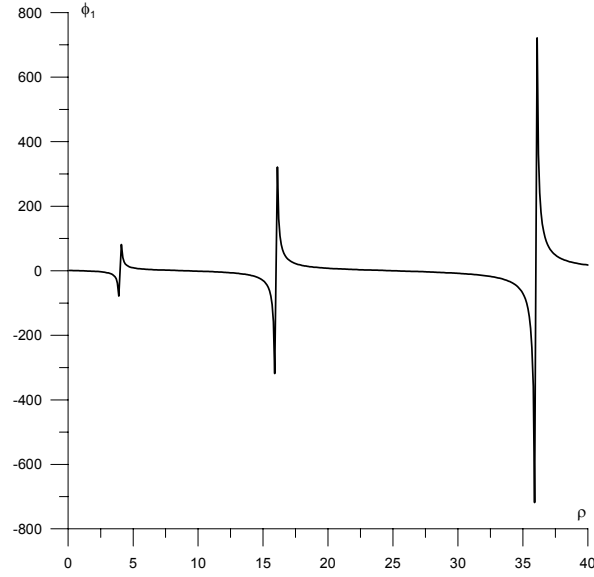
halini alır (Majid, 1972).



Şekil 3.4. Livesley'e ait stabilite fonksiyonları

3.1.2. Stabilite Fonksiyonlarının Belirlenmesi

ρ değerine bağlı olarak ϕ_1 temel stabilite fonksiyonu hesaplanabilir. Ancak $\alpha = (\pi\sqrt{\rho})/2$ ifadesi $\rho = 4, 16, 36$ değerlerinde tekil sonuçlar (Şekil 3.5) verdiği için bu fonksiyonun belirlenebilmesi için Livesley (1956) tarafından kuvvet serileri kullanılarak, hem çekme hem de basınç altındaki çubuklar için yaklaşık bir yöntem verilmiştir. Bu yöntem ile ϕ_1 ,

Şekil 3.5. ρ - ϕ_1 grafiği

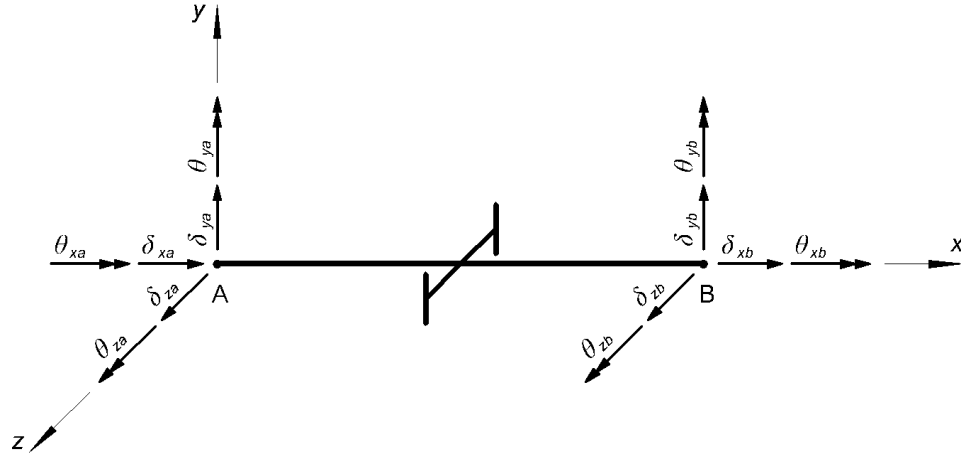
$$\phi_1 = \frac{64 - 60\rho + 5\rho^2}{(16 - \rho)(4 - \rho)} - \sum_{n=1}^{n=7} \frac{a_n \rho^n}{2^{3n}}$$

$$\begin{aligned} a_1 &= 1.57973627 & a_2 &= 0.15858587 & a_3 &= 0.02748899 & (3.26) \\ a_4 &= 0.00547540 & a_5 &= 0.00115281 & a_6 &= 0.00024908 \\ a_7 &= 0.00005452 \end{aligned}$$

Denklem (3.26) kullanılarak hesaplanabilir. ϕ_1 değerinin bulunmasından sonra diğer değerler (3.24)'te verilen denklemler yardımıyla kolaylıkla bulunabilir (Majid, 1972).

3.1.3. Çerçeve Elemanların Üç Boyutlu Doğrusal Olmayan (Geometrik Doğrusal Olmayan) Lokal Rijitlik Matrisi

Bölüm 3.1.1'de stabilite fonksiyonları ile çıkartılan düzlem çerçeve elemana ait açı-deplasman bağıntıları kullanılarak, kesit eğilme eksenlerinin çubuk ekseni ile oluşturduğu, birbirine dik x - y ve x - z düzlemleri ayrı ayrı ele alınmıştır. Birim deplasman sabitlerinin çarpanı olarak dikkate alınan stabilite fonksiyonları, çubuk kesitinin lokal eksenleri için ayrı ayrı belirlenmiştir. Üç boyutlu çerçeve elemanın denklem takımlarında aksenal kuvvetin eğilme rijitliğine etkisi göz önüne alınırken, çubuklarda meydana gelen kesme kuvvetlerinin, şekil değiştirmiş sistem üzerinde burulmaya olan ilave etkileri ihmal edilmiştir.



Şekil 3.6. Altı serbestlik derecesine sahip üç boyutlu çubuk elemanın lokal eksen takımı

$$\begin{aligned}
 b &= \frac{12E}{L^3} & d &= \frac{6E}{L^2} \\
 e &= \frac{4E}{L} & f &= \frac{2E}{L}
 \end{aligned}
 \tag{3.27}$$

olmak üzere, uzay çerçeve çubuk elemanın her ucunda 6 serbestlik derecesi için lokal rijitlik matrisi $[K_L]$,

$$\begin{bmatrix}
 \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & bI_2\phi_{52} & 0 & 0 & 0 & dI_2\phi_{22} & 0 & -bI_2\phi_{52} & 0 & 0 & 0 & dI_2\phi_{22} \\
 0 & 0 & bI_1\phi_{51} & 0 & -dI_1\phi_{21} & 0 & 0 & 0 & -bI_1\phi_{51} & 0 & -dI_1\phi_{21} & 0 \\
 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{L} & 0 & 0 \\
 0 & 0 & -dI_1\phi_{21} & 0 & eI_1\phi_{31} & 0 & 0 & 0 & dI_1\phi_{21} & 0 & fI_1\phi_{41} & 0 \\
 0 & dI_2\phi_{22} & 0 & 0 & 0 & eI_2\phi_{32} & 0 & -dI_2\phi_{22} & 0 & 0 & 0 & fI_2\phi_{42} \\
 -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & -bI_2\phi_{52} & 0 & 0 & 0 & -dI_2\phi_{22} & 0 & bI_2\phi_{52} & 0 & 0 & 0 & -dI_2\phi_{22} \\
 0 & 0 & -bI_1\phi_{51} & 0 & dI_1\phi_{21} & 0 & 0 & 0 & bI_1\phi_{51} & 0 & dI_1\phi_{21} & 0 \\
 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 \\
 0 & 0 & -dI_1\phi_{21} & 0 & fI_1\phi_{41} & 0 & 0 & 0 & dI_1\phi_{21} & 0 & eI_1\phi_{31} & 0 \\
 0 & dI_2\phi_{22} & 0 & 0 & 0 & fI_2\phi_{42} & 0 & -dI_2\phi_{22} & 0 & 0 & 0 & eI_2\phi_{32}
 \end{bmatrix}$$

$$\tag{3.28}$$

olarak elde edilir. Burada, stabilite fonksiyonlarının alt indislerindeki birinci rakam, ilgili çubuk rijitliğinin stabilite fonksiyonunu, ikinci rakam ise fonksiyonun bağlı olduğu kesit eksenini göstermektedir.

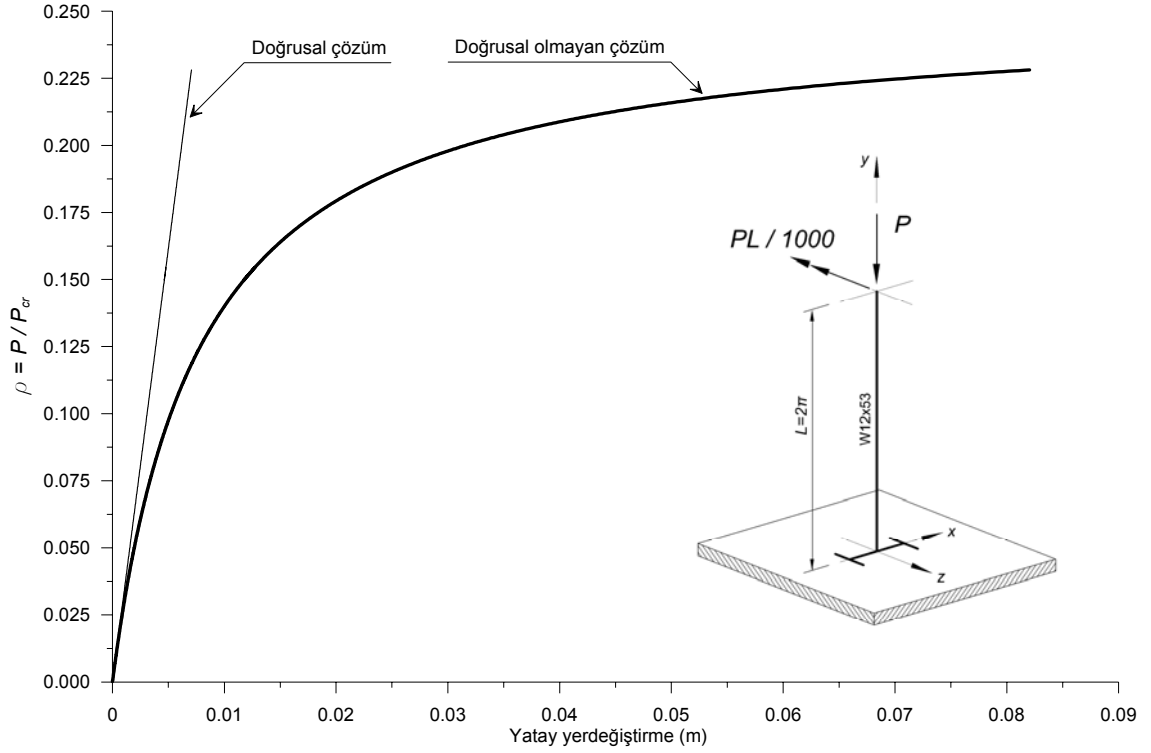
3.1.4. Yapıların Doğrusal Olmayan Analizinde Kullanılan Matris Deplasman Yöntemi

Üç boyutlu yapı sisteminde, düğüm noktalarına etkiyen kuvvetlerin, şekil değiştirmiş yapı sisteminde kesit tesirlerine ilave etkileri içeren doğrusal olmayan analiz yönteminde, başlangıçta eksenel kuvvetlerin bilinmemesinden dolayı stabilite fonksiyonları hesaplanamamaktadır. Bu güçlüğü ortadan kaldırmak için iteratif bir yöntem izlenmiştir;

1. Eksenel kuvvetler sıfır kabul edilerek yapı doğrusal elastik olarak çözülür ve kesit tesirleri hesaplanır.
2. Elde edilen eksenel kuvvetler kullanılarak çubuk rijitlik matrisleri $\phi_1 - \phi_5$ fonksiyonları yardımıyla oluşturulur ve yapı tekrar çözülerek yeni rijitlik matrisleri ile uç kuvvetleri hesaplanır.
3. Hesaplanan eksenel kuvvetlerin, bir önceki adımdaki eksenel kuvvetler ile arasındaki fark bulunur. Bu fark öngörülen tolerans sınırları dâhilinde ise hesap durdurulur. Değil ise iterasyona devam edilir.

Artımlı statik itme analizi için izlenecek yol ise aşağıdaki gibidir.

1. Dış yükler için bir λ yük faktörü seçilir ve çubuk elemanların eksenel kuvvetleri sıfır kabul edilir.
2. Sistem rijitlik matrisi $[K]$ hesaplanır.
3. Düğüm noktası denge denklemleri $[K]\{d\}=\{P\}$ çözülerek düğüm noktası yer değiştirmeleri $\{d\}$ bulunur.
4. Yer değiştirmeler kullanılarak çubuk uç kuvvetleri bulunur.
5. Eksenel kuvvetler kullanılarak stabilite fonksiyonları hesaplanır.
6. Bu işlem 2. adımdan itibaren tekrar edilir. Ardışık adımlar arasındaki eksenel kuvvet farkı belirlenerek tolerans sınırından (0.001) küçük olunca 7. adıma geçilir.
7. Arttırılmış yeni bir yük faktörü için işlem 1. adımdan itibaren tekrar edilir.



Şekil 3.7. Alt ucu ankastre üst ucu serbest, eksenel basınca maruz bir kolonun yük-yer değiştirme grafiği

Yukarıda verilen adımlar takip edilerek, monoton artan yük faktörleri için hesaplanmış yer değiştirmeler kullanılarak yapı sistemlerinin doğrusal olmayan yük-yer değiştirme grafikleri çizilebilir. Bu amaçla, artımlı geometrik doğrusal olmayan analiz yapmak üzere geliştirilen programın akış şeması Bölüm 7.2’de verilmiştir.

Örnek olarak Şekil 3.7’de alt ucu ankastre bir kolonun yük-yer değiştirme grafiği verilmiştir. Kolon kesiti W12x53 çelik profilden müteşekkildir. Malzeme ASTM normuna göre A36 çeliğidir. Çubuğun üst ucundaki ötelenme z eksenine dorultusunda tutulmuştur. İkinci mertebe etkilerin kesit tesirlerine ve yer değiştirmelere olan etkisinin görülebilmesi için, P eksenel yüküne maruz kolonun üst ucuna, x ekeni dorultusunda yatay yer değiştirme yapabilmesi için $PL/1000$ şiddetinde küçük bir moment uygulanmıştır. P eksenel yükü, P_{cr} Euler kritik yükünün %22.79’una eriştiğinde, çubuğun alt ucunda, eksenel kuvvet ve eğilme momenti değerlerine bağlı olarak plastik mafsallarda oluşmakta ve kolon stabilitesini kaybetmektedir.

3.2. DOĞRUSAL OLMAYAN ELASTO-PLASTİK ANALİZ

Eksenel kuvvet ve eğilme momentine maruz bir yapı elemanında, artan dış yükler neticesinde, yapı elemanlarının kesit tesirleri de artmakta ve gerilmeler elastik sınırları aşarak plastik bölgeye geçmektedir. Plastik gerilmelerin tüm kesite yayılması ile birlikte yapı elemanlarında kalıcı şekil değiştirmeler başlamış olmaktadır.

Doğrusal olmayan elasto-plastik analiz yönteminde, çubukların eksenel kuvvetlerinin plastikleşmeye olan etkileri göz önüne alınmış ancak, eksenel rijitliğin plastikleşmeden sonra da doğrusal elastik davranış gösterdiği kabul edilerek eksenel taşıma kapasiteleri sınırlandırılmamıştır. Eksenel kuvvetlerin, kesitin plastik taşıma güçlerine oranının genellikle küçük mertebelerde olması nedeniyle kesitteki plastikleşme, plastik mafsal kabulü ile idealleştirilerek yalnız eğilme momenti değerleri sınırlandırılmıştır. Bu analiz yönteminde malzemenin doğrusal olmayan davranışı, çerçeve elemanlarının plastik mukavemet momentleri yardımıyla hesaplanan plastik mafsal moment kapasiteleri ile analizlere dahil edilmiştir. Kesit geometrisine göre seçilen akma şartları ile, eksenel kuvvet ve eğik eğilmeye maruz çubuk elemandaki mafsal oluşumu göz önüne alınmıştır.

3.2.1. Plastik Mafsal Moment Kapasiteleri

Artımlı statik itme analizlerinde çelik çerçeve elemanları için plastik mukavemet momentleri ile hesap edilen plastik moment değerleri, kesit düzlemindeki her eksen için ayrı ayrı ele alınmıştır.

Betonarme yapıların doğrusal olmayan elasto-plastik analizlerinde, eğilme veya eğik eğilme altındaki kesitlerde taşıma gücüne, en dış lifteki betonun ezilmesi ile ulaşılmaktadır. Ezilme, birim kısalma ile tanımlanmakta ve bu sınır birim kısalma, ϵ_{cu} olarak gösterilmektedir. ϵ_{cu} için ACI ve TS500-2000'de sabit bir değer, 0.003 kabul edilmiştir. ODTÜ'de yapılan çalışmalarda yüzlerce örnek çözülmüş ve çeşitli değişkenlerin etkisi incelenmiştir. Bu örneklerde $\epsilon_{cu}=0.003$ ile elde edilen taşıma gücü momentlerindeki hata oranının ihmal edilecek düzeyde olduğu görülmüştür. Örnekler iki yönde eğilmeyi de kapsamaktadır. Özellikle sargı, maksimum momente karşılık gelen en dış lifteki birim kısalmayı büyük oranda arttırmaktadır. ODTÜ'de yapılan çalışmalar, ϵ_{cu} değerinin 0.004'ün üstüne çıktığını göstermiştir. Ancak bu durumlarda

bile $\varepsilon_{cu}=0.003$ ile elde edilen momentlerin, gerçek maksimuma oranla ihmal edilebilir düzeyde hata içerdiği gözlenmiştir. Hesapta kullanılacak ε_{cu} değerinin, çok sayıda değişkenden etkilendiği ve kesin bir değer saptamanın olanaksız olduğudur. Buna karşılık öneriler içinde en basiti olan sabit değer ($\varepsilon_{cu}=0.003$) geçerli olduğu görülmektedir (Ersoy ve Özcebe, 2001)

Çalışmada betonarme kesitler için de eksenler müstakil olarak ele alınmış ve beton birim kısalması $\varepsilon_{cu}=0.003$ için elde edilen taşıma gücü plastik mafsal moment değeri olarak tayin edilmiştir. Kesitlerin moment-eğrilik ilişkileri üzerinden elde edilen moment taşıma güçlerinin hesaplanması ile ilgili bağıntılar Bölüm 3.3.2’de verilmiştir. Çerçeve elemanlarda oluşan plastik mafsallar, hesaplanan uç kuvvetlerinin aşağıda verilen akma şartlarını sağlaması ile analizlere dahil edilmiştir.

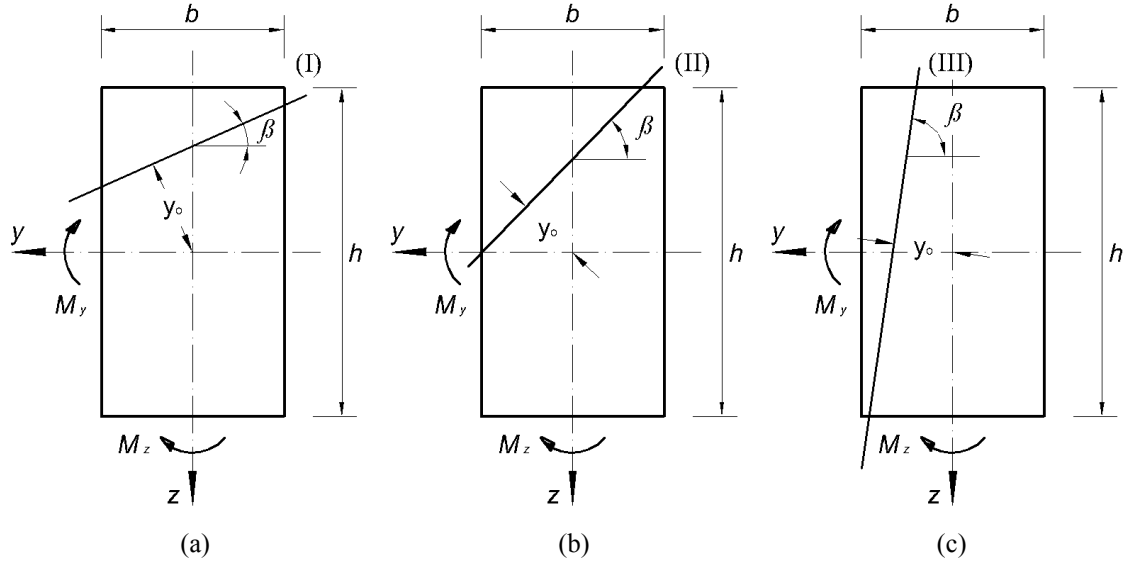
3.2.2. Plastik Mafsallar İçin Önerilen Akma Şartları

Üç boyutlu elasto-plastik analizi yapılan yapı sistemi içerisinde oluşan plastik mafsallar eksenel kuvvet ve iki eksenli eğilme hali için tarafsız eksenin konumuna göre belirlenmektedir. Plastik mafsal moment kapasiteleri, çubuk kesitinde bulunan her iki eğilme ekseninde, tek eksenli basit eğilme hali için ayrı ayrı hesaplanmakta ve önerilen akma şartları ile etkileşimi sağlanmaktadır. Akma şartları ile kurulan etkileşimde, akma şartının sağlanmasıyla birlikte kesitte, normal kuvvet ve eğik eğilme etkisi altında tam plastikleşmenin olduğu ve azami taşıma gücüne erişildiği kabulü yapılmaktadır. Bunun için dikdörtgen dolu kesitlerde Çakıroğlu ve Özer (1980) tarafından önerilen akma şartı, I kesitli çelik profiller için ise Orbison (1982) tarafından önerilen akma şartı kullanılmıştır.

3.2.2.1 Eksenel Kuvvet ve Eğik Eğilme Etkisindeki Dolu Kesitler için Akma Şartı

Betonarme yapı elemanları için, eğik eğilme ve eksenel kuvvet altında mafsallaşma (akma) şartı, Çakıroğlu ve Özer (1980) tarafından dikdörtgen kesitler için önerilen akma şartına göre analizlere dahil edilmiştir.

Bağıntı, tarafsız eksenin üç farklı konumu için verilmiştir. N , M_y ve M_z kesit tesirleri etkisindeki bir dikdörtgen kesitte tarafsız eksenin üç farklı durumu, Şekil 3.8’de gösterilmiştir. Şekil 3.8(a)’da görülen, tarafsız eksenin (I) durumu için akma şartını veren bağıntı Denklem (3.29)’da verilmiştir.



Şekil 3.8. N , M_y ve M_z kesit tesirleri etkisindeki bir dikdörtgen kesitte tarafsız eksenin üç farklı konumu

$$\Phi = p^2 + m_y + 0.75m_z^2 = 1 \quad (3.29)$$

Burada, $p=N/N_p$ ifadesi aksenal yükün kesitin aksenal taşıma gücüne oranı, $m_y=M_y/M_{py}$ ve $m_z=M_z/M_{pz}$ ifadeleri ise her iki eksende hesaplanan eğilme momentlerinin aynı eksenlerdeki plastik mafsal momentlerine oranıdır. (3.29) bağıntısı kesit tesirlerinin

$$0 \leq p + \frac{3}{2}m_z \leq 1 \quad (3.30)$$

sınırları arasında değişmesi halinde geçerlidir. Şekil 3.8(b)'de tarafsız eksenin (II) durumuna karşı gelen akma şartı,

$$m_y + (1-p) \left[\frac{16}{9} \frac{(1-p)^2}{2(1-p)-m_z} - 2 \right] = 0 \quad (3.31)$$

eşitliği ile verilmiştir. Bu bağıntı kesit tesirlerinin,

$$p + \frac{3}{2}m_y > 1 \quad \text{ve} \quad p + \frac{3}{2}m_z > 1 \quad (3.32)$$

şartlarını bir arada sağlaması halinde geçerlidir. Şekil 3.8(c)'de tarafsız eksenin (III) durumundaki akma şartı, (3.29) bağıntısında m_y ve m_z 'nin yerlerini değiştirerek kolayca elde edilebilir. Bu şekilde bulunan

$$\Phi = p^2 + m_z + 0.75m_y^2 = 1 \quad (3.33)$$

(3.33) bağıntısı kesit tesirlerinin,

$$0 \leq p + \frac{3}{2}m_y \leq 1 \quad (3.34)$$

sınırları arasında değişmesi halinde kullanılır (Çakıroğlu ve Özer, 1980). (3.29) ve (3.33) eşitliğin “1” değerini alması kesitin tamamıyla plastikleştiğini, “0” değerini alması ise gerilme (yük) olmadığını ifade etmektedir. Analizlerde, eşitliğin $\Phi > 1$ değerini almasına müsaade edilmemektedir.

3.2.2.2 I Kesitli Çelik Profiller İçin Akma Şartı

Çelik yapı elemanları için, eğik eğilme ve aksenal kuvvet altında mafsallaşma (akma) şartı, Orbison (1982) tarafından I kesitli profiller için önerilen akma şartına göre analizlere dâhil edilmiştir.

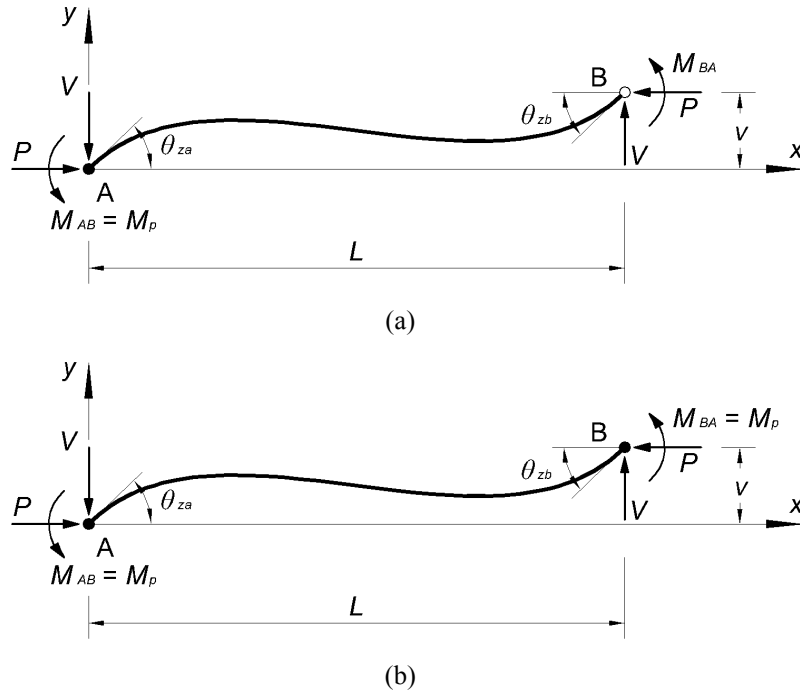
$$\Phi = 1.15p^2 + m_z^2 + m_y^4 + 3.67p^2m_z^2 + 3p^6m_y^2 + 4.65m_y^2m_z^4 = 1 \quad (3.35)$$

Burada, $p=N/N_p$ ifadesi aksenal yükün kesitin aksenal taşıma gücüne oranı, $m_y=M_y/M_{py}$ ve $m_z=M_z/M_{pz}$ ifadeleri ise her iki ekseninde hesaplanan eğilme momentlerinin aynı eksenlerdeki plastik mafsallara oranıdır. Eşitliğin “1” değerini alması kesitin tamamıyla plastikleştiğini, “0” değerini alması ise gerilme olmadığını ifade etmektedir. Analizlerde, eşitliğin $\Phi > 1$ değerini almasına müsaade edilmemektedir.

3.2.3. Plastik Mafsallı Çubuk Elemanın Genel Şekil Değiştirme Hali

Yapının orantılı yüklenmesi sırasında, şekil değiştirmiş çubuk elemanın bir veya her iki ucunda plastik mafsallar oluşabilir. Plastik mafsallardan sonra çubuk elemanın mafsallı ucundaki dönme, çubuğun elastik şekil değiştirmesine ve plastik mafsallara dönmesine bağlı olacaktır.

Yanal şekil değiştirme durumundaki bir çubuk elemanda elde edilmiş olan (3.20) denklemlerini kullanarak, $m = 1/\phi_1$ ifadesi ile çubuktaki kesme kuvveti,



Şekil 3.9. Plastik mafsallı çubuk eleman

(a) A ucunda plastik mafsal olması durumu, (b) İki uçta plastik mafsal olması durumu

$$V = -s(1+c) \frac{k}{L} \theta_B - s(1+c) \frac{k}{L} \theta_B + \frac{2s(1+c)k}{mL} \phi \quad (3.36)$$

olarak elde edilir. A ucunda plastik mafsal olması durumunda, Şekil 3.9(a)'da görüldüğü gibi $M_{AB} = M_p$ olur. Bu durumda,

$$\begin{aligned} sk\theta_{za} + csk\theta_{zb} - s(1+c)k\phi &= M_p \\ csk\theta_{za} &= cM_p - c^2sk\theta_{zb} + sc(1+c)k\phi \end{aligned} \quad (3.37)$$

olarak bulunur. Diğer uçtaki eğilme momenti,

$$M_{BA} = cM_p + s(1-c^2)k(\theta_{zb} - \phi) \quad (3.38)$$

eşitliğinden ve çubuktaki kesme kuvveti ise

$$V = \frac{s(1+c)}{L} \left[k\phi \left(\frac{2}{m} - 1 - c \right) - k\theta_{zb}(1-c) - M_p / s \right] \quad (3.39)$$

eşitliğinde elde edilir. İkinci plastik mafsallın oluşması halinde, Şekil 3.9(b)'de görüldüğü gibi çubuğun B ucundaki eğilme momenti $M_{BA}=M_{AB}=M_p$ olacaktır. Bu durumda kesme kuvveti ise denge denklemlerinden,

$$VL = -2M_p - pL\phi \quad (3.40)$$

olarak bulunur.

3.2.4. Uzak Çerçevelerin Doğrusal Olmayan Elasto-Plastik Analizi

Yapıların yük-yer değiştirme bağıntılarının doğrusal olmayan davranış göstermesinin nedenlerinden biri de malzeme davranışının doğrusal olmamasıdır. İkinci merteye etkilerin yanında malzemenin elastik ötesi davranışının yapı davranışına olan etkilerinin incelenmesi için rijit plastik teoriden faydalanılabilir. Bu şekilde plastikleşmenin etkisini göz önüne almanın en kolay yolu; malzeme davranışını rijit plastik kabul ederek, yapının göçme yükünün bulunmasıdır. Ancak bu yöntemin büyük boyutlardaki yapılara, bilhassa uzak sistemlere uygulanması çok güçtür ve pratik değildir. Malzemenin gerilme-şekil değiştirme davranışına daha gerçekçi bir yaklaşımın, doğrusal elastik-tam plastik davranış olduğu aşıkardır. Bu nedenle, yapının tümünde yük-deplasman ilişkisine ait doğrusal olmayan davranışın belirlenebilmesi, doğrudan doğruya yapı elemanlarındaki plastikleşmelerin, plastik mafsall oluşumuyla ilişkilendirilmesi ile mümkün hale gelmektedir.

Hesaplarda plastik mafsall oluşumunun Bölüm 3.2.2'de verilen akma şartlarının sağlanması durumunda meydana geldiği kabul edilmiştir. Orantılı yüklemeye maruz bir yapıda hem gerçek mafsallar hem de plastik mafsallar dönme yapabilirler. Aralarındaki temel fark, plastik mafsalların sabit bir moment yükü altında dönmeye devam edebilmesidir. Aşağıda aksenal kuvvetin eğilme rijitliğine etkisi göz önüne alınarak plastik mafsallı çubuğun geliştirilmiş açı-deplasman denklemleri matris formda verilmiştir. Böylece ikinci merteye etkiler gözönünde tutularak, plastik mafsalların tüm yapı davranışına etkileri detaylı bir şekilde incelenmiş ve uzak çerçeve yapıların elasto-plastik analizleri ile limit yüklerinin belirlenmesi için çalışmalar yapılmıştır.

3.2.4.1 Plastik Mafsallı Çubuğun Lokal Matrisleri

Düzlem çerçeve elemanlar için Majid (1972) tarafından verilen matris büyütme

yöntemi, uzayda her eksen için ayrı ayrı ele alınarak uyarlanmış ve çubuk eleman lokal rijitlik matrisi çıkartılmıştır. i ucu plastik mafsallı çubuk elemanın büyütülmüş lokal rijitlik matrisi $[K_L]$, Denklem (3.41)'de verilmiştir. Görüldüğü gibi plastik mafsala oluşan uçtaki dönme rijitliğine ait terimler 2 satır ve 2 sütun olmak üzere matris sonuna ilave edilmiştir. Plastik mafsala oluşmasından itibaren, mafsallı uçtaki moment değerleri akma şartını sağlayan mafsala momentlerine eşit olacağından, uç dönmelerine ait stabilite fonksiyonları ile geliştirilmiş birim deplasman sabitleri, plastik mafsala açılma rijitliği için de kullanılmıştır. Bu şekilde çubuk ucunda boyutsuz ve çubuk ile aynı eğilme rijitliğine sahip plastik mafsallar tanımlanmıştır.

$$\begin{bmatrix}
 \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & bI_2\phi_{s2} & 0 & 0 & 0 & dI_2\phi_{22} & 0 & -bI_2\phi_{s2} & 0 & 0 & 0 & dI_2\phi_{22} & 0 & 0 & dI_2\phi_{22} \\
 0 & 0 & bI_1\phi_{s1} & 0 & -dI_1\phi_{21} & 0 & 0 & 0 & -bI_1\phi_{s1} & 0 & -dI_1\phi_{21} & 0 & -dI_1\phi_{21} & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & -dI_1\phi_{21} & 0 & eI_1\phi_{31} & 0 & 0 & 0 & dI_1\phi_{21} & 0 & fI_1\phi_{41} & 0 & eI_1\phi_{31} & 0 & 0 \\
 0 & dI_2\phi_{22} & 0 & 0 & 0 & eI_2\phi_{32} & 0 & -dI_2\phi_{22} & 0 & 0 & 0 & fI_2\phi_{42} & 0 & eI_2\phi_{32} & 0 \\
 \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & -bI_2\phi_{s2} & 0 & 0 & 0 & -dI_2\phi_{22} & 0 & bI_2\phi_{s2} & 0 & 0 & 0 & -dI_2\phi_{22} & 0 & -dI_2\phi_{22} & 0 \\
 0 & 0 & -bI_1\phi_{s1} & 0 & dI_1\phi_{21} & 0 & 0 & 0 & bI_1\phi_{s1} & 0 & dI_1\phi_{21} & 0 & dI_1\phi_{21} & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & -dI_1\phi_{21} & 0 & fI_1\phi_{41} & 0 & 0 & 0 & dI_1\phi_{21} & 0 & eI_1\phi_{31} & 0 & fI_1\phi_{41} & 0 & 0 \\
 0 & dI_2\phi_{22} & 0 & 0 & 0 & fI_2\phi_{42} & 0 & dI_2\phi_{22} & 0 & 0 & 0 & eI_2\phi_{32} & 0 & fI_2\phi_{42} & 0 \\
 \hline
 0 & 0 & -dI_1\phi_{21} & 0 & eI_1\phi_{31} & 0 & 0 & 0 & dI_1\phi_{21} & 0 & fI_1\phi_{41} & 0 & eI_1\phi_{31} & 0 & 0 \\
 0 & dI_2\phi_{22} & 0 & 0 & 0 & eI_2\phi_{32} & 0 & -dI_2\phi_{22} & 0 & 0 & 0 & fI_2\phi_{42} & 0 & eI_2\phi_{32} & 0
 \end{bmatrix} \quad (3.41)$$

Aynı şekilde, i ucunda plastik mafsala oluşan çubuk elemanın yer değiştirme vektörüne, plastik mafsala ait ilave serbestlikler dahil edilmiştir. Bu haliyle çubuk eleman için mafsala dönmelerini içeren büyütülmüş lokal deplasman vektörü ise,

$$\{d\}^T = [\delta_{xi} \delta_{yi} \delta_{zi} \theta_{xi} \theta_{yi} \theta_{zi} \delta_{xj} \delta_{yj} \delta_{zj} \theta_{xj} \theta_{yj} \theta_{zj} \mid \theta_{hyi} \theta_{hzi}] \quad (3.42)$$

formundadır. Herhangi bir yükleme adımında, çubuk elemanın i ucuna plastik mafsala dahil edilmesi ile i ucundaki dönme değerleri $\theta_{ij} = \theta_i$ halinde iken bu adımdan sonra,

$$\begin{aligned}\theta_{yij} &= \theta_{yi} + \theta_{hyi} \\ \theta_{zij} &= \theta_{zi} + \theta_{hzi}\end{aligned}\quad (3.43)$$

halini alacaktır. Uç dönmeleri için kabul edilen bu uygunluk şartında, θ_{yi} ve θ_{zi} düğüm noktalarının lokal eksenlerdeki açısız yer değiştirmeleri, θ_{hyi} ve θ_{hzi} ise plastik mafsalsın lokal eksenlerdeki açısız yer değiştirmeleridir.

Büyütölmüş eleman rijitlik matrislerinin sistem rijitlik matrisine yerleştirilmesi sırasında, dış yük vektörü de büyütölmekte ve ilave serbestliklere karşılık gelen satırlara, kesitte akma şartını sağlayan eğilme momentleri yerleştirilmektedir.

$$\{P\}^T = [P_{xi} P_{yi} P_{zi} M_{xi} M_{yi} M_{zi} P_j P_{yj} P_{zj} M_{xj} M_{yj} M_{zj} | M_{hyi} M_{hzi}] \quad (3.44)$$

$\{d\} = [K]^{-1} \{P\}$ denkleminin çözümlü sonucunda elde edilen ve 14 satırdan oluşan büyütölmüş $\{d\}$ yer değiştirme vektörü ile, $[K_L] \{d_L\} = \{f\}$ denklemi çözüldüğünde, i ucunda plastik mafsız oluşmuş bir çubuğun uç kuvvetlerini ifade eden vektör,

$$\{f\}^T = [P_i V_{yi} V_{zi} M_{xi} M_{yi} M_{zi} P_j V_{yj} V_{zj} M_{ji} M_{ji} M_{zj} | M_{hyi} M_{hzi}] \quad (3.45)$$

formunda olacaktır. Bu sayede çubuktaki eğilme momentleri sınırlandırılarak, bir önceki yükleme adımıdaki akma şartını sağlayan eğilme momentlerini taşımaya devam etmesi sağlanmış olacak ve düğüm noktası dönmelerine ilave olarak, plastik mafsallar sabit uç kuvvetleri (M_{hy} , M_{hz}) altında dönme yapabilecektir. Bu şekilde yapılan analizlerde çubuk uç momentleri ile mafsız momentleri birbirine eşit çıkmaktadır. Böylece plastik mafsız momentleri ile uç momentleri birbirine eşitlenerek artan yükler altında sabit kalmaları sağlanmışır.

Çubuğun j ucunda plastik mafsız oluşması halinde de aynı işlemler takip edilerek j ucuna ait dönme rijitlikleri kullanılarak yeni matrisler oluşturulur. Her iki uçta plastik mafsız olması halinde ise, aynı biçimde lokal rijitlik matrisi 16*16, deplasman vektörü ise 1*16 boyutlarında olacaktır.

Uzay çerçeve yapı sistemlerinin analizlerinde model oluşturulurken her çubuğa bir mafsız dūřecek şekilde kolon ve kiriş elemanlar en az iki parçaya ayrılmıştır. Çok çubuklu yapı sistemlerinde, çerçeve elemanların her iki ucunda plastik mafsız oluşması

analizlerde büyük yuvarlama hatalarına neden olduğu için bu yol tercih edilmiştir. Kolon ve kiriş elemanların en az iki parçalı olarak modellenmesi, aynı zamanda, ilerideki bölümlerde burulma davranışı konusunda yapılacak çalışmalarda da kolaylık sağlamaktadır.

3.2.4.2 Sistem Rijitlik Matrisi

Uçlarında plastik mafsallı oluşmamış çubuk elemanlara ait global rijitlik matrisinin sistem rijitlik matrisine eklenmesi, düğüm noktalarına bağlı çubuk rijitliklerinin toplanması ile yapılmıştır. Lokal rijitlik matrisinde görüldüğü gibi, 12*12 lik rijitlik matrisi değişmemekle beraber plastik mafsaldan dolayı oluşan ilave açılmalık yer değiştirmeler matrisin sonuna eklenerek matris boyutu 14*14 olarak büyütülmüştür. Sistem rijitlik matrisinin oluşturulması sırasında, herhangi bir çubukta plastik mafsallı oluşumunun tespit edilmesi halinde, 12*12'lik global rijitlik matrisinin plastik mafsallı olan ucundaki dönme rijitliğine ait terimleri sistem rijitlik matrisinin sonuna ilave edilmek suretiyle plastik mafsallı adedi kadar büyütülmektedir. Her plastik mafsallı için 2 adet bilinmeyen daha işleme katılmaktadır. Dolayısıyla her yük artımında sistem rijitlik matrisine $2n$ (n = plastik mafsallı adedi) adet satır ve sütun daha ilave olacaktır. Plastik mafsallı sistem rijitlik matrisinin genel formu ayrıntılı biçimde Bölüm 7.1'de gösterilmiştir. Aynı şekilde yer değiştirme ve yük vektörlerine de ilave olan $2n$ adet denklem takımı kadar satır ilave edilmiştir. Dış yük vektöründeki ilave iki satır, akma şartının sağlandığı ve plastik mafsallı olduğu eğilme momentlerinin global koordinatlardaki değerleri olacaktır.

3.2.4.3 Doğrusal Olmayan Elasto – Plastik Analiz'de izlenen yol

Uzay çerçeve yapıların doğrusal olmayan elasto-plastik analizinde şu kabuller yapılmıştır :

- i. Malzeme lineer elastik tam plastiktir.
- ii. Çubuk eksenine dik gerilmeler ihmal edilmiştir. Dolayısıyla akma şartı bölüm 3.2.2 de verildiği gibidir.
- iii. Çubuk eksenine dik kesitler, şekil değiştirdikten sonra da çubuk eksenine dik ve düzlem kalırlar.

- iv. Plastik mafsalların düğüm noktalarında, boyutsuz olarak oluştuğu kabul edilerek idealleştirilmiştir.
- v. İkinci merteye etkilerde, kesme kuvvetlerinin burulmaya olan etkileri ihmal edilmiştir.

Orantılı artan dış yüklerin etkisi altındaki yapılarda, dış yükün küçük olduğu aşamalarda yapı tamamen elastik durumdadır ve herhangi bir düğüm noktası için yük-yer değiştirme bağıntısı doğrusaldır. Plastik mafsalların oluşumuyla elastik davranış biter. Yükün arttırılmasıyla birlikte yeni yapı sisteminde plastik mafsal oluşumu artarak devam edecektir. Oluşan plastik mafsallar, çerçeve yapı göçme durumuna gelinceye kadar dönmeye devam edecektir. Yapı her plastik mafsalda stabilitesini biraz daha kaybedip limit durumuna gelecektir. Bu durumda yük-yer değiştirme eğrisi ise sonsuza gidecektir. Bu anlamda uzay çerçevelerin analizi için, Bölüm 2.2’de bahsedilen TUNAL (Öztorun, 1994) adlı bilgisayar programı, orantılı yük artımı uygulayacak şekilde geliştirilmiş ve elasto-plastik analiz yapabilecek kapasiteye getirilmiştir. Her yük artımında yapı sisteminde oluşabilecek plastik mafsallar kontrol edilerek yeni sistem rijitlik matrisi oluşturulmuş ve yapı stabilitesini kaybedip, elasto-plastik göçme yüküne gelene kadar yükün arttırılmasına devam edilmiştir. Geliştirilen programın akış diyagramı Bölüm 7.3’de verilmiştir.

Uzay çerçevelerin doğrusal olmayan elasto-plastik analizinde aşağıda verilen temel işlemler takip edilmektedir:

1. Giriş verileri okunur,
2. Yük faktörü başlangıç değerinden itibaren belirlenen artım oranınca arttırılır,
3. Eksenel kuvvetler sıfır kabul edilerek yapı analiz edilir (doğrusal çözüm aşaması), $N=0$ için tüm stabilite fonksiyonları sabit “1” değerini alır,
4. Hesaplanan eksenel kuvvetlere göre, çubukların her kesit eksenini için stabilite fonksiyonları $\phi_1 - \phi_5$ hesaplanır,
5. Her eleman için global rijitlik matrisleri kullanılarak sistem rijitlik matrisi oluşturulur. Eğer çubuk uçlarında plastik mafsal oluşmuşsa her mafsal için çubuğun mafsallı ucundaki eğilme rijitlikleri 2 satır ve sütun olmak üzere sistem rijitlik matrisine ilave edilerek büyütülür,

6. Sistem rijitlik matrisinin determinanı alınarak yapı sisteminin stabilitesi kontrol edilir, sıfırdan küçük veya eşit ise işlem durdurulur, değilse işleme devam edilir,
7. Tüm dış yük vektörü λ yük faktörüyle çarpılır,
8. Akma şartını sağlamış ve uçlarında plastik mafsallı oluşmuş çubukların tutulmuş uç momentleri, plastik mafsallı adedi kadar sırasıyla dış yük vektörüne eklenir,
9. $[K]\{d\}=\{P\}$ denklemi çözülerek düğüm noktası yer değiştirmeleri ve mafsallı dönmeleri $\{d\}$ hesaplanır,
10. Bulunan yer değiştirmelerle çubuk uç kuvvetleri ve mafsallı çubukların plastik mafsallı momentleri hesaplanır,
11. Çubuk aksel kuvvetleri saklanır,
12. Bir önceki iterasyon adımında hesaplanan çubuk aksel kuvvetleri ile 10. adımda bulunan aksel kuvvetler arasındaki fark her çubuk için belirlenir. Tüm çubuklarda, aksel kuvvet farkı, müsaade edilen tolerans sınırının altına düşünceye kadar iterasyon 4. adımdan itibaren tekrar edilir.
13. İterasyonun son bulması ile geometrik doğrusal olmayan analiz neticesinde çubuk uç kuvvetleri bulunmuş olur. Aksel kuvvet ve uç momentleri saklanır,
14. Son iterasyondaki uç kuvvetleri (13. adıma saklanan) kullanılarak, her çubuk için akma şartı kontrol edilir. Uçlarında plastik mafsallı oluşmuş çubukların numaraları ve uç momentleri bir diziye aktararak saklanır,
15. Analize arttırılmış dış yük vektörüyle devam etmek için işlemler 2. adımdan itibaren tekrarlanır.

Bu adımlar takip edilerek çeşitli örnekler çözülmüş ve uzay çerçeve yapıların yük-yer değiştirme grafikleri çizilmiştir (Damcı, 2002).

3.3. DOĞRUSAL OLMAYAN MOMENT-EĞRİLİK ANALİZİ

Statik itme analizi için geliştirilen ikinci yöntem, üç boyutlu yapı elemanlarının eğilme rijitliklerinde meydana gelen rijitlik değişimlerini Telafi Yükleri (Çelik, 1977) ile hesaba katan bir yöntemdir.

Yapı elemanlarını oluşturan malzemelerin gerilme-şekil değiştirme davranışlarını doğrusal kabul ederek yapılan analizlerde rijitlikler sabit kabul edilmektedir. Davranışı

belirleyen temel parametrelerden biri olan elastisite modülü (E) için, ya başlangıç teğeti olarak tanjant modülü alınmakta ya da sınır durumdaki sekant modülü alınarak, analiz süresince sabit bir değerde tutulmaktadır. Yapı davranışını büyük ölçüde değiştiren bu kabuller benzer şekilde moment-eğrilik ilişkisi için de tanjant rijitliği ve sekant rijitliği olarak kullanılmaktadır.

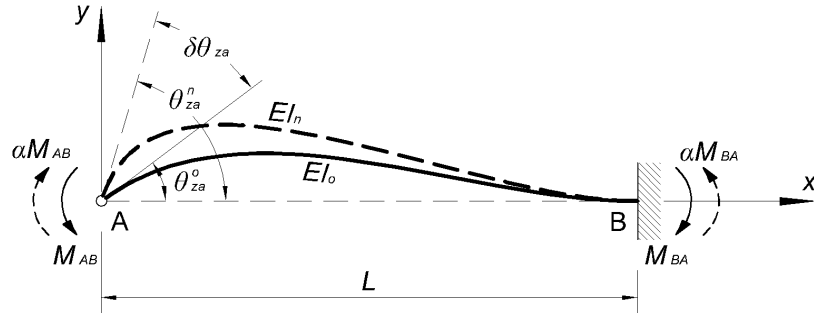
Bu bölümde, gerçeğe yakın malzeme modelleri kullanılarak, şekil değiştirmeye bağlı olarak kesitlerin moment-eğrilik ilişkileri belirlenmiş ve eğilme rijitliğinde meydana gelen değişimler daha gerçekçi olarak ele alınmıştır. Betonarme kesitlerde dokuz farklı birim şekil değiştirme aralığı için sekiz parçalı *eğilme momenti-eğilme rijitliği* ilişkileri belirlenmiştir. Telafi yükleri yardımıyla, değişen eğilme rijitliklerinin hesaba katılabilmesi ve yapı davranışının incelenebilmesi için geliştirilmiş bir yöntem sunulmuştur.

3.3.1. Telafi Yükleri

Telafi yükü kavramı ilk olarak Çelik (1977) tarafından yapısal değişim teoremleri konusunda yaptığı çalışmalar ile ortaya atılmış ve artan yükler altında eğilme rijitliklerindeki değişimlerin yapı analizlerine yansıtılabilmesi için geliştirilmiştir.

Statikçe belirli yapı sistemlerinde bir elemanın rijitliğinin değişmesi, gerek o elemanın, gerekse yapının diğer elemanlarının iç kuvvet durumu üzerine etki etmemekte ancak şekil değiştirmeler üzerinde etkili olmaktadır. Bunun nedeni bu tür yapıların iç kuvvet durumlarının yalnızca denge denklemleri ile hesaplanabilmesidir. Yapı sisteminin statikçe belirli olmaması halinde herhangi bir elemanın rijitliğinin değişmesi, gerek o elemanın gerekse yapının diğer elemanlarındaki iç kuvvet ve şekil değiştirme durumlarının değişmesine neden olmaktadır. Bu tür sistemlerde bir çubuğun rijitliği değiştirildiği halde yapının diğer elemanlarındaki iç kuvvet ve şekil değiştirme durumlarının değişmesi istenmiyorsa, söz konusu çubuğun birleştiği düğüm noktalarına, çubuğun değişen rijitliğinin etkisini ortadan kaldıracak şekilde *Telafi Yükleri* etki ettirilir (Çelik, 1982).

Şekil 3.10'da görülen AB çubuğunun sabit A ucuna bir M_{AB} eğilme momenti etkimektedir. Farklı eğilme rijitlikleri altındaki davranışı ifade etmek için biri sürekli



Şekil 3.10. A ucu pozitif momente maruz konsol kirişin farklı eğilme rijitlikleri altındaki şekil değişimi

diğeri kesikli çizgiyle iki farklı şekil değiştirme resmedilmiştir. Başlangıç eğilme rijitliği EI_o olan çubuğun açısal yer değiştirmesi θ_{za}^o 'dır. Eğilme rijitliğinde αEI_o kadar bir azaltma yapıldığında, yeni EI_n eğilme rijitliği altındaki açısal yer değiştirmesi de θ_{za}^n olacaktır. A ucuna etkiyen eğilme momenti sabit kaldığına göre denge denklemleri, eski ve yeni eğilme rijitlikleri ile,

$$\begin{aligned} M_{AB} &= \frac{4EI_o}{L} \theta_{za}^o \rightarrow M_{AB} = \frac{4EI_n}{L} \theta_{za}^n \\ M_{BA} &= \frac{2EI_o}{L} \theta_{za}^o \rightarrow M_{BA} = \frac{2EI_n}{L} \theta_{za}^n \end{aligned} \quad (3.46)$$

olacaktır. Yukarıda verilen açı-deplasman bağıntılarından görüleceği üzere, eğilme rijitliği ve açısal yer değiştirme arasındaki orantı ters ve doğrusaldır. Rijitlik azaldıkça dönme artacaktır. Bu doğrusal ilişkide kullanmak üzere, yeni ve eski eğilme rijitlikleri arasındaki değişim oranı,

$$\begin{aligned} EI_n &= EI_o - \alpha EI_o \\ \alpha &= -\frac{EI_n - EI_o}{EI_o} \end{aligned} \quad (3.47)$$

tarzında ifade edilirse, A ucunda eski ve yeni eğilme rijitlikleri altında oluşan açısal yer değiştirmeler arasındaki fark,

$$\begin{aligned} \delta\theta_{za} &= \theta_{za}^n - \theta_{za}^o \\ \delta\theta_{za} &= \frac{M_{AB}L}{4EI_n} - \frac{M_{AB}L}{4EI_o} \end{aligned} \quad (3.48)$$

olur. (3.47) denkleminde $EI_o = EI_n / (1 - \alpha)$ ifadesi Denklem (3.48)'de yerine konulursa,

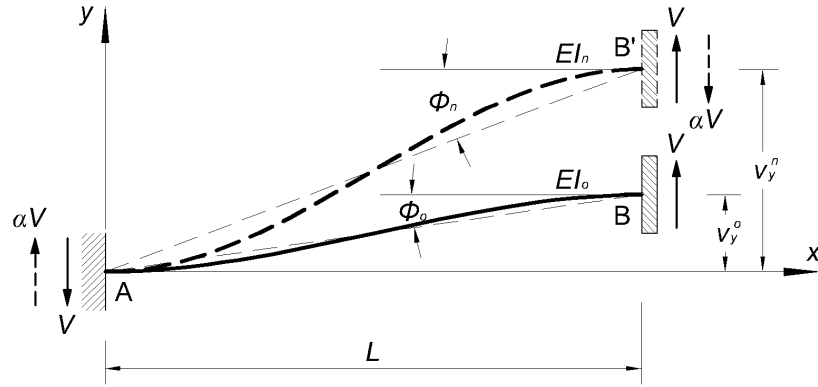
$$\begin{aligned}\delta\theta_{za} &= \alpha \frac{M_{AB}L}{4EI_n} \\ \frac{4EI_n}{L} \delta\theta_{za} &= \alpha M_{AB}\end{aligned}\quad (3.49)$$

olarak elde edilir. Görüleceği üzere, eğilme rijitliğindeki azalmadan dolayı A ucunda oluşan yer değiştirme farkını meydana çıkarabilecek uç momenti, eğilme rijitliğindeki azalma oranında olacaktır. Dolayısıyla eğilme rijitliği azalan çubukta şekil değiştirmeleri kontrol edebilmek amacıyla, çubuğun ilk açılma yer değiştirme değeri θ_{za}^o da kalması ve başlangıçtaki şeklini koruması isteniyorsa, yeni eğilme rijitlikleri ile denge hali,

$$\begin{aligned}\theta_{za}^o &= \theta_{za}^n - \delta\theta_{za} \\ \theta_{za}^o &= \frac{M_{AB}L}{4EI_n} - \alpha \frac{M_{AB}L}{4EI_n} \\ \theta_{za}^o &= \frac{L}{4EI_n} (M_{AB} - \alpha M_{AB}) \\ \frac{4EI_n}{L} \theta_{za}^o &= M_{AB} - \alpha M_{AB}\end{aligned}\quad (3.50)$$

olarak hesaplanır. Görüleceği üzere azaltılmış yeni eğilme rijitliği ile çubuğun ilk halindeki şeklini koruyabilmesi için A ucuna αM_{AB} değerinde zıt yönlü ilave bir moment uygulamak gerekir. Buradaki ilave αM_{AB} eğilme momenti *Telafi Yükü* olarak ifade edilir. Telafi yükünün düğüm noktasına tatbiki ile dış yükte ortaya çıkan azalma kesit tesirlerinde de bir azalmaya neden olacaktır. Çubuğun ilk durumundaki kesit tesiri M_{AB} değerinin muhafaza edilebilmesi için, Denklem (3.50)'de görüleceği üzere αM_{AB} telafi yükünün kesit tesirlerine ilavesi gerekir.

Bu durumu serbest ucunda dönme tutulmuş, yalnız kesme kuvvetine maruz, yanal şekil değiştirme yapan bir konsol kiriş (Şekil 3.11) üzerinde incelersek; eski ve yeni (azaltılmış) eğilme rijitlikleri ile sabit V kesme kuvveti etkisindeki çubukta açı-deplasman denklemleri,



Şekil 3.11. Yalnız yanal şekil değiştirmeye maruz konsol kirişin farklı eğilme rijitlikleri altındaki davranışı. $\theta_a = \theta_b = 0$

$$V = \frac{12EI_o}{L^3} v_y^o \rightarrow V = \frac{12EI_n}{L^3} v_y^n \quad (3.51)$$

halini alır. Yeni ve eski eğilme rijitlikleri ile bulunan düşey yer değiştirmeler arasındaki fark,

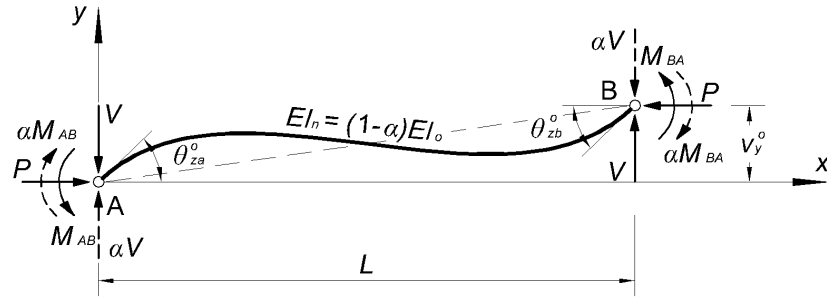
$$\begin{aligned} \delta v_y &= v_y^n - v_y^o \\ \delta v_y &= \frac{VL^3}{12EI_n} - \frac{VL^3}{12EI_o} \end{aligned} \quad (3.52)$$

olarak bulunur. Denklem (3.47)'de verilen eğilme rijitliğindeki değişim, $EI_o = EI_n / (1 - \alpha)$ cinsinden ifade edilerek Denklem (3.52)'de yerine konulursa,

$$\begin{aligned} \delta v_y &= \alpha \frac{VL^3}{12EI_n} \\ \frac{12EI_n}{L^3} \delta v_y &= \alpha V \end{aligned} \quad (3.53)$$

olarak elde edilir. Görüleceği üzere, kesme kuvvetine ait telafi yükü de eğilme rijitliğindeki değişim oranınca elde edilmiş olur.

Yukarıda açıklanan ilişkiler ve temel bağıntılardan hareketle, rijitliği değişen bir çerçeve elemanın telafi yükleri ile genel deformasyonu Şekil 3.12'de gösterildiği gibi ifade edilir.



Şekil 3.12. Yeni (azaltılmış) eğilme rijitliği için çerçeve elemanın genel deformasyonu ve telafi yükleri

Azalan eğilme rijitliği ile şekil değiştirmeyi kontrol altında tutmak için dış yüklerde yapılan azaltma ile gerçekleştirilecek analizlerin tabii sonucu olarak kesit tesirleri de azalacaktır. Yapısal değişime uğramış çubuk üzerindeki uç kuvvetleri, değişim öncesi hesaplanan uç kuvvetlerinden telafi yüklerinin çıkartılmış haline eşit olacaktır. Eşdeğer sistemde bulunan uç kuvvetlerine telafi yüklerinin eklenmesi ile çubuğun eğilme rijitliği değişmeden önceki kesit tesirleri elde edilebilecektir. Denklem (3.50)'deki son eşitlikte telafi yükü eşitliğin diğer tarafına alınarak, uç kuvvetlerinin yeni rijitlikler ile bulunan değerine ilave edilmesiyle, rijitlik azaltılmadan önceki kesit tesirinin elde edilebileceği açıkça görülmektedir. Bu sayede, değişime uğrayan eşdeğer yapı sistemi içerisinde uç kuvvetleri arasındaki süreklilik sağlanmış olur. Özellikle artımlı yükleme analizlerinde artan dış yükler altında yeni rijitlikler ile uç kuvvetlerindeki değişimlerde süreklilik sağlanmış olacaktır.

$$\frac{4EI_n}{L} \theta_{za}^o + \alpha M_{AB} = M_{AB} \quad (3.54)$$

Yukarıda AB çubuğu için x - y düzleminde elde edilen bağıntıların, çubuk kesitinin diğer eğilme eksenini z için, x - z düzlemine de uygulanmasıyla üç boyutlu çerçeve elemanların analizinde kullanılabilir. Her düzlem müstakil olarak ele alınarak eğilme rijitlikleri ve telafi yükleri arasındaki ilişkiler belirlenebilir.

Matris-deplasman yönteminde kullanmak üzere yukarıda temel ilkeleri verilen değişim teoremini matris formda ifade edersek, eğilme rijitlikleri azaltılmamış durumda bilinen hali ile,

$$[K_o]_{Global} \times \{d_o\}_{Global} = \{P_d\}_{Global} \quad (3.55)$$

olacaktır. Eğilme rijitliklerinin azaltıldığı ikinci durumda ise, yeni rijitlik matrisi ile bilinen (bir önceki duruma ait) yer değiştirmelerin çarpımı, telafi yüklerinin dış yüklerden çıkartılmış haline eşit olacaktır.

$$[K_n]_{Global} \times \{d_o\}_{Global} = \{P_d\}_{Global} - \{P_t\}_{Global} \quad (3.56)$$

Eğilme rijitlikleri değişime uğramış eşdeğer sistemde, çubuklara ait gerçek uç kuvvetleri, telafi yüklerinin azaltılmış eğilme rijitlikleri ile bulunan uç kuvvetlerine ilavesi ile elde edilecektir. Herhangi bir e elamanının çubuk uç kuvvetlerini matris formda yazarsak, Denklem (3.57)'de verilen eşitlikleri elde ederiz.

$$\begin{aligned} [K_o^e]_{Lokal} \times \{d_o^e\}_{Lokal} &= \{f_o^e\} \\ [K_n^e]_{Lokal} \times \{d_o^e\}_{Lokal} &= \{f_n^e\} \\ \{f_o^e\} &= \{f_n^e\} + \{P_t^e\}_{Lokal} \end{aligned} \quad (3.57)$$

Telafi yükleri ile yapı sistemlerini oluşturan elemanların, mevcut yükleme koşulları altında eğilme rijitliklerinde meydana gelen değişimler incelenebilmektedir. Bu değişimlerden dolayı yapı bünyesinde oluşan yeni kuvvet uyumunun yapı davranışına etkisinin görülmesine imkan veren pratik bir yöntemdir. Eğilme rijitliklerinde meydana gelmesi muhtemel değişimler (azalmalar), uygun malzeme modelleri ile ele alınacak moment-eğrilik ilişkilerinden, kuvvet kontrollü olarak elde edilebilir.

3.3.1.1 Kabuller

- i. Eğrilik yalnız eğilme momentinin fonksiyonudur.
- ii. Eksenel rijitlikteki değişim, eğilme rijitliğindeki değişime oranla daha küçük mertebelerde olduğu için ihmal edilerek analizlerde eksenel rijitlik sabit kabul edilmiştir. Az katlı yapı sistemlerinin davranışında, özellikle betonarme binalarda, eksenel rijitlikteki değişimden ziyade eğilme rijitliğindeki değişimler daha fazla önem arz etmektedir. Eksenel rijitliğin ve burulma rijitliğinin analizlere katılması konusunda yapılması düşünülen çalışmalara Bölüm 5.1'de değinilmiştir.

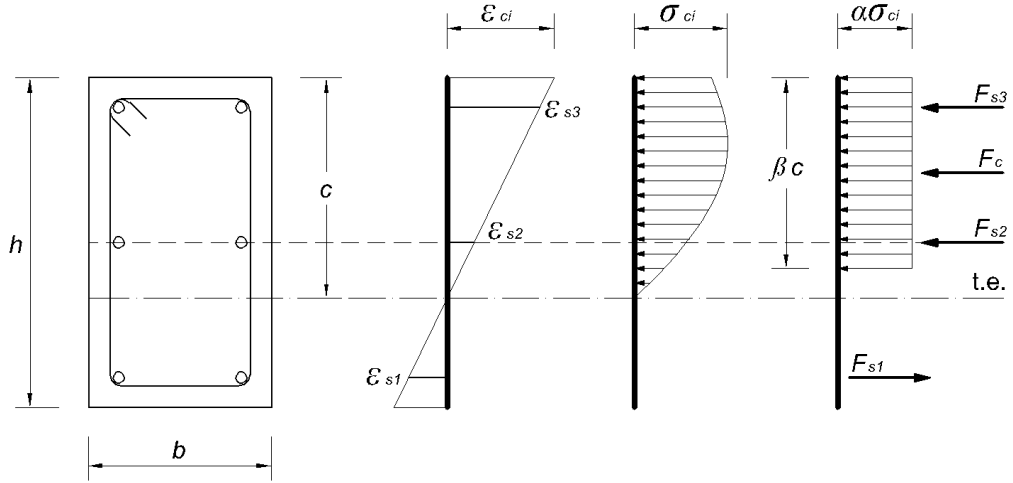
3.3.2. Betonarme Kesitlerin Moment-Eğrilik Davranışı

Eğilme momenti veya eğilmeye ek olarak aksenal kuvvetin etkisindeki betonarme bir kesitin davranışı moment-eğrilik ilişkisinden izlenebilir. Deneylelerden elde edilen verilerden yararlanarak beton ve çelik için geliştirilmiş olan basitleştirilmiş σ - ε eğrileri kullanılarak moment-eğrilik ilişkisinin analitik olarak elde edilmesi yoluna gidilmiştir. Bu tür bir analitik yaklaşımla elde edilecek moment-eğrilik ilişkisinin doğruluğu, kullanılan malzeme modellerinin ne denli gerçekçi olduğuna bağlıdır (Ersoy ve Özcebe, 2001).

Çalışmada, *moment-eğrilik* analizleri yardımıyla yapılacak artımlı statik itme analizleri için, ayrı bir bilgisayar programı geliştirilmiştir. Betonarme elemanların kesit ve malzeme özellikleri doğrultusunda bir ön çalışma yapılarak, geliştirilen bilgisayar programı yardımıyla, ardışık artan aksenal kuvvetler altında *moment-eğrilik* analizleri yapılmaktadır. Analizler, kesitin her iki eksenini için, birbirinden bağımsız olarak yapılmakta ve farklı beton birim kısalma değerleri için hesaplanan tarafsız eksen mesafesine göre eğilme momentleri elde edilmektedir.

Moment-eğrilik analizlerinde, dokuz noktada ele alınan beton birim kısalmasından elde edilen eğilme momentlerine karşılık gelen sekiz aralıkta, eğride meydana gelen eğim değişimleri incelenebilmektedir. Bu sayede, yapılan analizlerde stabilite fonksiyonları ile sağlanan geometrik doğrusal olmayan davranışın yanı sıra, eğilme rijitliklerinde meydana gelen değişimler incelenerek, malzemenin doğrusal olmayan davranışı da eğilme rijitliklerindeki kademeli azalmalar ile hesaplarda temsil edilmiştir.

Analizlerde, sargılı kesitler için Kent ve Park tarafından geliştirilen beton modeli esas alınmıştır. Beton modeline ait gerilme-şekil değiştirme bağıntıları Bölüm 7.5'te verilmiştir. Eğilme etkisi altındaki kesitin basınç bölgesinde oluşan gerilme dağılımı basitleştirilerek (Şekil 3.13), eşdeğer dikdörtgen beton basınç bloğu kabulü yapılmış ve basınç bloğu için Hognestad tarafından önerilen değerler (Tablo3.1) kullanılmıştır. Beton birim kısalması için ε_c değeri 0.00025 ila 0.004 aralığında dokuz noktada ele alınmıştır. Betonarme kesitteki donatı için ideal elasto-plastik malzeme kabulü yapılmıştır. Şekil 3.14'te analizi yapılan 40cm x 40cm ebadında bir betonarme kesitin malzeme modellerine ait gerilme-şekil değiştirme grafikleri, Şekil 3.15'te ise değişik



Şekil 3.13. Betonarme kesitte birim şekil değiştirme ve gerilme dağılımı

Tablo 3.1. Hognestad eşdeğer dikdörtgen dağılımı katsayıları

| | | | | | | | | | |
|--------------------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| ε_{ci} | 0.00025 | 0.0005 | 0.0010 | 0.0015 | 0.0020 | 0.0025 | 0.0030 | 0.0035 | 0.0040 |
| β | 0.674 | 0.682 | 0.700 | 0.722 | 0.750 | 0.781 | 0.820 | 0.845 | 0.874 |
| α | 0.178 | 0.336 | 0.595 | 0.779 | 0.889 | 0.931 | 0.930 | 0.920 | 0.910 |

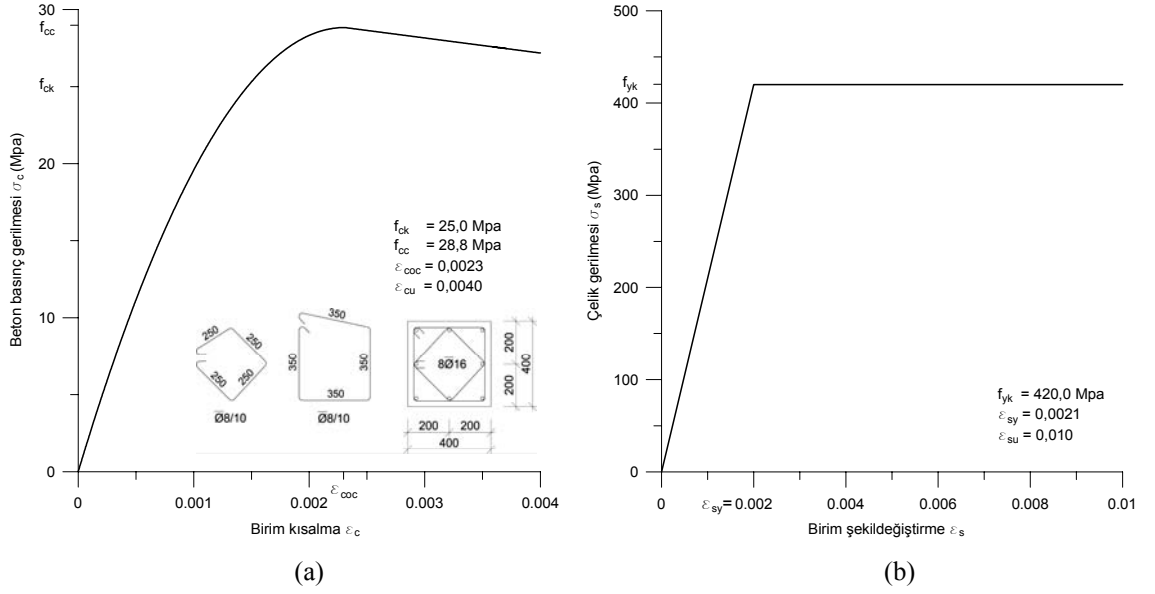
eksenel kuvvetler altında elde edilen moment-eğrilik grafikleri görülmektedir. Her beton birim kısalması için elde edilen moment-eğrilik ilişkisini belirleyen noktalar arasındaki çizgiler doğrusaldır. Daha hassas hesaplama yapmak için seçilen beton birim kısaltmaları ara değerlere bölünerek analiz yapılabilir.

3.3.2.1 Kabuller

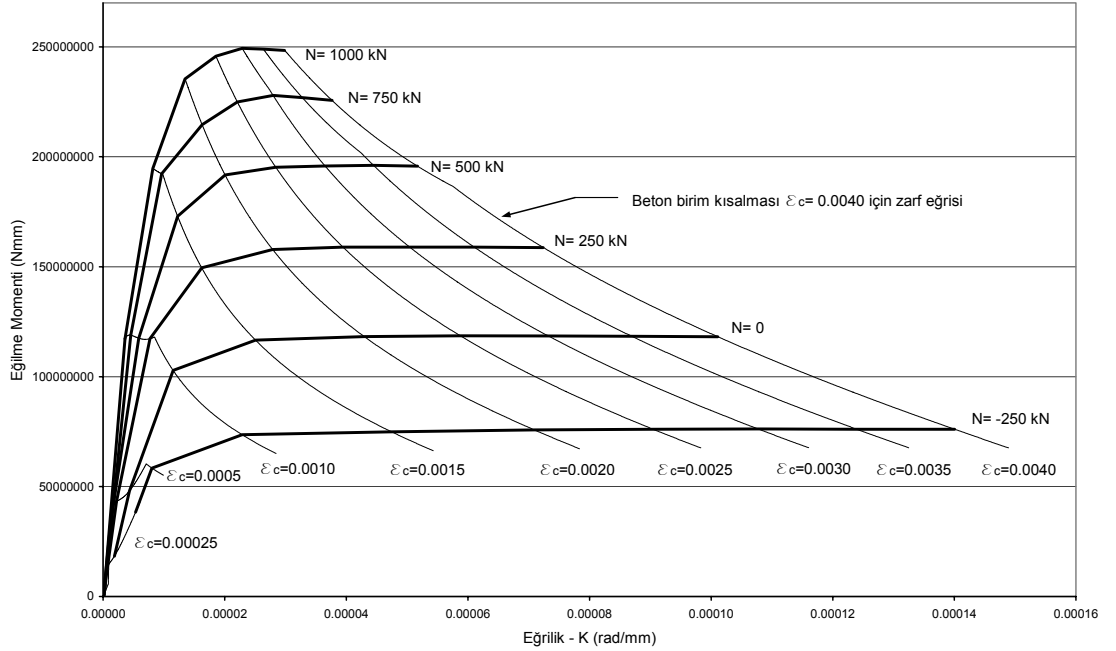
- Sargılı beton modeli tüm kesit için kullanılmıştır. Çekirdek betonu dışında kalan bölgede sargısız beton davranışı ihmal edilmiştir.
- Çelik donatı modelinde pekleşme davranışı göz önüne alınmamıştır.
- Kesit düzlemi şekil değiştirmeden sonra da düzlem kalmaktadır. Böylece, birim kısalma ile birim uzama miktarları arasında doğrusal ilişki vardır ve kesit yüksekliği boyunca değişim doğrusaldır.

3.3.3. Telafi Yükleri ile Betonarme Yapı Analizi

Telafi yükleri ile gerçekleştirilecek moment-eğrilik analizleri, kuvvet kontrollü bir yöntem olup kesitteki eğilme rijitliklerinin kuvvet kontrollü olarak değiştirilmesi esasına dayanmaktadır.



Şekil 3.14. Beton ve donatı için göz önüne alınan gerilme-şekil değiştirme davranışları (a) Geliştirilmiş Kent ve Park sargılı beton modeli, (b) Çelik donatı modeli

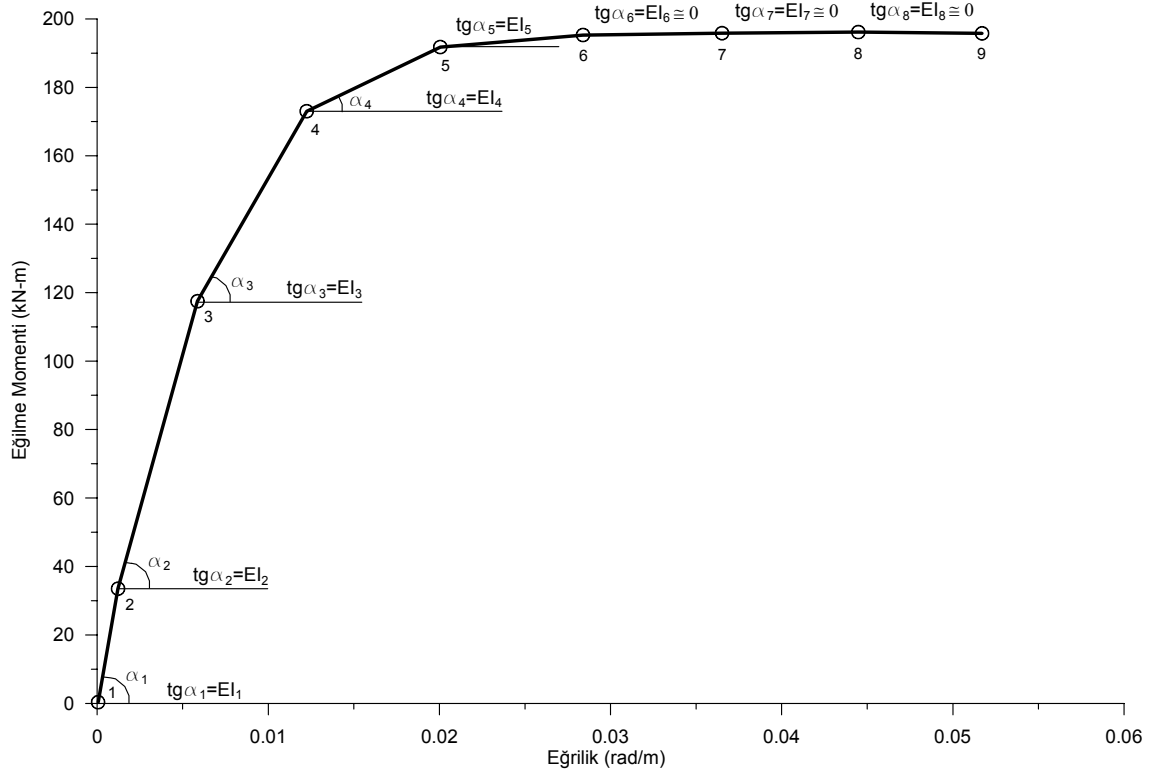


Şekil 3.15. Malzeme modelleri verilen 40cm x 40cm ebadında kolon kesitinin farklı aksel kuvvetler altındaki moment-eğrilik ilişkisi (Basınç kuvvetleri pozitif alınmıştır)

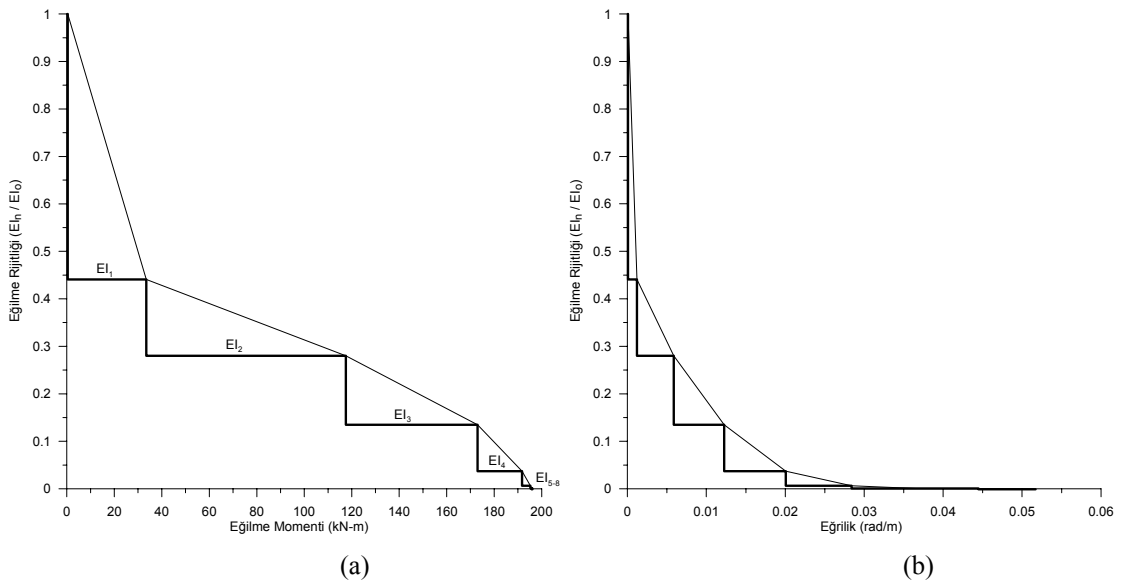
Yapı sistemi içerisinde bulunan tüm farklı kesitlere ait *eksenel yük-moment-eğrilik* dataları oluşturulduktan sonra elde edilen datalardan *eksenel yük-moment-eğilme rijitliği* dataları oluşturulmaktadır. Çubuk elemanın herhangi bir yükleme kademesinde hesaplanan eksenel yük değerine göre, lokal eksenlerindeki eğilme momentlerinin *moment-eğrilik* grafiğinde tekabül ettiği aralık belirlenmekte ve grafiğin bu aralıktaki eğiminden eğilme rijitliği hesaplanmaktadır. Şekil 3.16'da, 500 kN'luk eksenel basınca maruz 40cm x 40cm ebadındaki betonarme kesitin, Şekil 3.14'te verilen malzeme modelleri ile dokuz farklı beton birim kısalması için ele alınarak oluşturulmuş *eğilme momenti-eğrilik* grafiği görülmektedir. Tablo 3.1'de verilen beton birim kısalma değerleri için elde edilen *eğilme momenti- eğrilik* grafiği sekiz adet doğru parçasından oluşmaktadır. Eğriyi ifade eden her doğru parçasının eğimi ($tg\alpha_1 - tg\alpha_8$), kesitin maruz kalacağı eğilme momenti aralığındaki eğilme rijitliğini vermektedir. Kesit taşıma gücüne eriştikten sonra ($\varepsilon_c \geq 0.003$), her ne kadar eğilme rijitliği sifıra yakın değerlere düşse de sabit eğilme momenti altında dönmeye devam edebilmektedir. Şekil 3.17'de eğilme momenti-eğrilik grafiğinden elde edilen eğilme rijitliği değişimlerinin eğilme momenti ve eğriliğe bağlı dönüştürülmüş grafikleri görülmektedir. İlk grafikte, beton birim kısalması $\varepsilon_c = 0.00025$ değeri için hesaplanan eğilme momenti değerinin aşılması ile birlikte kesitin eğilme rijitliği, brüt kesit rijitliğinin %44'ü mertebesine kadar düşmektedir. Momentin artması ile birlikte taşıma gücüne erişildikçe eğilme rijitliğindeki azalma da hızlanmaktadır.

Herhangi bir çubuk elemanda artan eğilme momentleri altında eğilme rijitliklerindeki değişimler elde edildikten sonra değişim oranları yardımıyla telafi yükleri hesaplanabilir. Eğilme rijitliğindeki değişimlerin telafi yükleri yardımıyla çubuk elemanın denge denklemlerinde temsili Bölüm 3.3.1'de verilmiştir. y ve z lokal eksenlerindeki çubuk uç kuvvetleri ile eğilme rijitlikleri arasındaki etkileşim ve yapılan kabullere Bölüm 4.3.2'de değinilmiştir.

İtme analizinde takip eden her yükleme adımında, uç momentleri kullanılarak belirlenen eğilme rijitliklerinde herhangi bir değişim olması halinde Bölüm 3.3.1'de verilen teori esasları doğrultusunda eğilme rijitliği değişim oranı α tespit edilmektedir. Tespit edilen α değerleri kullanılarak her çubuk elemana ait telafi yükleri belirlenmekte ve bir sonraki



Şekil 3.16. 500 kN aksenal basınca maruz 40cm x 40cm ebadında betonarme kesitin moment-egrilik ilişkisi ve eğilme rijitliklerinin değişim noktaları



Şekil 3.17. Eğilme rijitliğinin eğilme momentine ve eğriliğe göre değişimleri

yük faktörü ile yapılacak analiz için çubuk elemanın bağlı olduğu düğüm noktalarına global koordinatlarda dış yük olarak yük vektörüne ilave edilmektedir.

3.3.3.1 Kabuller

- i. Eğrilik yalnız eğilme momentinin fonksiyonudur.
- ii. Yöntem kuvvet esaslı olup, kesite etkiyen eksenel kuvvet altında, uç momentleri beton birim kısalması $\varepsilon_c=0.00025$ için elde edilen eğilme momenti değerine kadar brüt kesitin (çatlamamış) eğilme rijitliğine sahiptir. Bu değer aşıldıktan sonra eğilme rijitlikleri kademeli olarak azalmaya başlamaktadır.
- iii. Moment-eğrilik analizlerinde azami taşıma gücü moment-eğrilik grafiklerinin tepe noktası olarak alınmış ve bu noktadan sonra taşıma gücündeki azalmalar ve dolayısıyla eğilme rijitliğindeki ters eğim göz önüne alınmamıştır. Betonarme kesitlerin asgari eğilme rijitliği olarak tepe noktasına bağlanan doğrunun eğimi alınmıştır. Örneğin, Şekil 3.16'da görülen eğride tepe noktası $\varepsilon_c=0.00035$ değeri için 8. noktadadır ve kesidin asgari eğilme rijitliği olarak EI_7 değeri alınmıştır.
- iv. Eksenel rijitlikteki (EA) değişim ihmal edilerek eksenel rijitlik sabit alınmıştır.
- v. Burulma rijitliğindeki (GJ) değişim ihmal edilerek burulma rijitliği sabit kabul edilmiştir.

3.3.4. Eğik Eğilme Altında Eğilme Momentlerinin Karşılıklı Etkileşimi

İki eksenli eğilme altındaki kesitlerde, eksenel kuvvet ve çift yönlü eğilme momenti etkileşiminin karmaşık ve zaman alıcı bir işlem olması nedeniyle, her eğilme eksenini müstakil olarak ele alınmış ve eksenel kuvvet-eğilme momenti etkileşimleri hesaplanmıştır. Üç boyutlu etkileşim diyagramında herhangi bir eksenel kuvvet düzeyinde, eğilme momentlerinin karşılıklı etkileşimlerinin eğilme rijitliğine etkisi, geliştirilen itibari bir düzeltme katsayısı ile dikkate alınmıştır. Betonarme kesitlerin eksenel kuvvet ve eğik eğilme altındaki davranışının, analiz esnasında belirlenebilmesinin çok zaman alıcı bir işlem olması sebebiyle durum bu şekilde basitleştirilmeye çalışılmıştır. Aksi takdirde, üç boyutlu karşılıklı etki diyagramında, herhangi bir eksenel kuvvet değerinde elde edilecek yüzeyde, eğik eğilme altında eğilme rijitliklerinin tespiti çok karmaşık bir hal almaktadır. Artımlı statik itme analizlerinin tek doğrultuda yapılması, düzeltme katsayısı ile göz önüne alınan etkileşimin hata oranını düşürmektedir. İleri yükleme kademeleri dikkate alındığında;

kolonların itme doğrultusuna paralel eksenlerinde oluşan moment vektörleri, döşeme yükleri kiriş açıklıkları üzerinden tatbik edilmediği için analiz sırasında büyük mertebelere ulaşmamaktadır. Kirişlerde ise yine aynı şekilde, kiriş açıklıklarında döşeme yükleri bulunmadığı için eğilme momenti kesitin bir eksenini daha fazla zorlamaktadır. Dolayısıyla ileri yükleme kademelerinde tarafsız eksenin açısı fazla değişmemektedir ve küçük hata oranları ile bileşke vektör akma yüzeyi içerisinde kalmaktadır. Bazı yükleme kademelerinde yapı elemanlarının elde edilen uç kuvvetleri ile eğilme momentlerinin karşılıklı etkileşimi altında akma yüzeyi dışına çıkıp çıkmadığı gözlenmiş ve bu durumun dışına çıkan eleman sayısının çok az olduğu ve yüzey dışına çıkan moment vektöründe hata oranının %1'den az olduğu belirlenmiştir. Bölüm 4.3.2'de örnek olarak incelenen iki katlı betonarme yapı modelinde, sözü edilen hususlar detaylı bir şekilde çalışılmış ve açıklamalı olarak verilmiştir. Söz konusu etkileşimin analiz sonuçlarına etkisini göstermesi açısından hem etkileşimin ihmal edilmiş hali hem de göz önüne alınmış çözümlenmeleri yapılmış ve mukayese edilmiştir.

3.3.5. Doğrusal Olmayan Moment-Eğrilik Analizinde İzlenen Yol

Bölüm 2.2'de bahsedilen TUNAL (Öztorun, 1994) adlı bilgisayar programı, geometrik doğrusal olmayan davranışı dikkate alarak orantılı yük arttırımı uygulayacak şekilde geliştirilmiş ve yapı elemanlarında oluşan aksenal kuvvet ve eğilme momentlerinin mertebesine göre eğilme rijitliklerindeki değişimi telafi yükleri ile analizlere yansıtabilecek kapasiteye getirilmiştir. Her yük artımında yapı elemanlarında oluşabilecek rijitlik değişimi kuvvet esaslı olarak belirlenmiş ve yapı stabilitesini kaybedip göçme yüküne gelene kadar yükün arttırılmasına devam edilmiştir. Geliştirilen bilgisayar programının akış diyagramı Bölüm 7.4'de verilmiştir.

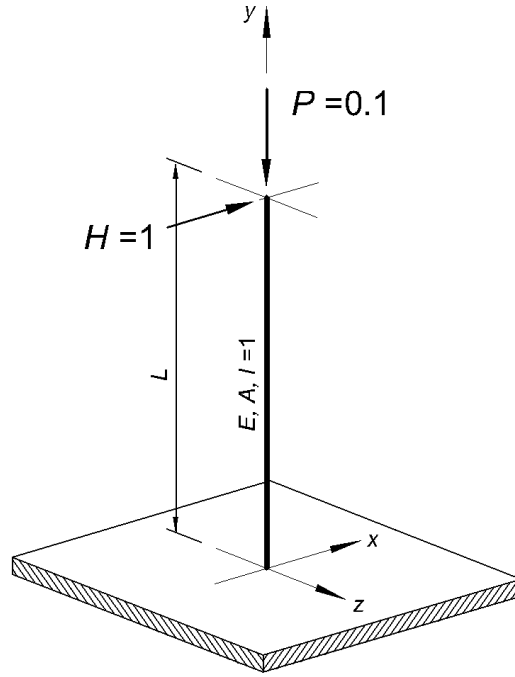
Uzay çerçevelerin doğrusal olmayan moment-eğrilik analizinde aşağıda verilen temel işlemler takip edilmektedir:

1. Giriş verileri okunur,
2. Yük faktörü başlangıç değeri $\lambda=0$ olarak alınır,
3. Aksenal kuvvetler sıfır kabul edilerek yapı analiz edilir (doğrusal çözüm aşaması), $N=0$ için tüm stabilite fonksiyonları sabit "1" değerini alır,
4. Hesaplanan aksenal kuvvetlere göre, çubukların her kesit eksenini için stabilite fonksiyonları $\phi_1 - \phi_3$ hesaplanır,

5. Her eleman için global rijitlik matrisleri kullanılarak sistem rijitlik matrisi oluşturulur. Eğer çubuk uç momentleri eğilme rijitliği için ifade edilen kritik noktalardan birini geçmiş ise yeni eğilme rijitlikleri atalet momenleri yardımıyla atanır,
6. Sistem rijitlik matrisinin determinantı alınarak yapı sisteminin stabilitesi kontrol edilir, sıfırdan küçük veya eşit ise işlem durdurulur, değilse işleme devam edilir,
7. Tüm dış yük vektörü λ yük faktörüyle çarpılır,
8. Telafi yükleri dış yük vektörüne eklenir,
9. $[K][\{d\}=\{P\}$ denklemi çözülerek düğüm noktası yer değiştirmeleri $\{d\}$ hesaplanır,
10. Bulunan yer değiştirmelerle çubuk uç kuvvetleri $[K_L]\{d_L\}=\{f\}$ hesaplanır,
11. Çubuk eksenel kuvvetleri saklanır,
12. Bir önceki adımda hesaplanan çubuk eksenel kuvvetleri ile 10. adımda bulunan eksenel kuvvetler arasındaki fark her çubuk için belirlenir. Tüm çubuklarda, eksenel kuvvet farkı, müsaade edilen tolerans değerinin (0.001) altına düşünceye kadar iterasyon 4. adımdan itibaren tekrar edilir,
13. İterasyonun son bulması ile geometrik doğrusal olmayan analiz neticesinde çubuk uç kuvvetleri bulunmuş olur. Eksenel kuvvet ve uç momentleri saklanır,
14. Son iterasyondaki uç kuvvetleri kullanılarak, her çubuk için eğilme rijitliğindeki değişim belirlenerek telafi yükleri hesaplanır ve bir önceki yükleme adımında bulunan telafi yüklerine eklenerek bir dizide saklanır,
15. Analize arttırılmış dış yük vektörüyle devam etmek için işlemler 3. adımdan itibaren tekrarlanır.

3.3.6. Telafi Yükleri ve Stabilite Fonksiyonları Arasındaki İlişki

Eğilme rijitliği değişen bir çerçeve elemanda yer değiştirmelerin telafi yükleri yardımıyla kontrol edilebilmesi, birinci mertbe teorisi için hata payı sıfır olan bir yöntemdir. Ancak, telafi yükleri ile ele alınan malzemenin doğrusal olmayan davranışının yanısıra geometrik doğrusal olmayan davranışın da göz önüne alınabilmesi için kullanılan yöntemde, değişen eğilme rijitlikleri altında Euler kritik yükündeki değişim belirlenerek, eksenel yükün kritik yüke oranına göre değişen stabilite fonksiyonlarının davranışa olan etkisinin incelenmesi gerekmektedir.



Şekil 3.18. Birim rijitlik değerlerine sahip, alt ucu ankastre üst ucu serbest kolon

Bu amaçla, Şekil 3.18’de verilen alt ucu ankastre üst ucu x yönünde serbest bir kolon ele alınarak, farklı çubuk boyları için hem doğrusal hem de doğrusal olmayan analizler yapılmıştır. Farklı uzunluklar için değişen ρ oranına bağlı olarak ikinci merteye etkilerini hesaplara yansıtan stabilite fonksiyonlarının telafi yüklerine ve yer değiştirmelere olan etkileri incelenmiştir. Telafi yükleri ile moment-eğrilik analizlerinde, çubuk eğilme momentlerinin tanımlanan kritik değerlere ulaşması ile birlikte eğilme rijitlikleri azaltılmakta ve dolayısıyla aksenal basınca maruz çubuğun Euler kritik yükü de değişmektedir. $\rho = P/P_{cr}$ oranı eğilme rijitliğinde yapılan azaltma miktarına bağlı olarak $(1-\alpha)$ oranında artacaktır. $\rho_o = P/P_{cro} = PL^2/\pi^2 EI_o$ ifadesi yeni eğilme rijitliği ile $\rho_n = P/P_{cnn} = PL^2/\pi^2 EI_n$ halini alacağından,

$$\rho_n = PL^2/\pi^2(1-\alpha)EI_o$$

$$\rho_n = \rho_o / (1-\alpha) \quad (3.58)$$

şeklinde bir değişime uğrayacaktır. Görüleceği üzere, eğilme rijitliği azaltılmak istenen çubuk üzerinde, azaltma oranında belirlenecek telafi yüklerinin, rijitlik değişiminden sonra çubuk uçlarına eklenmesi sonucu, azaltılmış dış yükler ile yapılan analizde, henüz değişime uğramamış rijitlikler ile hesaplanan stabilite fonksiyonları, yeni eğilme rijitlikleri ile hesaplanarlardan çok farklı değerler alacaktır. Dolayısıyla doğrusal

çözümlemede hata payı sıfır olan yöntemin sonuçları, doğrusal olmayan çözümlemede sıfırdan farklı çıkacaktır. Farklı eğilme rijitlikleri altında aksenal yükün kritik yüke oranı değişeceğinden stabilite fonksiyonları her iki durum için de farklı değerler olarak telafi yükleri ile deplasmanların kontrolüne imkan vermeyecektir. Bu durumu daha iyi izah edebilmek ve hata yüzdelerinin farklı ρ değerleri için hangi mertebelerde olduğunu gösterebilmek amacıyla Şekil 3.18'deki sistemin doğrusal ve doğrusal olmayan analiz sonuçları Tablo 3.2'de verilmiştir. Analizlerde, farklı çubuk boyları için yapılan çözümler ile farklı ρ değerleri için bulunan hata yüzdeleri incelenmiştir.

π olarak ele alınan çubuk boyunun $\pi/10$ değerine indirilmesiyle, $\rho = 0.001$ değeri için elde edilen sonuçlarda, yapısal değişime uğramış kolon üzerinde hesaplanan yer değiştirmeler, değişime uğramadan önceki yer değiştirmelere nazaran çok yakın çıkmıştır.

ρ 'nun bu değeri için stabilite fonksiyonları 1'e yakın değerler almaktadır. Şekil 3.4'te görüleceği gibi ρ 'nun sıfıra yakın değerleri için stabilite fonksiyonları arasındaki farklar da azalmaktadır. Dolayısıyla çubuk boyu kısaldıkça aksenal yükün Euler kritik yüküne oranı küçülmekte ve telafi yükleri ile bulunan deplasmanlar arasındaki fark da azalmaktadır. $L=\pi/10$ uzunluğuna sahip kolonda elde edilen yer değiştirmeler arasındaki azami hata %0.289 olarak bulunmuştur. Yer değiştirmeler arasındaki hata oranı mesnetlenme şartlarına, çok parçalı çubuklarda rijit bağlantıların teşkiline ve eğilme rijitliğindeki değişim miktarına göre çok farklı değerler alabilir. Burada dikkat edilmesi gereken husus, moment-eğrilik analizi yapılacak sistemde, rijitlik değişimleri ile birlikte ikinci mertebe etkilerini de dikkate alarak doğru neticeler elde edebilmek için hata oranını mümkün olduğunca düşük tutabilmektir.

Yukarıda bahsedilen sonuçlar ışığında analiz edilen bina modelleri üzerinde, analiz sonuçları incelenerek limit durumda her çubuğun ρ değerleri kontrol edilmektedir. Özellikle eğilme momentleri taşıma gücüne yaklaşan ve eğilme rijitlikleri sıfıra yakın değerler olarak ρ değeri 0.001 ile 0.01 aralığında çıkan çubuklar, daha küçük parçalara ayrılmak suretiyle boyları kısaltılmaktadır. Bu sayede limit duruma geldiğinde dahi ρ değerinin küçük mertebelerde kalması sağlanarak hata payının düşürülmesi gerçekleştirilmektedir. Çubuk boylarının kısaltılması aynı zamanda daha hassas rijitlik

değişimlerinin incelenebilmesine de imkan vermekle beraber, çubuk boyuna yayılan plastikleşmenin, kritik noktalarda daha hassas bir şekilde hesaplara yansıtılabilmesini sağlamaktadır.

Tablo 3.2. $\alpha=0.40$ için telafi yükleri ile doğrusal ve doğrusal olmayan çözümde, yer değiştirmelerde ve uç momentinde hesaplanan hata yüzdeleri

| Çubuk boyu | Çözüm | EI_o | $\rho_o=P/P_{cro}$ | $EI_n=(1-\alpha)EI_o$ | $\rho_n=P/P_{crn}$ | Telafi yükü αM_{z0} | Hata (%) |
|------------------|----------------------|---------------------|----------------------|-----------------------|--------------------|--------------------------------|----------|
| $L=\pi$ | Doğrusal | $\Delta_x= 10.3300$ | 0.000 | $\Delta_x= 10.3300$ | 0.000 | - | 0.000 |
| | | $\Delta_y= -0.3141$ | | $\Delta_y= -0.3141$ | | - | 0.000 |
| | $\theta_z= -4.9330$ | $\theta_z= -4.9330$ | | - | | 0.000 | |
| | $M_{z0}= 3.141$ | $M_{zn}= 1.885$ | | $M_t=1.256$ | | 0.000 | |
| Doğrusal Olmayan | $\Delta_x= 17.1200$ | 0.100 | $\Delta_x= 30.6800$ | 0.166 | - | 79.206 | |
| | $\Delta_y= -0.3141$ | | $\Delta_y= -0.3141$ | | - | 0.000 | |
| | $\theta_z= -8.3170$ | | $\theta_z= -15.0900$ | | - | 81.435 | |
| | $M_{z0}= 4.853$ | | $M_{zn}= 4.952$ | | $M_t=1.941$ | 42.040 | |
| $L=1$ | Doğrusal | $\Delta_x= 0.3333$ | 0.000 | $\Delta_x= 0.3300$ | 0.000 | - | 0.000 |
| | | $\Delta_y= -0.1000$ | | $\Delta_y= -0.1000$ | | - | 0.000 |
| | $\theta_z= -0.5000$ | $\theta_z= -0.500$ | | - | | 0.000 | |
| | $M_{z0}= 1.000$ | $M_{zn}= 0.600$ | | $M_t=0.400$ | | 0.000 | |
| Doğrusal Olmayan | $\Delta_x= 0.3472$ | 0.0101 | $\Delta_x= 0.3572$ | 0.0169 | - | 2.880 | |
| | $\Delta_y= -0.1000$ | | $\Delta_y= -0.100$ | | - | 0.000 | |
| | $\theta_z= -0.5217$ | | $\theta_z= -0.5372$ | | - | 2.971 | |
| | $M_{z0}= 1.035$ | | $M_{zn}= 0.634$ | | $M_t=0.414$ | 1.256 | |
| $L=\pi/10$ | Doğrusal | $\Delta_x= 0.0103$ | 0.000 | $\Delta_x= 0.0103$ | 0.000 | - | 0.000 |
| | | $\Delta_y= -0.0314$ | | $\Delta_y= -0.0314$ | | - | 0.000 |
| | $\theta_z= -0.0493$ | $\theta_z= -0.0493$ | | - | | 0.000 | |
| | $M_{z0}= 0.314$ | $M_{z0}= 0.189$ | | $M_t=0.125$ | | 0.000 | |
| Doğrusal Olmayan | $\Delta_x= 0.01037$ | 0.0010 | $\Delta_x= 0.01040$ | 0.0017 | - | 0.289 | |
| | $\Delta_y= -0.0314$ | | $\Delta_y= -0.0314$ | | - | 0.000 | |
| | $\theta_z= -0.04953$ | | $\theta_z= -0.04967$ | | - | 0.283 | |
| | $M_{z0}= 0.3151$ | | $M_{zn}= 0.1895$ | | $M_t=0.126$ | 0.040 | |

3.4. PERFORMANS DEĞERLENDİRMESİ

Performansa dayalı tasarımın temel fikri, farklı deprem tesirlerine maruz kalanı yapının, istenilen biçimde davranacak şekilde tasarlanması ilkesine dayanır. Amaç, muhtemel tehlike durumunda meydana gelecek hasarların yaygınlığını ve göçmeye bağlı hasarın neden olduğu ekonomik kayıpları önlemek için yapısal gereklerin performans talepleri ile örtüştürülmesidir (Gong, 2003).

Son 10 yıl zarfında, statik itme analizi yöntemi yapı performansını belirlemede kullanılmaya başlanmış ve geniş ölçüde kabul görmüştür. İtme eğrisinin oluşturulması sırasında yapılan kabullerin performans tayini konusunda kısıtlayıcı unsurlar arasında olması nedeniyle yöntemin henüz tam olarak kesin kabul görmüş tek bir standardı yoktur. ATC-40'da kapasite spektrumu ile performans noktasının tespiti için üç farklı yöntem verilmiştir. DBYBHY 2007'de ise eşdeğer deprem yükü yöntemi ile performans değerlendirmesi için bir yöntem verilmiştir. Statik itme analizlerinde yapılan kabullere göre performans noktasının tespitinde çok farklı neticeler elde etmek mümkündür. Bu çalışmada, aradaki farka değinebilmek amacıyla geliştirilen iki farklı statik itme yöntemi ile üç boyutlu yapıların artımlı yükler altındaki farklı davranışının performans noktasına etkileri incelenmiştir.

Önerilen iki farklı artımlı statik itme yöntemi ile üç boyutlu yapıların deprem yükleri altındaki davranışını ve performans noktalarını belirleyebilmek amacıyla, DBYBHY'nde (2007) verilen eşit yer değiştirme kuralı esas alınmıştır. Yapının başlangıç periyodunu belirlemek için, analiz edildiği doğrultuda, Denklem (3.54)'de verilen Rayleigh yöntemi kullanılarak, eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemin, birinci moda ait doğal titreşim periyodu esas alınmıştır. Kütle merkezlerindeki yatay yer değiştirmeler kullanılarak, aynı işlem her yükleme kademesinde de yapılmış ve yapının değişen eğilme rijitliği altında periyottaki değişimi de gözlenmiştir.

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum w_i \cdot d_i}{g \sum F_i \cdot d_i}} \quad (3.54)$$

Statik itme analizlerinde, DBYBHY (2007)'de madde 7.6.5.3'te verilen ve ATC-40'da da kapasite eğrisinin belirlenmesi için temel yöntem olarak tanımlanan 3. seviye esas

alınmıştır. Bu yöntemde, temel titreşim modunun yapının hakim tepki modu olduğu kabulü ile kapasite eğrisinin genellikle yapının birinci modunu temsilen oluşturulduğu ifade edilmiş ve bu kabulün genellikle, temel titreşim periyotları bir dakikaya kadar olan yapılar için geçerli olduğu belirtilmiştir. Dolayısıyla artımlı statik itme analizlerinde, yapının birinci modda elastik davranışı esas alınarak belirlenen eşdeğer deprem yüklerinin, katlar arasındaki dağılımının, artan yatay yükler altında oluşan plastik mafsallardan bağımsız olarak sabit kaldığı varsayımı yapılmıştır.

Elde edilen itme eğrileri DBYBHY (2007)'de verilen esaslar doğrultusunda, eşit yer değiştirme kuralı ile değerlendirmeye tabi tutulmuştur. Performans noktasının tespiti için, yük-yer değiştirme davranışı olarak elde edilen kapasite eğrileri, modal ivme-modal yer değiştirme grafiğine dönüştürülerek modal kapasite diyagramı veya diğer bir deyişle kapasite spektrumu diyagramı elde edilmiştir.

Modal kapasite diyagramının oluşturulması için artımlı itme analizinden önce, yapının kütleleriyle uyumlu düşey yüklerin gözönüne alındığı doğrusal olmayan statik analiz yapılmıştır. Bu analizin sonuçları artımlı itme analizinin başlangıç koşulları olarak dikkate alınmıştır. İtme doğrultusunda, birinci modda elastik davranış için hesaplanan etkin kütle ve modal katkı çarpanı hesaplanmıştır.

Artımlı itme analizlerinde herhangi bir i . itme adımında hesaplanan, $V_{z1}^{(i)}$ taban kesme kuvveti, modal ivmeye Deklem (3.55)'teki bağıntı kullanılarak çevrilmiştir (DBYBHY, 2007).

$$a_1^{(i)} = \frac{V_{z1}^{(i)}}{M_{z1}} \quad (3.55)$$

$$M_{z1} = \frac{L_{z1}^2}{M_1} \quad (3.56)$$

Burada M_{z1} başlangıç koşulları olarak tanımlanan analizden elde edilen birinci moda ait etkin küttedir. Oluşturulan yapı modellerinde rijit diyafram kabulü yapılmadığı için modal kütle M_1 'nin hesabında, mod şekli genliği olarak yalnız itme doğrultusunda, kütle merkezinde hesaplanan yer değiştirmeler alınmıştır.

$$\begin{aligned}
 L_{z1} &= \sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_{zi} \\
 M_1 &= \sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_{zi}^2
 \end{aligned}
 \tag{3.57}$$

Modal yer değiştirme $d_1^{(i)}$ 'nin hesabı için Denklem (3.58)'de verilen bağıntı kullanılmıştır.

$$d_1^{(i)} = \frac{u_{zN1}^{(i)}}{\phi_{zN1} \Gamma_{z1}}
 \tag{3.58}$$

Bu bağıntıdaki modal katkı çarpanı Γ_{z1} , başlangıç koşulları için tanımlanan L_{z1} ve M_1 'den yararlanarak Denklem (3.59)'daki gibi elde edilmiştir.

$$\Gamma_{z1} = \frac{L_{z1}}{M_1}
 \tag{3.59}$$

Yukarıda verilen bağıntılar ile, artımlı statik itme analizlerinden elde edilen kapasite eğrileri kapasite spektrumu diyagramlarına çevrilmiştir. Bölüm 4.3'te verilen örnek bir bina modeli üzerinde, farklı yöntemler ve kabuller ile yapılan analiz sonuçlarından elde edilen kapasite eğrileri, Bölüm 4.3.4'te kapasite spektrumlarına dönüştürülerek performans noktası değerlendirmesi yapılmıştır.

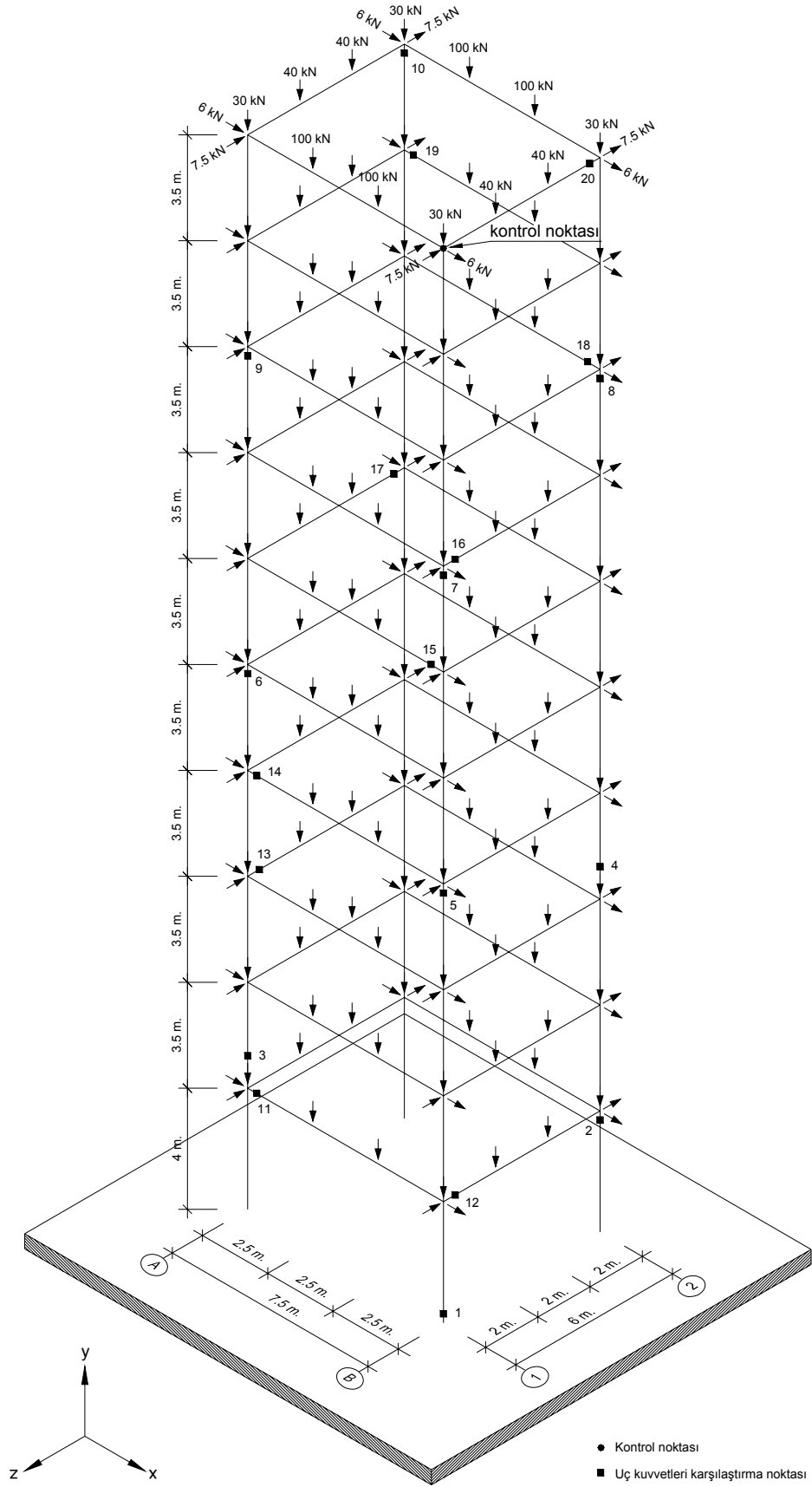
4. BULGULAR

Geliştirilen geometrik doğrusal olmayan hesap tekniği ve itme yöntemleri ile üç farklı yapı incelenmiştir. İlk örnekte, on katlı bir bina modeli ele alınmış ve geometrik doğrusal olmayan analiz yapılarak sonuçları SAP2000 sonuçları ile mukayese edilmiştir. İkinci olarak, Orbison (1982), Liew ve diğ. (2000), Kim ve diğ.(2001), Jiang ve diğ.(2002) ve daha bir çok araştırmacı tarafından incelenmiş olan altı katlı bir çerçeve yapı ele alınmıştır. Malzeme ve yöntem bölümünde esasları verilen artımlı plastik mafsalsal analizi uygulanmıştır. Sonuçlar Liew ve diğ.(2000) çalışması ile mukayese edilmiştir. Son örnekte, iki katlı betonarme bir bina ele alınmış ve yapıya hem artımlı plastik mafsalsal analizi hem de artımlı moment-eğrilik analizi uygulanmıştır. Elde edilen sonuçlar mukayeseli olarak incelenerek performans noktası değerlendirilmesi yapılmıştır.

4.1. ON KATLI ÇERÇEVE MODELİ ÜZERİNDE DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ

Geometrik doğrusal olmayan analiz için 3. bölümde üç boyutlu rijitlik matrisleri verilmiş ve yapı analizi için geliştirilen bilgisayar programının algoritması sunulmuştur. Geliştirilen yöntem ile Orakdöğen (1994) tarafından incelenmiş olan on katlı yapı modeli, genel geometrisi ve yükleri aynen korunarak, farklı kesit özellikleri ile analiz edilmiştir. Şekil 4.1'de geometrik yapısı, malzeme özellikleri ve kesit parametreleri tablo 4.1'de verilmiştir. Analiz sonuçları, genel amaçlı sonlu elemanlar programı SAP2000 sonuçları ile kıyaslanarak aradaki fark irdelenmiştir.

Yapıda her kat hizasında kolon-kiriş birleşim noktalarına ve kiriş açıklıklarına etkiyen yükler aynı değerdedir. Kiriş üzerindeki açıklık yükleri, kiriş elemanlar 3 parçalı modellenmek suretiyle düğüm noktalarına tatbik edilmiştir.



Şekil 4.1. On katlı bina modeli

Tablo 4.1. Kesit Özellikleri

| Kat | Eleman | E (kN/m ²) | A (cm ²) | I ₁ (cm ⁴) | I ₂ (cm ⁴) | J (cm ⁴) |
|------|-------------------|---------------------------|-------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------|
| 1-2 | Kolon ve Kiriş | 2.1* 10 ⁸ | 189.374 | 28470 | 28470 | 56940 |
| 3-4 | Kolon ve Kiriş | 2.1* 10 ⁸ | 157.429 | 19675 | 19675 | 39350 |
| 5-6 | Kolon ve Kiriş | 2.1* 10 ⁸ | 117.872 | 11030 | 11030 | 22060 |
| 7-8 | Kolon ve Kiriş | 2.1* 10 ⁸ | 88.919 | 6276.7 | 6276.7 | 12554 |
| 9-10 | Kolon ve Kiriş | 2.1* 10 ⁸ | 63.088 | 3159.6 | 3159.6 | 6320 |

Geliştirilen programla yapılan analiz sonucu elde edilen çubuk uç kuvvetleri ile genel amaçlı bilgisayar programı SAP2000 $P-\Delta$ analizi sonuçları arasındaki farklar incelenmiş ve kesit tesitleri arasında bulunan farkların %0.1 mertebelerinde olduğu görülmüştür (Damcı, 2002).

Tablo 4.2’de binanın en üst katında kontrol noktası olarak belirlenen düğüm noktasında hesaplanan yer değiştirmelerin SAP2000 programının $P-\Delta$ analizi sonuçları ile mukayesesi verilmiştir. Öteleme ve dönmeler, çok küçük ve dikkate alınmayacak kadar az farklılıklar ile aynı değerlerde hesaplanmıştır. Geliştirilen bilgisayar programının geometrik doğrusal olmayan sonuçları ile SAP2000 programının doğrusal olmayan sonuçları örtüşmektedir. Bölüm 3.1’de, ikinci mertbe etkileri içeren ve formülasyonu verilen geometrik doğrusal olmayan rijitlik matrisleri ile elde edilen neticelerin doğrulaması sağlanmıştır.

Tablo 4.2. Kontrol noktasında global eksenlerde hesaplanan yer değiştirmelerin karşılaştırması

| | δ_x (m) | δ_y (m) | δ_z (m) | θ_x (rad) | θ_y (rad) | θ_z (rad) |
|-----------------------|-------------------|-------------------|-------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| Mevcut çalışma | 0.2638 | -0.0112 | -0.2814 | -0.00878 | -7.953E-06 | 0.01252 |
| SAP2000 non-lineer | 0.2640 | -0.0112 | -0.2815 | -0.00878 | -7.810E-06 | 0.01252 |
| Fark (%) | 0.076 | 0.000 | 0.036 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |

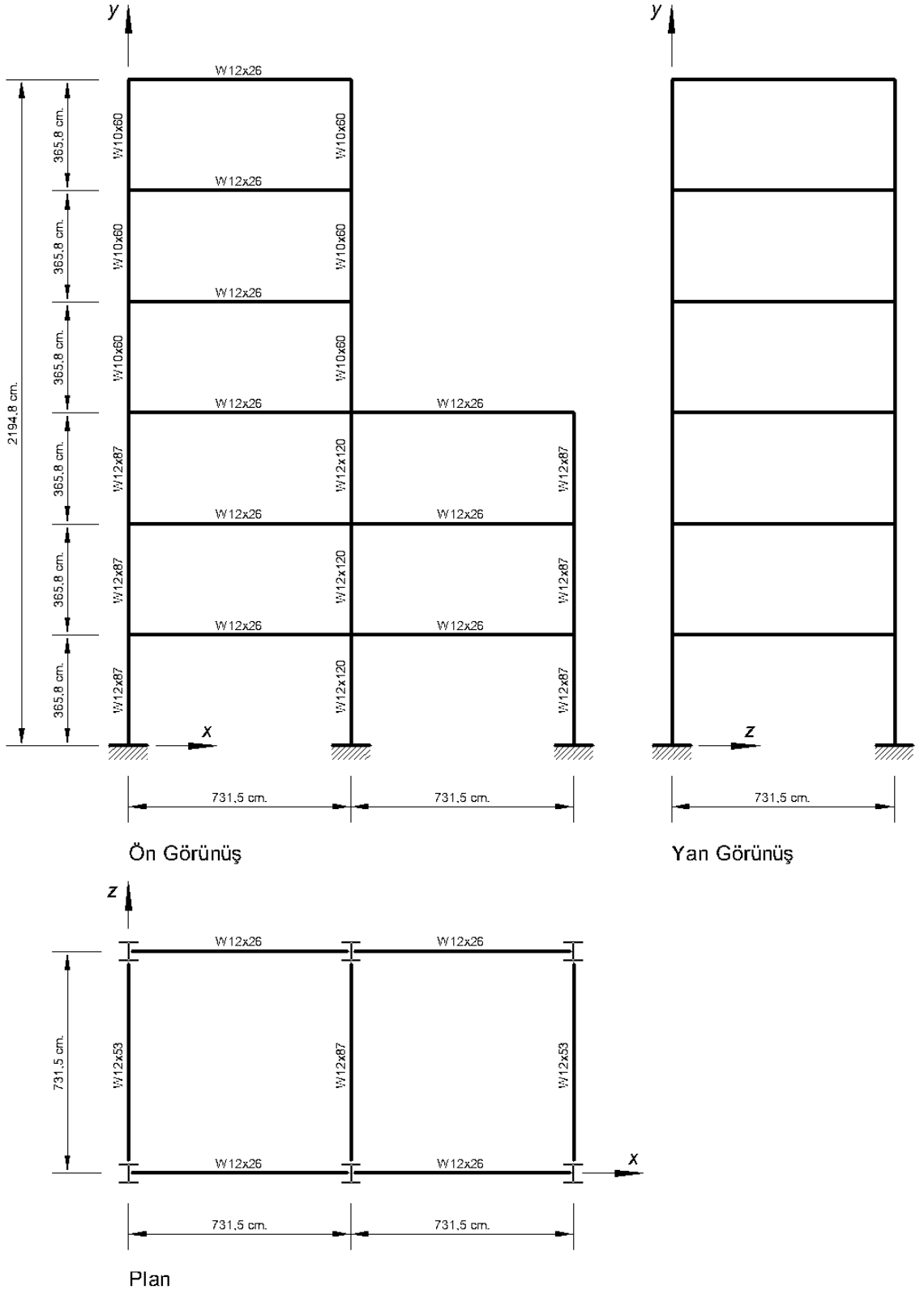
4.2. ORBISON'UN ALTI KATLI ÇERÇEVESİ

İlk defa Orbison (1982) tarafından ele alınan ve Liew ve diğ. (2000), Kim ve diğ.(2001), Jiang ve diğ.(2002) tarafından da incelenen altı katlı bina modeline, tez çalışması kapsamında geliştirilen ve elasto-plastik hesap yapan bilgisayar programı ile artımlı statik itme analizi yapılmıştır. Liew ve diğ. (2000) tarafından incelenen plastik mafsalların oluşum sıraları ve limit durumu, elde edilen sonuçlar ile kıyaslanarak irdelenmiştir.

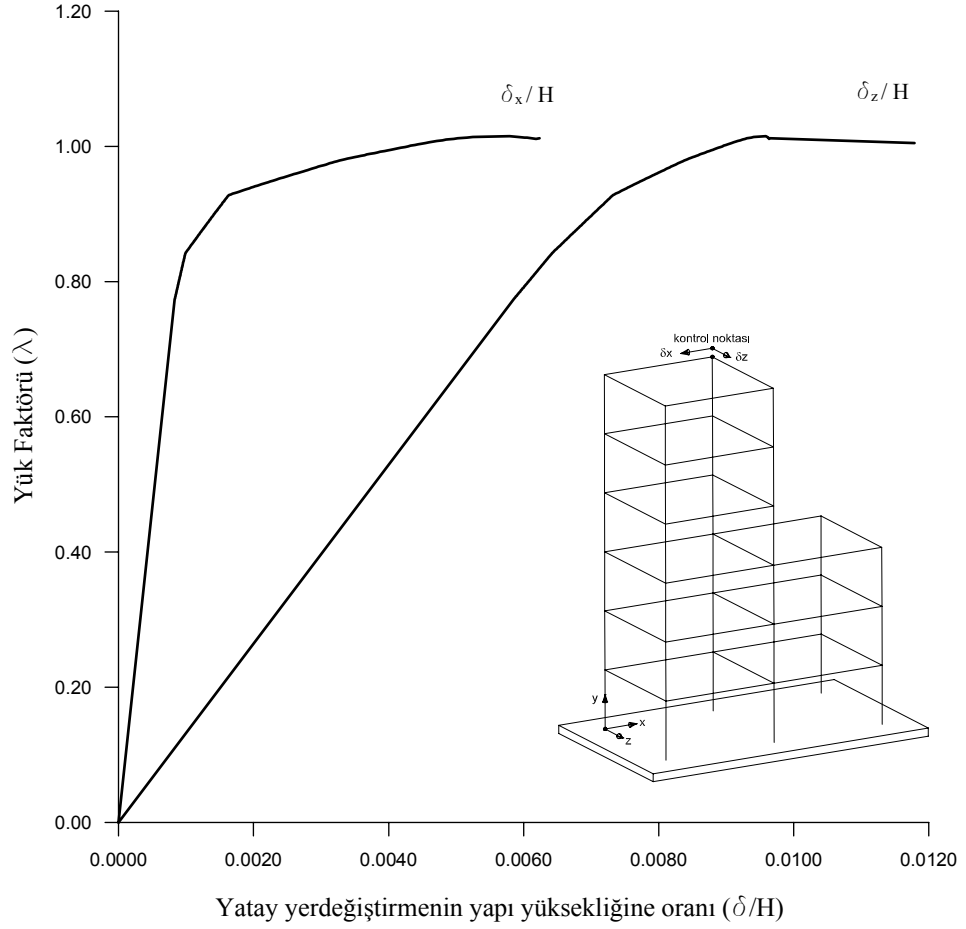
Yapılan analizlerde, geometrik doğrusal olmayan davranışa ilave olarak malzemenin davranışı, ideal elasto-plastik malzeme kabulü ile plastik mafsal momentleri kullanılarak Bölüm 3.2'de verilen esaslar doğrultusunda hesaplara dâhil edilmiştir. Plastik mafsalların oluşumu, Orbison tarafından önerilen ve Denklem (3.35)'te verilen akma şartı kullanılarak göz önüne alınmıştır. Mafsalların her çubuğun uç noktalarında boyutsuz oluştuğu kabulü yapılarak yapı genelinde meydana gelen aşamalı mafsallaşma tetkik edilmiştir.

Şekil 4.3'te statik itme analizi yapılan altı katlı çerçeve yapının yer değiştirme eğrileri ile üç boyutlu genel görünüşüne ait çizimleri Şekil 4.2'de verilmiştir. Çerçeveyi oluşturan çelik malzeme ASTM standardına göre A36 sınıfıdır ve taşıyıcı sistem elemanları Amerikan tipi çelik profillerden oluşmaktadır.

Analizlerde çerçeve yapı, her kolon-kiriş elemanına bir plastik mafsal düşecek şekilde modellenmiştir. Böylece her yapı elemanı (kolon ve kiriş) iki parça olarak modellenmiştir. Düşey yükler, her kat seviyesinde, 9.6 kN/m^2 döşeme yüküne eşdeğer tekil yük olarak kolonlara etkilmiştir. Rüzgar yükleri ise 53.376 kN olacak şekilde +z doğrultusunda tüm ön cephe düğüm noktalarına uygulanmıştır. Yükler çerçeve mekanizma durumuna gelinceye kadar orantılı olarak arttırılmıştır. Yapının mekanizma haline geldiği aşamada tespit edilen 20 adet plastik mafsalın oluştuğu yükleme kademeleri Tablo 4.3'te verilerek mukayese edilmiştir.



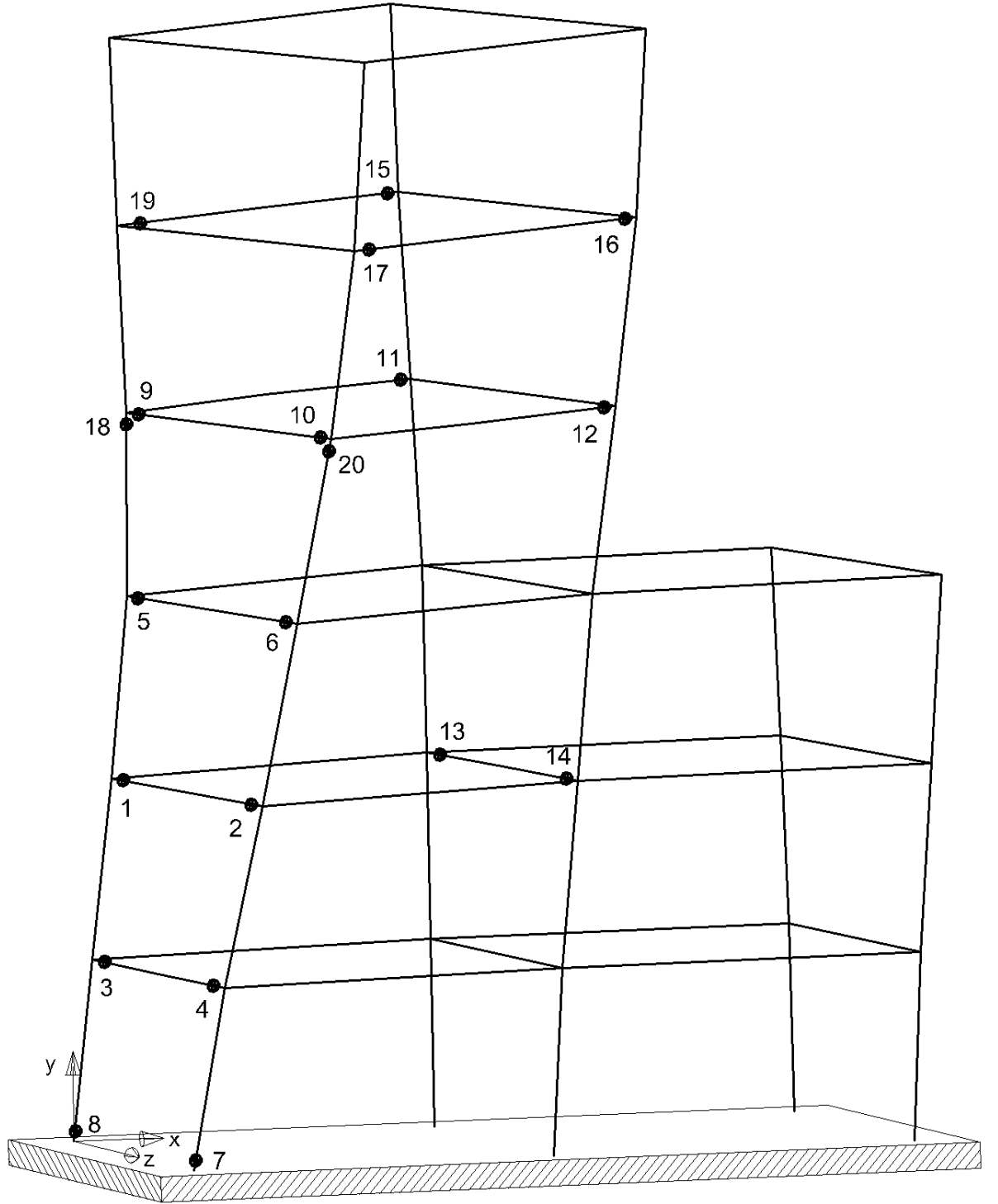
Şekil 4.2. Orbison'un altı katlı yapı modeli



Şekil 4.3. Statik itme eğrileri. +z yönünde etkiyen artımlı yatay yükler altında her iki eksende hesaplanan görelî yer değiştirmeler

Mekanizma anında yapının limit yük çarpanı mevcut çalışmada sunulan plastik mafsal analiz yöntemi ile 1,015 olarak belirlenmiştir. Liew ve diğ. (2000) çalışmasında bu değeri 1,005 olarak tespit etmiş ve USFOS (Soreide ve diğ., 1994) adlı diğer bir program sonucu ile mukayese etmiştir. Liew'in çalışması esas alındığında, önerilen analiz yöntemi ile arasındaki farkın %1'den az olduğu görölmektedir. Analiz yönteminin doğrulanması açısından bu farkın kabul edilebilir sınırlar dâhilinde kaldığı görölmektedir.

Şekil 4.4'te, yapının göçme öncesi durumda, şekil değiştirmiş hali üzerinde plastik mafsalların olduğu yerler gösterilmiştir. Düzensiz bir geometriye sahip yapıda, ilk plastik mafsallar, kısa doğrultuda altı katlı cephenin dış aksında bulunan kirişlerin, kuvvetli eksenlerinde meydana gelen eğilme momentlerinin artmasıyla oluşmaktadır. Dış aksta meydana gelen plastik mafsallar neticesinde 4. ve 5. katlarda uzun doğrultuda

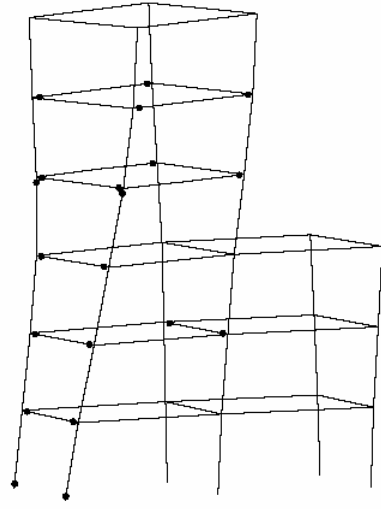


Şekil 4.4. Altı katlı yapının limit durumda şekil değiştirmiş hali ve plastik mafsalların oluştuğu yerler ile sıraları

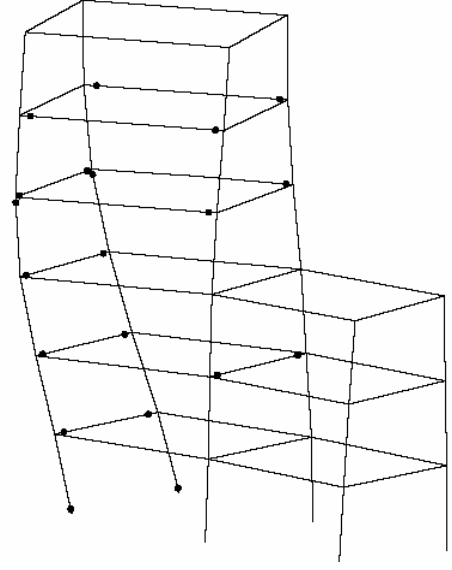
Tablo 4.3. Limit duruma kadar plastik mafsalların oluştuğu y¼kleme kademeleri ve karşılaştırılması

| Mafsalsı Sırası | Y¼k Fakt¼r¼ (Mevcut alışma) | Y¼k Fakt¼r¼ (Liew, 2000) | Y¼k Fakt¼r¼ (USFOS) | Mafsalsı Sırası | Y¼k Fakt¼r¼ (Mevcut alışma) | Y¼k Fakt¼r¼ (Liew, 2000) | Y¼k Fakt¼r¼ (USFOS) |
|-----------------|------------------------------|--------------------------|---------------------|-----------------|------------------------------|--------------------------|---------------------|
| 1 | 0,774 | 0,804 | 0,790 | 11 | 1,008 | 0,990 | 0,978 |
| 2 | 0,774 | 0,804 | 0,790 | 12 | 1,010 | 0,994 | 0,985 |
| 3 | 0,840 | 0,869 | 0,854 | 13 | 1,012 | 0,997 | 0,986 |
| 4 | 0,840 | 0,869 | 0,854 | 14 | 1,012 | 1,002 | 0,992 |
| 5 | 0,843 | 0,876 | 0,860 | 15 | 1,013 | 1,003 | 0,993 |
| 6 | 0,843 | 0,876 | 0,860 | 16 | 1,013 | 1,004 | 0,993 |
| 7 | 0,926 | 0,888 | 0,876 | 17 | 1,014 | 1,004 | 0,993 |
| 8 | 0,928 | 0,913 | 0,900 | 18 | 1,015 | 1,004 | 0,993 |
| 9 | 0,979 | 0,988 | 0,976 | 19 | 1,015 | 1,005 | 0,995 |
| 10 | 0,979 | 0,989 | 0,978 | 20 | 1,015 | 1,005 | 0,995 |

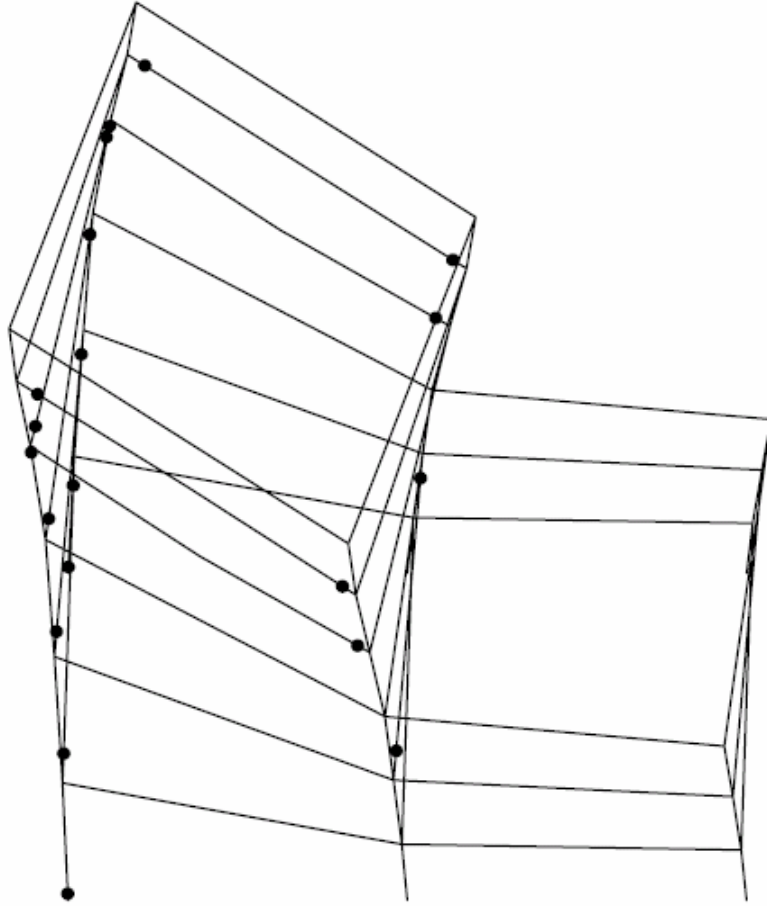
bulunan kirişler, zayıf eksenleri ¼zerinde oluşan eğilme momentlerinin artması ile plastikleşmekte ve 4. kat kolonlarında 18. ve 20. mafsalların oluşması ile birlikte burulma dayanımını yitiren yapı yanal stabilitesini kaybetmektedir. Şekil 4.5'te farklı y¼nlerden, yapının limit durumdaki Şekil değiştirmiş hali g¼r¼lmektedir. Bu noktadan sonra yapı, ¼zerine etkiyecek ilave yatay y¼kleri taşıyamayacak duruma gelmiştir. Sistem rijitlik matrisi tekil hale gelmiştir. İlave yer değiştirme yapabilmesi ve yapıyı denge durumunda tutabilmek için dış y¼klerin orantılı olarak eksiltilmesi gerekmektedir. Bu sayede, azalan dış y¼klerin etkisiyle, çubuklardaki eksenel y¼k¼n kritik y¼ke oranı değiştirilmek suretiyle stabilite fonksiyonları yardımıyla kurulan yeni denge denklemleriyle determinantın sıfırdan b¼y¼k çıkması sağlanır. Şekil 4.3'te verilen itme eğrisinin tepe noktası limit durumdur ve yatay ekseninde g¼relili yer değiştirme 0.959 noktasına denk gelmektedir. Yapı bu y¼kleme kademesinde ($\lambda=1.015$) +z eksenini doğrultusunda 21.05 cm ¼telenme yapmaktadır. Eğrinin bu noktadan sonraki kısmı doğruya yakındır. Y¼kleme kademeli olarak azaltılmak suretiyle yapının mevcut plastik mafsalları ile dengesini koruyarak ilave yer değiştirme yapabilmesi sağlanmıştır. Bu boşaltma işlemi sırasında da yapı b¼nyesinde, artan yer değiştirmeler dolayısıyla oluşan ilave plastik mafsallar da tespit edilebilmektedir. Limit duruma kadar belirlenen plastik mafsalsı adedi Liew ve diğ. (2000) alışması ile aynı miktardadır. Ancak sıralamada verilen mafsalların yerleri 9. plastik mafsaldan sonra farklılık g¼stermektedir.



(a)



(b)



(c)

Şekil 4.5. Farklı yönlerden, yapının mekanizma durumuna geldiği yükleme adımıdaki şekil değiştirmiş hali, limit durum

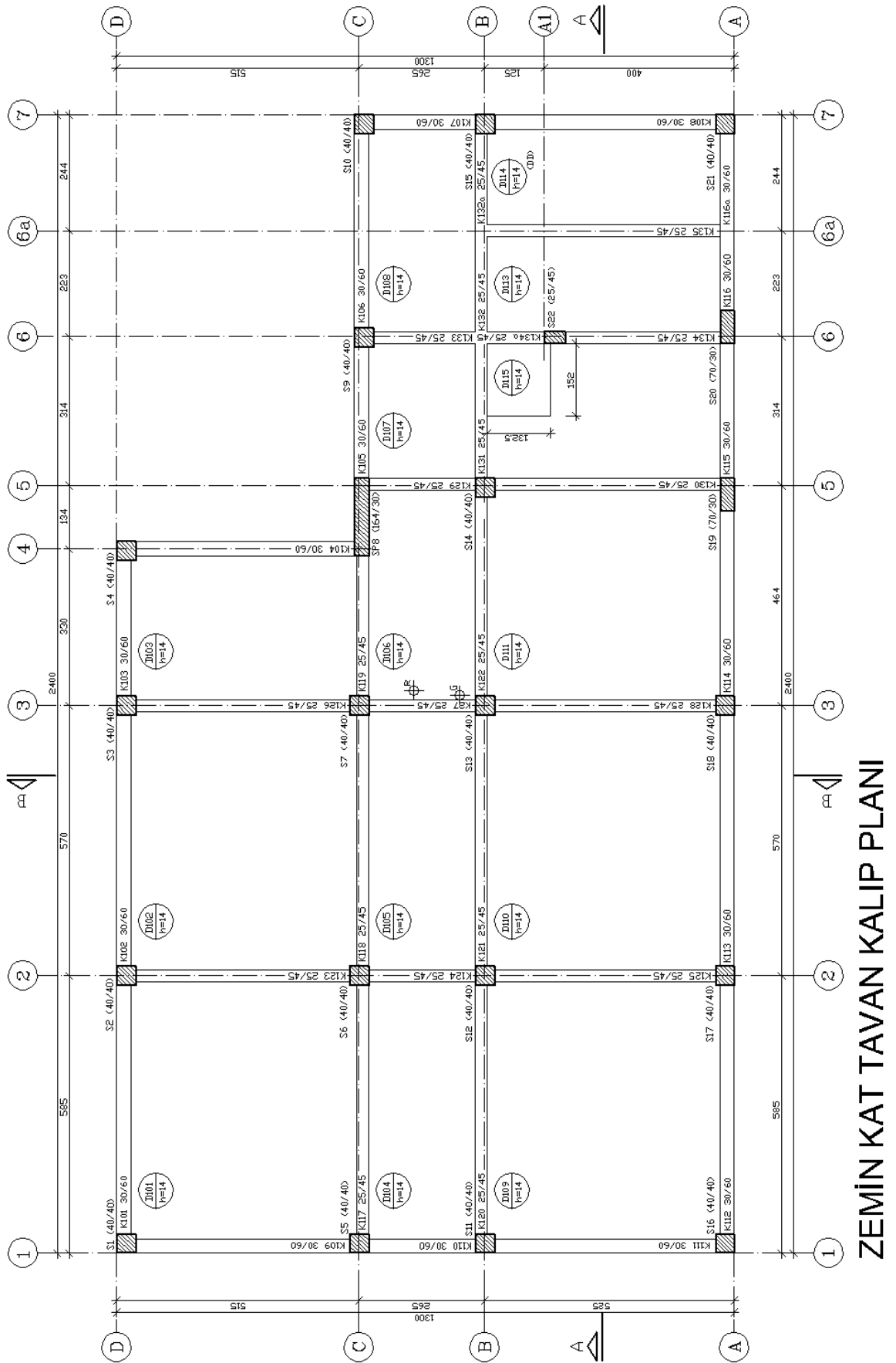
4.3. İKİ KATLI BETONARME BİNA MODELİ ÜZERİNDE STATİK İTME ANALİZİ VE PERFORMANS DEĞERLENDİRMESİ

Şekil 4.6 ve 4.7’de, DBYBHY (2007) hükümlerine göre genel amaçlı bir yazılım ile analizi yapılmış ve projelendirilmiş iki katlı betonarme bir binanın kalıp planları görülmektedir. Tez çalışması kapsamında performans değerlendirmesi yapmak üzere örnek model olarak seçilen yapı üzerinde, plastik mafsallı analizleri ve moment-eğrilik analizi yapılmış ve bulunan sonuçlar mukayese edilerek irdelenmiştir. Önerilen her iki yöntem ile yapılan analizler neticesinde artımlı statik itme yöntemleri arasındaki bünyevi farklılıkların performans tayinine olan etkileri tartışılmıştır.

Kalıp planları verilen örnek bina modelinde kat yükseklikleri 350 cm’dir. Analiz sabit düşey yükler altında artan yatay yükler ile yapılmıştır. Planda düzensiz bir geometriye sahip yapıda dış yükler etkili döşeme alanları oranınca pay edilmek suretiyle düğüm noktalarında eşdeğer tekil yük olarak etkilmiştir. Düşey yükler, zati ve hareketli yüklerin toplamı ($G+nQ$, $n=0.3$) olmak üzere, zemin katta, $14,2 \text{ kN/m}^2$, 1. katta ise $7,95 \text{ kN/m}^2$ ’dir. 1. derece deprem bölgesinde bulunan yapının zemin sınıfı Z3’tür. Eşdeğer statik deprem yükleri ise, DBYBHY (2007) esaslarına göre hesap edilmiş olup zemin katta 492.33 kN , 1. katta 645.48 kN ’dur. Toplam eşdeğer taban kesme kuvveti 1137.81 kN ’dur. Her kat hizasında etkiyen yükler $+z$ doğrultusunda tüm kolon-kiriş birleşim noktalarına, etkili döşeme alanları oranınca pay edilerek uygulanmıştır (Tablo 4.4). Böylece deprem kuvvetleri dolayısıyla ilave bir dışmerkezlilik verilmesine gerek kalmamıştır.

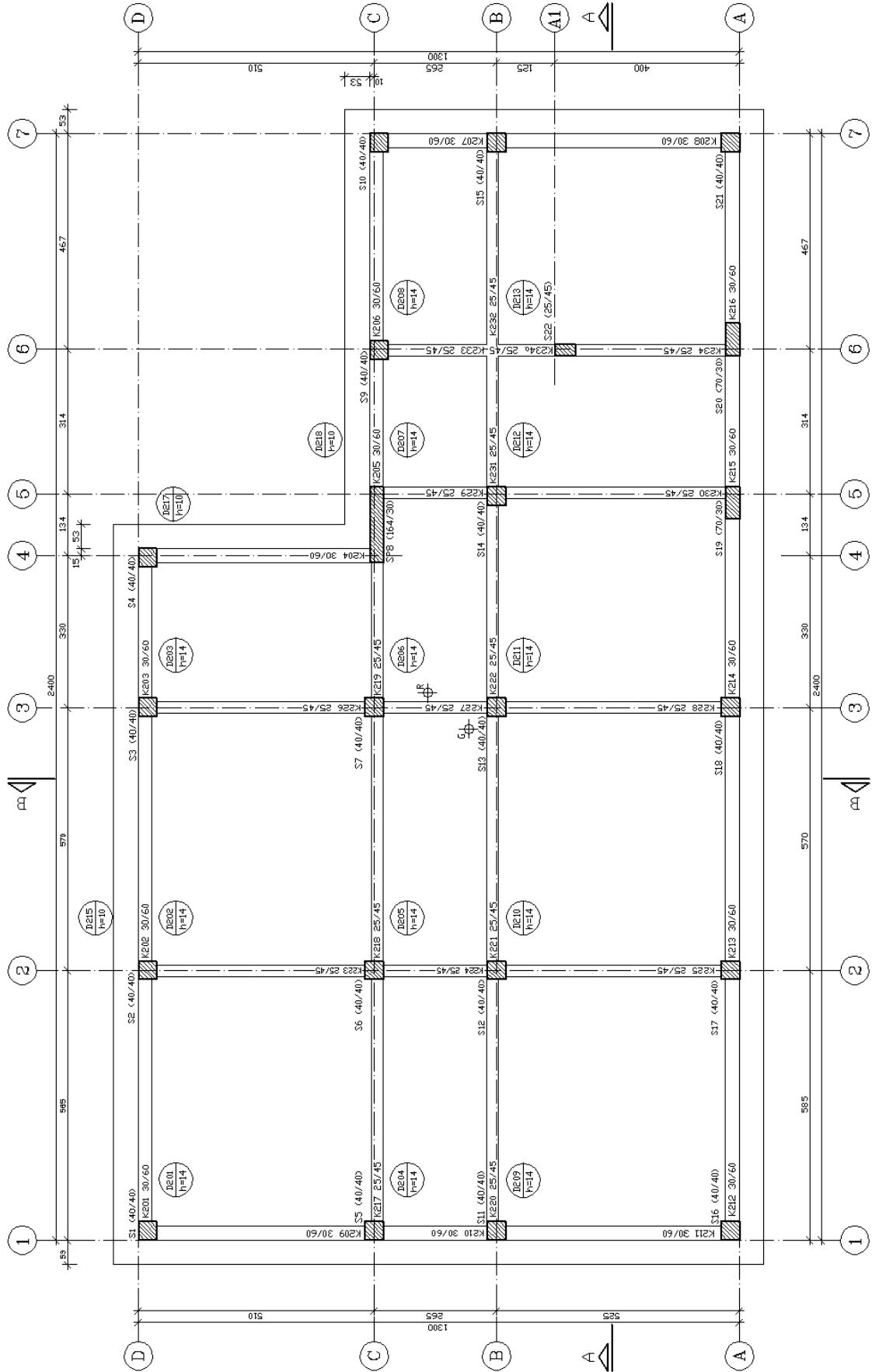
Yapıda, döşemelerin rijit diyafram çalıştığı kabulü ile $\lambda=1.0$ yüklemesinde yapılan doğrusal elastik çözümlemede, etkin kütle oranı 0.93, z doğrultusunda burulma düzensizliği katsayısı da $\eta_b=1.372<1.4$ olarak bulunmuştur. Bu değerler, yapıya artımlı statik itme analizinin uygulanabilmesi için öngörülen kriterleri sağlamaktadır.

Yapının projelendirilmesine esas beton sınıfı C25, donatı sınıfı ise S420’dir. Yapı elemanlarını oluşturan 7 farklı kesite ait donatı detayları Şekil 4.8’de, taşıma gücü değerleri de Tablo 4.5’te verilmiştir. Plastik mafsallı analizlerinde kesitlerin plastik mafsallı moment kapasiteleri, çubuklardaki aksenal kuvvetler dikkate alınarak azami



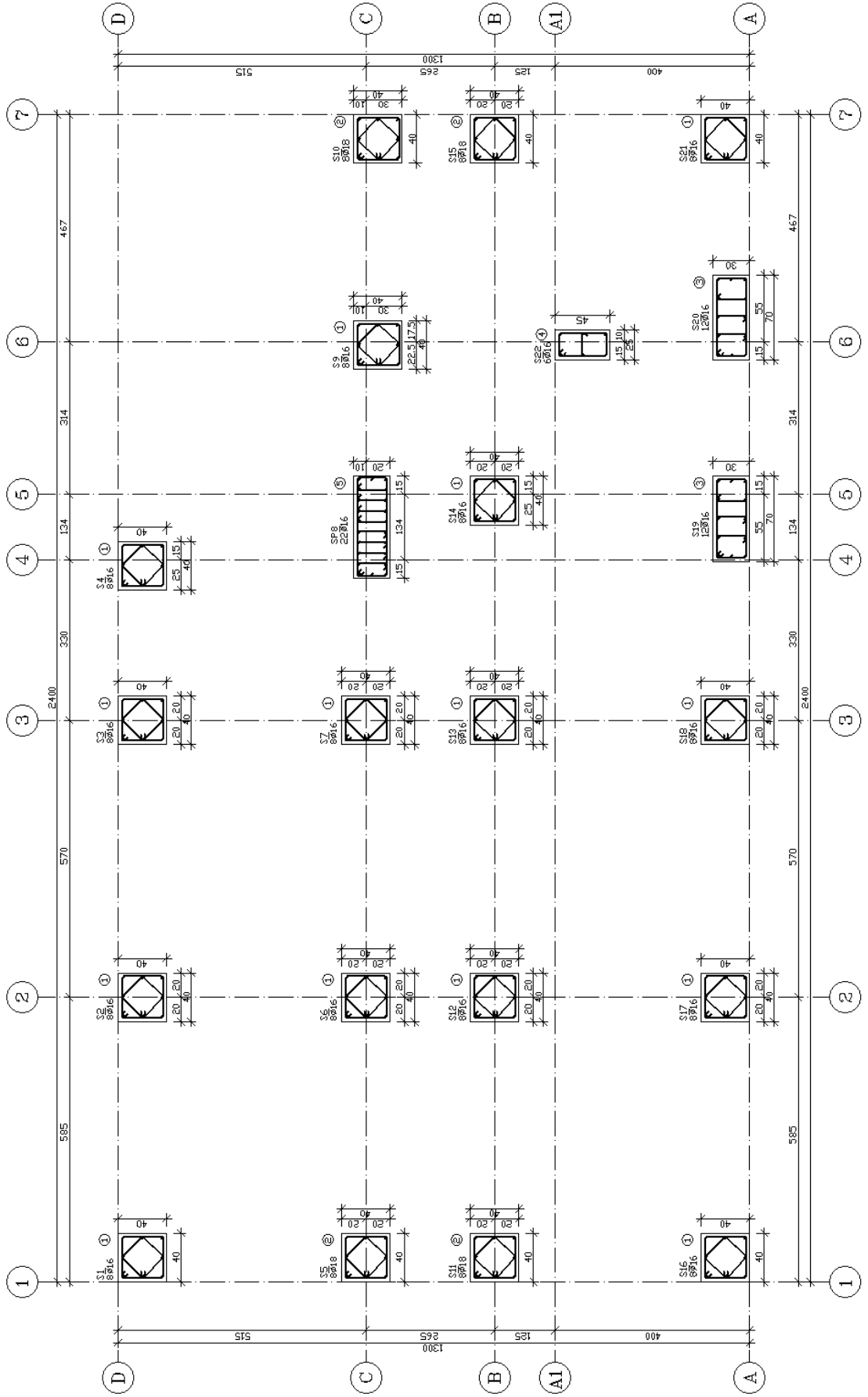
ZEMİN KAT TAVAN KALIP PLANI

Şekil 4.6. Statik itme analizi yapılan binanın zemin kat tavan kalıp planı



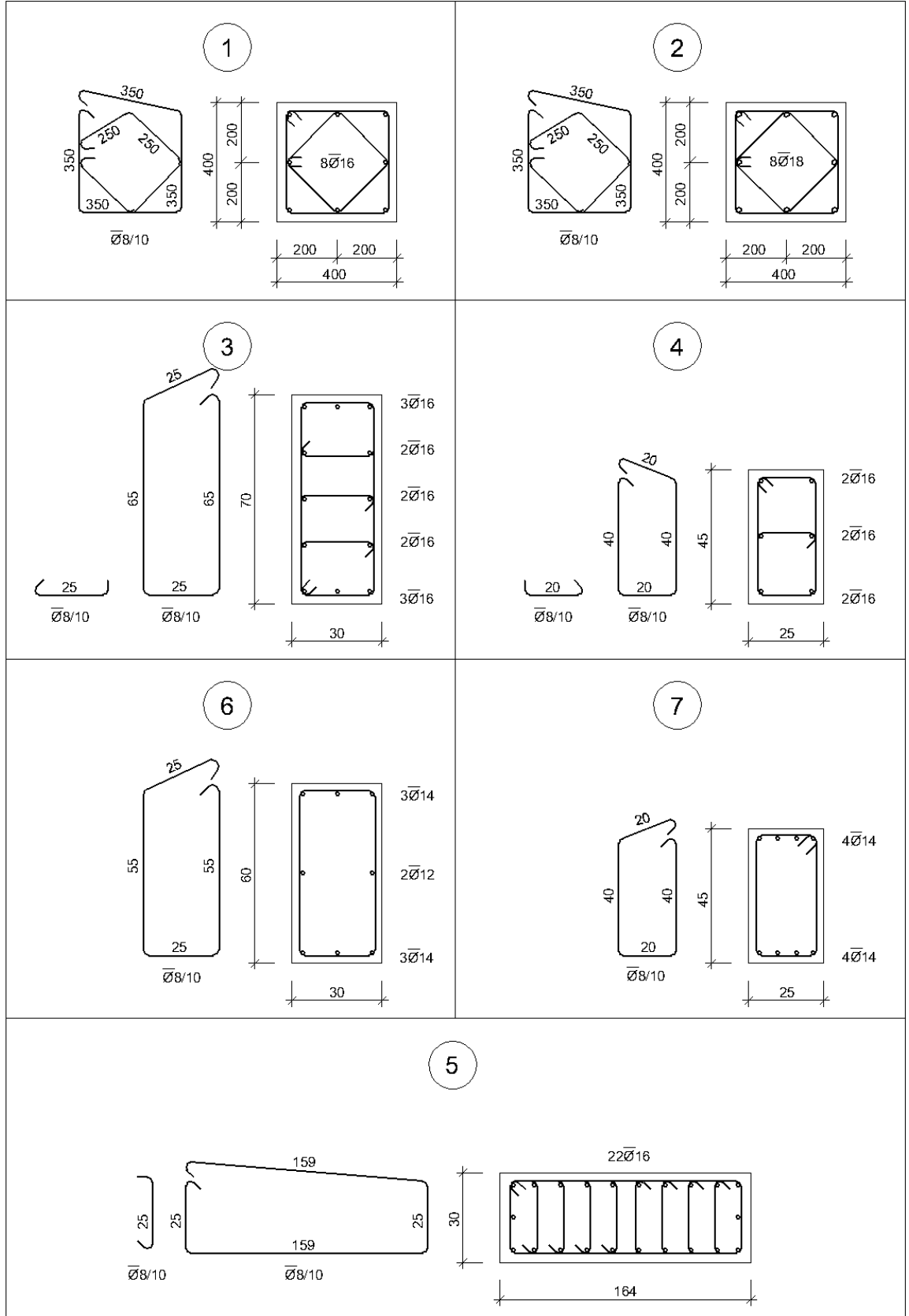
Şekil 4.7. Statik itme analizi yapılan binanın birinci kat tavan kalıp planı

1. KAT TAVAN KALIP PLANI



Şekil 4.8. KOLON yerleşim planı

KOLON APLIKASYON PLANI



Şekil 4.9. Yapıda bulunan kesit tiplerine ait donatı detayları. Beton sınıfı C25, donatı sınıfı S420

Tablo 4.4. Dügüm noktalarına etkiyen düşey ve yatay yükler

| Birinci Kat Yükleri (N) | | | İkinci Kat Yükleri (N) | | |
|-------------------------|------------------|-----------------|------------------------|------------------|-----------------|
| Kolon | Düşey Yük | Yatay Yük | Kolon | Düşey Yük | Yatay Yük |
| S1 | 105932.0 | 14436.5 | S1 | 84588.0 | 22347.0 |
| S2 | 209166.0 | 28505.3 | S2 | 141430.5 | 37364.0 |
| S3 | 165714.0 | 22583.6 | S3 | 112015.5 | 29593.0 |
| S4 | 62480.0 | 8518.0 | S4 | 55252.5 | 14597.0 |
| S5 | 160886.0 | 21925.6 | S5 | 106212.0 | 28059.8 |
| S6 | 317796.0 | 43309.4 | S6 | 177921.0 | 47004.3 |
| S7 | 251766.0 | 34310.8 | S7 | 140953.5 | 37238.0 |
| SP8 | 150804.0 | 20551.6 | SP8 | 104145.0 | 27513.7 |
| S9 | 76964.0 | 10488.7 | S9 | 59068.5 | 15605.1 |
| S10 | 49416.0 | 6734.4 | S10 | 46189.5 | 12202.6 |
| S11 | 164010.0 | 22351.4 | S11 | 108517.5 | 28668.9 |
| S12 | 323902.0 | 44141.5 | S12 | 181339.5 | 47907.5 |
| S13 | 289964.0 | 39516.4 | S13 | 162339.0 | 42887.8 |
| S14 | 166282.0 | 22661.0 | S14 | 122191.5 | 32281.4 |
| S15 | 136888.0 | 18655.2 | S15 | 93253.5 | 24636.3 |
| S16 | 109056.0 | 14862.2 | S16 | 86655.0 | 22893.1 |
| S17 | 215272.0 | 29337.4 | S17 | 144849.0 | 38267.2 |
| S18 | 192694.0 | 26260.4 | S18 | 129664.5 | 34255.6 |
| S19 | 92016.0 | 12540.0 | S19 | 97546.5 | 25770.5 |
| S20 | 88750.0 | 12094.9 | S20 | 95320.5 | 25182.4 |
| S21 | 91022.0 | 12404.5 | S21 | 74491.5 | 19679.7 |
| S22 | 191842.0 | 26144.3 | S22 | 119329.5 | 31525.2 |
| Toplam | 3612622.0 | 492330.0 | Toplam | 2443273.5 | 645480.0 |

Tablo 4.5. Yapıda bulunan farklı kesit tipleri ve eksenel kuvvet N=0 için taşıma güçleri

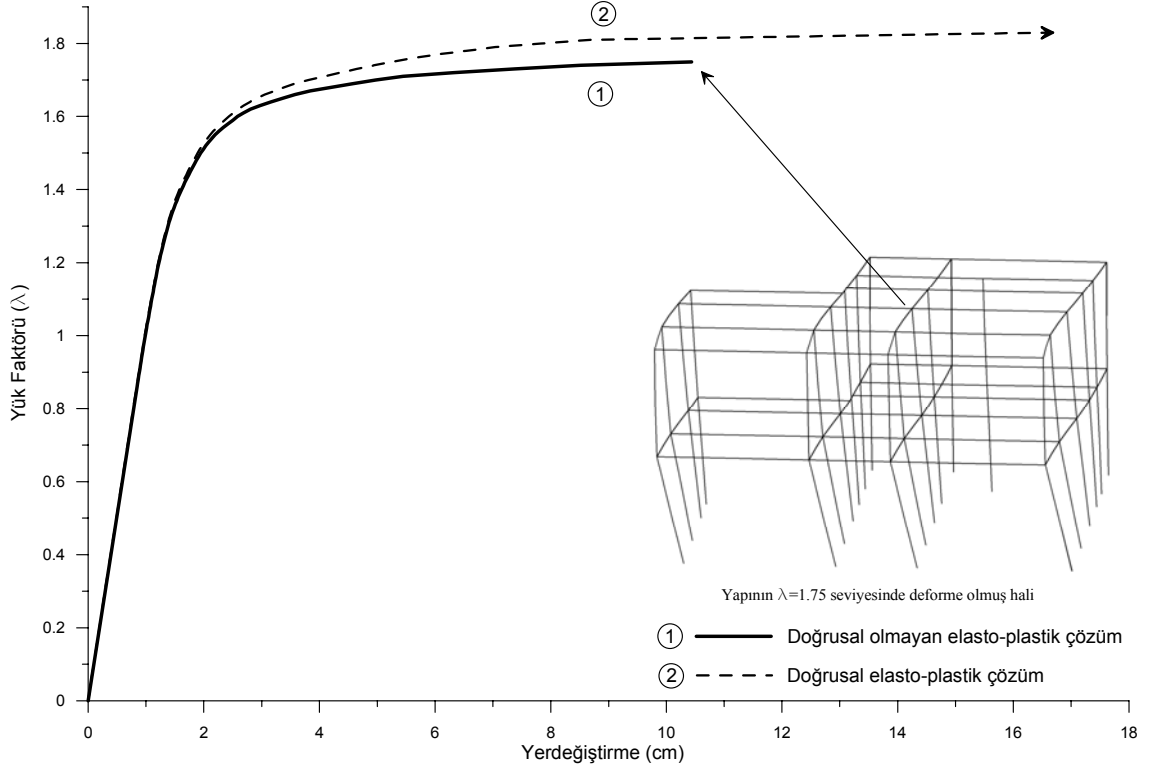
| Kesit | El. Türü | Ebat (cm) | N _p (kN) | M _{py} (kN-m) | M _{pz} (kN-m) | M _{tc} (kN-m) |
|-------|----------|-----------|---------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| 1 | Kolon | 40x40 | 4000 | 118.49 | 118.49 | 34.13 |
| 2 | Kolon | 40x40 | 4000 | 148.09 | 148.09 | 34.13 |
| 3 | Kolon | 30x70 | 5250 | 319.59 | 127.92 | 43.20 |
| 4 | Kolon | 25x45 | 2813 | 100.72 | 52.66 | 18.33 |
| 5 | Kolon | 30x164 | 12300 | 238.53 | 1379.05 | 11.09 |
| 6 | Kiriş | 30x60 | 4500 | 201.80 | 94.51 | 36.00 |
| 7 | Kiriş | 25x45 | 2813 | 102.66 | 53.63 | 18.33 |

beton birim kısalması $\epsilon_{cu}= 0.003$ değeri için belirlenmiştir. Kesitlerin taşıma güçleri Bölüm 3.3.3'te verilen geliştirilmiş Kent ve Park sargılı beton modeli kullanılarak moment-eğrilik analizleri vasıtasıyla belirlenmiştir. Statik itme analizlerinde, çerçeve elemanlarında, farklı yükleme kademelerinde farklı aksenal kuvvet değerlerinde plastik mafsalları oluştuğu için malzeme datası aynı tip kesitler için farklı plastik mafsalları moment değerlerine göre çoğaltılmıştır. Kolonlarda, mafsalları şartının sağlanmadan hemen önceki aksenal kuvvet değerleri esas alınarak plastik mafsalları moment kapasiteleri program datalarına işlenmiştir. Kirişlerde ise ekseriyetle küçük aksenal kuvvetler gözlemlendiği için (<10 kN) plastik mafsalları momentleri $N=0$ hali için analizlere dâhil edilmiştir.

4.3.1. Plastik Mafsalları Analizleri

Artımlı statik itme analizlerinde, üç boyutlu çerçeve yapı modeli her kolon-kiriş elemanına bir plastik mafsalları düşecek biçimde ele alınmıştır. Her yapı elemanı iki parçaya olarak modellenmek suretiyle üç boyutlu yapı modeli 228 çubuk elemandan teşkil edilerek yükler, çerçeve mekanizma durumuna gelene kadar ardışık olarak arttırılmıştır. Burulma kuvvetlerinin etkisi altında meydana gelecek plastik mafsalları davranışının hesaplarda temsil edilememiş olması bir kusur olarak karşımıza çıkmaktadır. Bu eksikliğin yapı davranışına etkisini giderebilmek amacıyla Bölüm 3.2.2.1'de verilen akma şartı ile iki farklı analiz yapılmıştır. Plastik mafsalları oluşumlarını müteakip, plastik mafsalları oluşan çubukların burulma rijitlikleri, brüt kesitin burulma rijitliğinin 1/20'sine, telafi edilmeksizin düşürülmüş ve plastik mafsalları oluşumu ile çubuktaki burulma kuvvetlerinde meydana gelebilecek ani düşüşler simüle edilmeye çalışılmıştır. Bu sayede plastik mafsalları çubuklardaki burulma tesirlerinin ilerleyen yükleme kademelerinde aşırı artışlarının da önüne geçilmiş ve burulma rijitliği azalan çubukların bağlandığı düğüm noktalarında, kurulan yeni rijitlik dengesi ile diğer çubukların daha fazla eğilme momenti alması sağlanmıştır.

Şekil 4.10'da, Denklem (3.29), (3.31) ve (3.33)'de verilen akma şartları ile statik itme analizi yapılan iki katlı çerçeve yapının kapasite eğrileri verilmiştir. Plastik mafsallar için akma şartında burulma kuvvetlerinin plastikleşmeye etkisi ihmal edilmiştir. Dolayısıyla kesitte plastikleşmeye neden olan kuvvetler, aksenal yük ve eğilme momentleridir. Bu kesit tesirlerinin akma şartını sağlaması halinde çubuk uçlarına boyutsuz mafsallar ilave edilerek analizlere devam edilmiştir. Şekil 4.10'daki 1. eğri



Şekil 4.10. Burulma kuvvetlerinin plastikleşmeye etkisi ihmal edilerek, +z yönünde yapılan plastik mafsalları analizi ile elde edilen itme eğrileri

doğrusal olmayan elasto-plastik analiz sonucu, 2. eğri ise doğrusal elasto-plastik analiz sonucu elde edilmiştir. Bölüm 3.2.4.3'te verilen yöntem kullanılarak yapılan geometrik doğrusal olmayan çözümleme için iteratif bir yol takip edilmiştir. Yöntemde, ilk adım yapı sisteminin doğrusal analizi ile başlamakta ve hesaplanan aksel kuvvetler ile stabilite fonksiyonları belirlenmektedir. İlk adımda yapılan bu doğrusal çözümlemeyle, geliştirilen bilgisayar yazılımında iterasyonların sınırlandırılması ile doğrusal elasto-plastik analiz yapma imkanı doğmaktadır. İkinci mertebeye etkiler göz önüne alınmadan yapılan doğrusal çözümü müteakip çubuk uçlarında plastik mafsalları kontrolü yapılarak yük artımına devam edilebilmektedir. Bu şekilde yapılan analizde, ilk plastik mafsallar yük faktörünün $\lambda=0.89$ değerini aldığı kademedeki, 2 numaralı aks üzerinde bulunan K124 kirişinin iki ucunda meydana gelmiştir. Yapının limit durumunda yük faktörü $\lambda=1.86$, ötelenmesi 42.41 cm ve oluşan plastik mafsalları sayısı 117 olarak hesaplanmıştır.

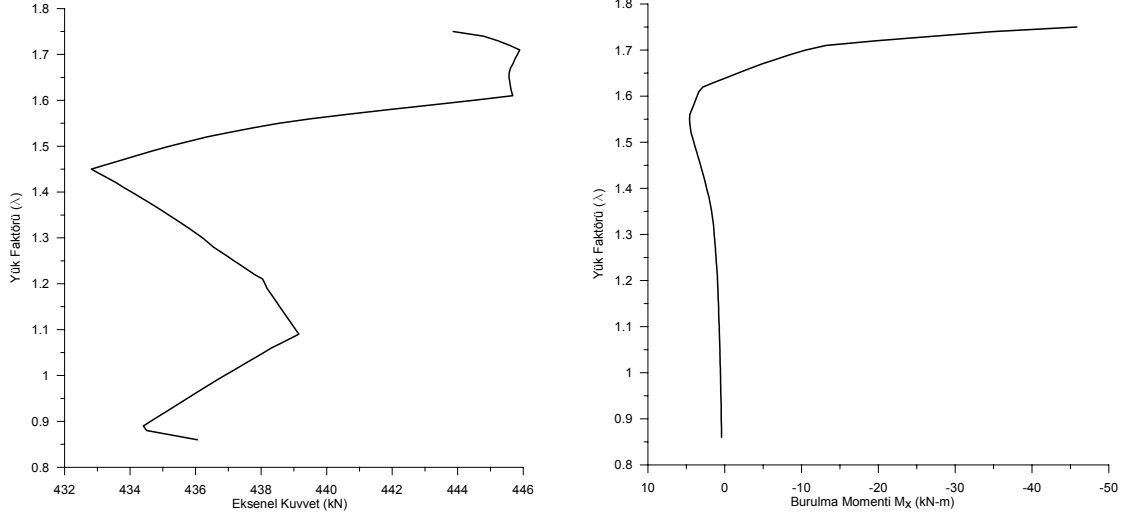
Bölüm 3.2'de verilen yöntemin uygulanması ile yapılan doğrusal olmayan elasto-plastik analiz neticesinde, ilk plastik mafsalları yük faktörünün 0.88 değerini aldığı kademedeki K124 kirişinde S12 kolonuyla birleştiği uca oluşmaktadır. Bir sonraki yükleme

adımında, $\lambda=0.89$ kademesinde kirişin diğer ucunda da plastik mafsallı oluşmaktadır. Kolonlarda ise ilk plastik mafsallar S12 ve S17 kolonlarının alt uçlarında $\lambda=1.22$ seviyesinde tespit edilmiştir. Yapının mekanizma haline geldiği aşamada 113 adet plastik mafsallı tespit edilmiştir. Mekanizma anında yapının limit yük çarpanı mevcut çalışma ile 1,75 olarak belirlenmiş, limit durumda ikinci kat kütle merkezinin itme doğrultusundaki yatay yer değiştirmesi ise 10.44 cm olarak hesaplanmıştır.

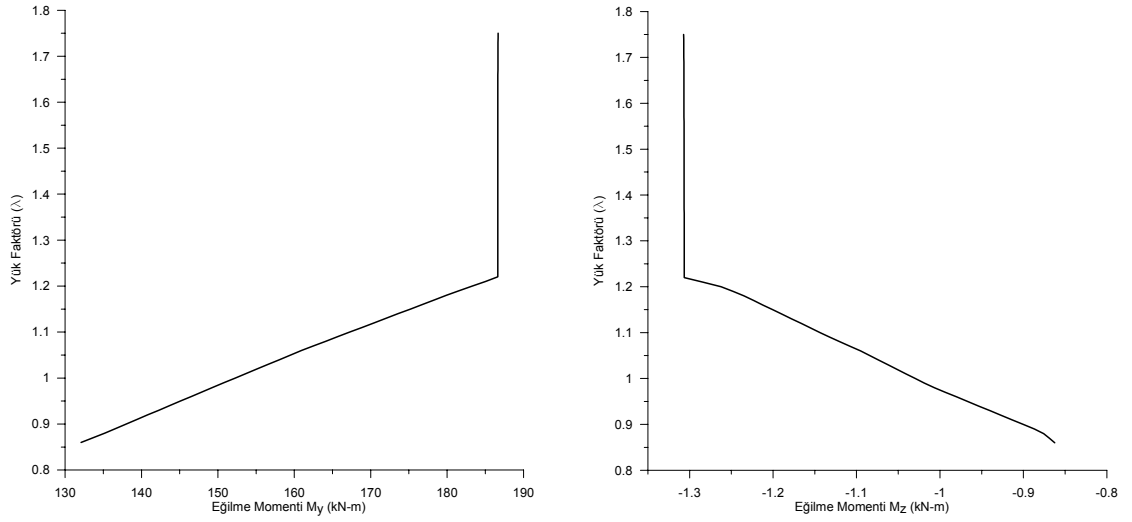
Şekil 4.11-13'te ilk plastik mafsallı olduğu S12 numaralı kolondaki kesit tesirlerinin grafiği verilmiştir. Görüleceği üzere $\lambda=1.22$ değerinden sonra akma şartı sağlanıp plastik mafsallı kabulü yapıldıktan sonra eğilme momentleri sabit kalmakta ve takip eden yükleme adımlarında farklı değerler almamaktadır. Geliştirilen bilgisayar programı ile artımlı statik itme analizleri sırasında istenildiği kadar çubuğun kesit tesirleri bu şekilde izlenebilmektedir.

Şekil 4.13'te kolonun alt ucunda kaydedilmiş kesme kuvveti diyagramları görülmektedir. $\lambda=1.67$ değerinden sonra lokal eksenlerdeki kesme kuvvetlerinde azalmalar meydana gelmektedir. Azalmanın başladığı bu nokta aynı zamanda S12 kolonunun üst ucunda da plastik mafsallı olduğu yükleme kademesidir. Kolonun iki ucunun da mafsallaşmasıyla sabit uç momentlerine maruz çubukta ikinci mertebe etkilerin göz önüne alınması ile kesme kuvvetleri azalmaktadır. Denklem (3.35)'te verilen iki ucu plastik mafsallı çubuğun denge şartından da görüleceği üzere, yanal şekil değiştirmeye devam eden çubukta lokal eksenlerdeki denge şartının sağlanabilmesi için kesme kuvvetlerinin azalması gerekmektedir. Sabit uç momentleri altında, giderek artan $P-\delta$ etkisiyle kesme kuvvetinin çubuk üzerinde oluşturduğu momentin dengelenmesi için kesme kuvvetlerinin azalmasının gerektiği görülmektedir.

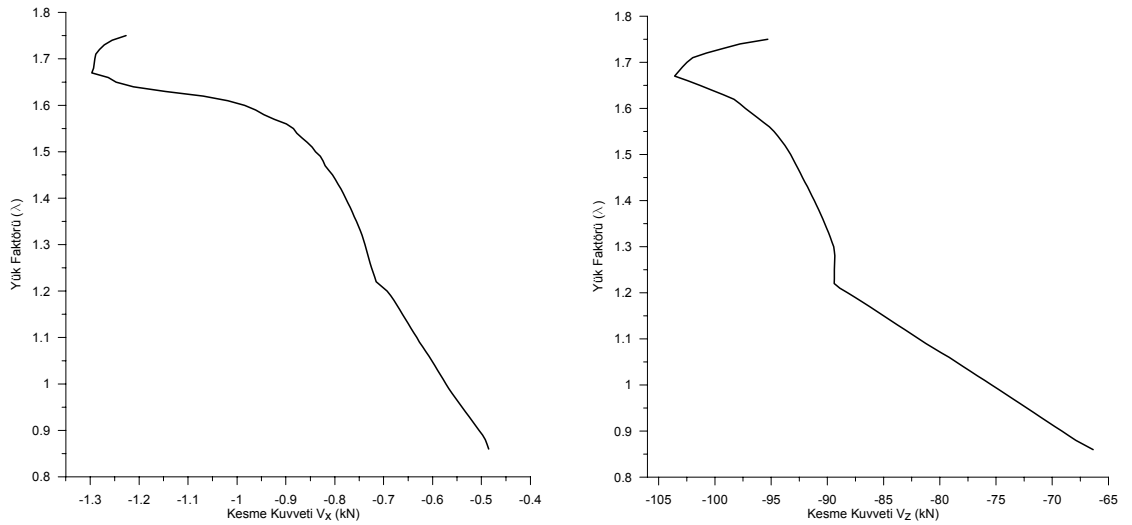
Ancak bu analizde burulma kuvvetlerinin akma şartına etkileri göz önüne alınmaması ve önerilen artımlı itme analiz yönteminde, çubuğun lokal x ekseninde plastik mafsallı tanımlanamaması nedeniyle, Şekil 4.11'de görüldüğü gibi burulma kuvvetleri artan yüklerin etkisi ile artmakta ve sabit bir değerde tutulamamaktadır. Her ne kadar, yük faktörünün 1.65 seviyelerine kadar kaydedilen burulma momenti değerleri küçük olsa da limit duruma yaklaşıldıkça arttığı görülmektedir. Bu durum diğer pek çok çubuk için benzer şekilde gözlenmiştir.



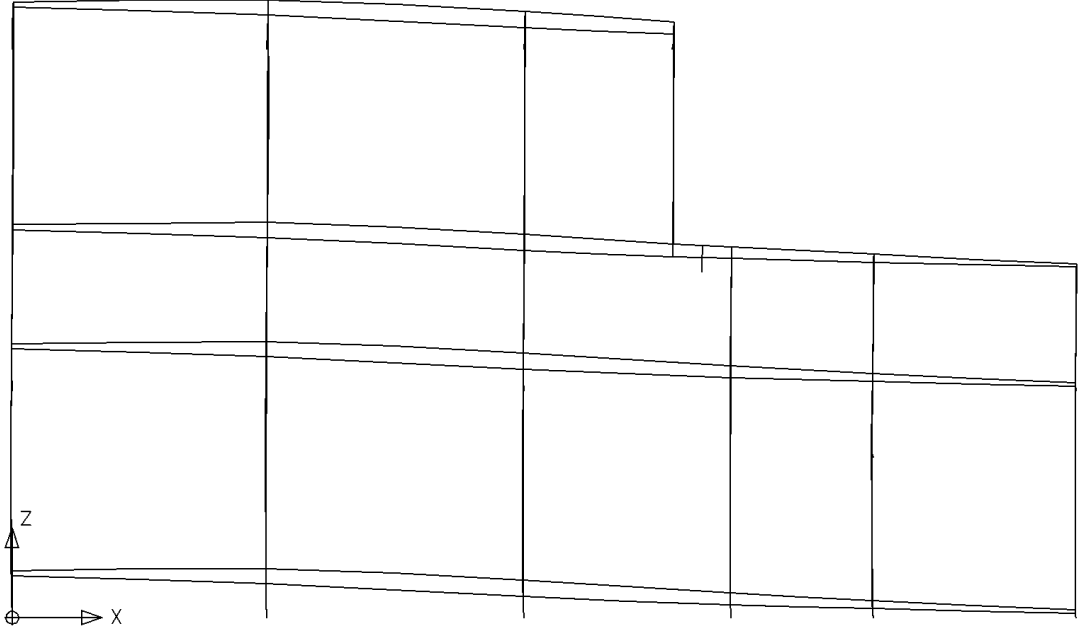
Şekil 4.11. S12 kolonunun alt ucunda kaydedilen eksenel yük ve burulma momenti değişimi



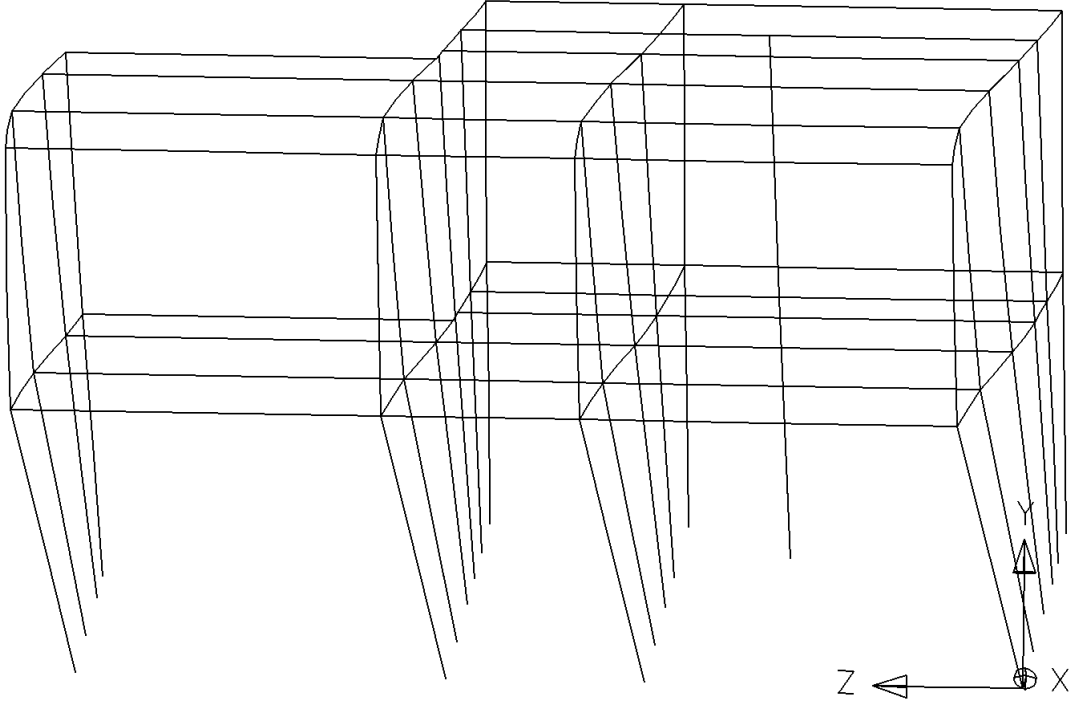
Şekil 4.12. S12 kolonunun alt ucunda lokal eksenlerde kaydedilen eğilme momenti değişimi



Şekil 4.13. S12 kolonunun alt ucunda lokal eksenlerde kaydedilen kesme kuvveti değişimi



Şekil 4.14. $\lambda=1.75$ seviyesinde binanın $x-z$ düzleminde şekil değiştirmiş hali, üst görünüş
(Yer değiştirmeler sekiz defa abartılmıştır)



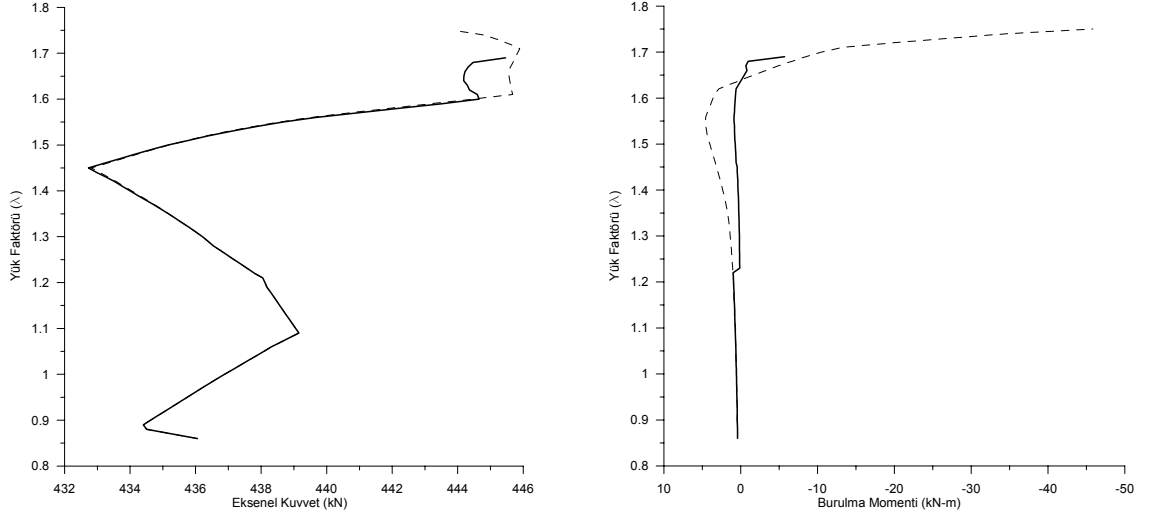
Şekil 4.15. $\lambda=1.75$ seviyesinde, şekil değiştirmiş binanın üç boyutlu görünüşü
(Yer değiştirmeler sekiz defa abartılmıştır)

Kesitte bulunan aksenal kuvvet ve eğik eğilmenin varlığı dikkate alındığında burulma tesirine maruz elemanların plastik davranışı iyice karmaşık bir hal almaktadır. Burulma kuvveti altında meydana gelen plastikleşmelerin tüm çubuk boyuna yayıldığı dikkate alındığında, eğilme momenti altında oluşan plastikleşmeler gibi tek bir noktaya indirgemek mümkün değildir. Burulma kuvvetine maruz çubuk elemanların plastik davranışı konusunda yapılmış olan çalışmalarda (Ersoy ve Özcebe, 2001), davranışın tam olarak ideal plastik mafsallara benzeri bir davranış sergilemediğine değinilmiştir. Yalnız burulma momenti nedeniyle kesitte meydana gelen plastikleşmenin burulma rijitliğine etkisi Gregor ve Wight (2005) tarafından, çatlama kesitin burulma rijitliğinin çatlama kesitin burulma rijitliğine oranının 1/20 mertebelerine kadar vardığı ifade edilmiştir. Ersoy ve Özcebe (2001) bu konuda yaptıkları detaylı araştırmalarda bu oranın 1/10 ila 1/30 arasında değiştiği belirtilmiştir.

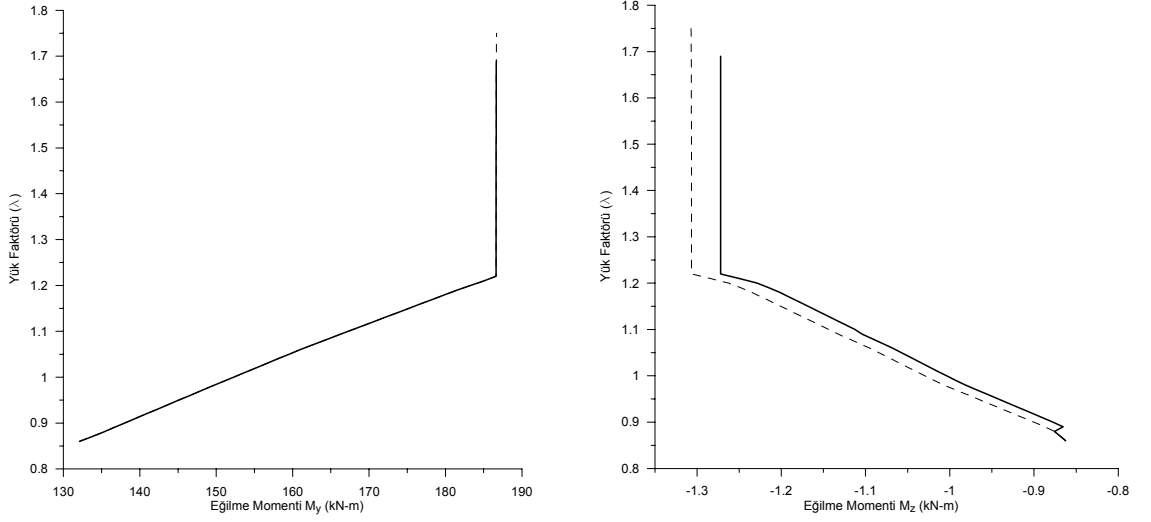
Tez çalışması kapsamında durumu basitleştirebilmek ve pratik bir yaklaşım getirebilmek amacıyla, betonarme elemanlar için Çakıroğlu ve Özer (1980) tarafından önerilen ve Bölüm 3.2.2.1’de verilen akma şartının sağlandığı durumda plastik mafsalların oluşmasını müteakip, mafsallaşmanın olduğu çubuktaki burulma rijitliği, brüt kesitin burulma rijitliğinin 1/20’sine indirilmiş ve düğüm noktasındaki yük dağılımının diğer kesit tesirlerine, yeni burulma rijitlikleri ile pay edilmesi sağlanmıştır. Bu sayede burulma rijitliğindeki ani azalma nedeniyle oluşacak yeni kuvvet uyumunun yapı davranışına etkileri incelenmiştir.

Şekil 4.19’da burulma rijitlikleri konusunda bahsedilen kabuller ile elde edilen itme eğrisi görülmektedir. İlk plastik mafsallara yük faktörünün 0.88 değerini aldığı kademede K124 kirişinin S12 kolonuyla birleştiği ucunda oluşmaktadır. Hemen akabinde $\lambda=0.89$ kademesinde kirişin diğer ucunda da plastik mafsallara oluşmaktadır. Kolonlarda ise ilk plastik mafsallar S12 ve S17 kolonlarının alt uçlarında $\lambda=1.22$ seviyesinde tespit edilmiştir. Yapının mekanizma haline geldiği aşamada 107 adet plastik mafsallara tespit edilmiştir. Mekanizma anında yapının limit yük çarpanı mevcut çalışma ile 1,69 olarak belirlenmiş, limit durumunda ikinci kat kütle merkezinin itme doğrultusundaki yatay yer değiştirmesi ise 10.28 cm olarak hesaplanmıştır.

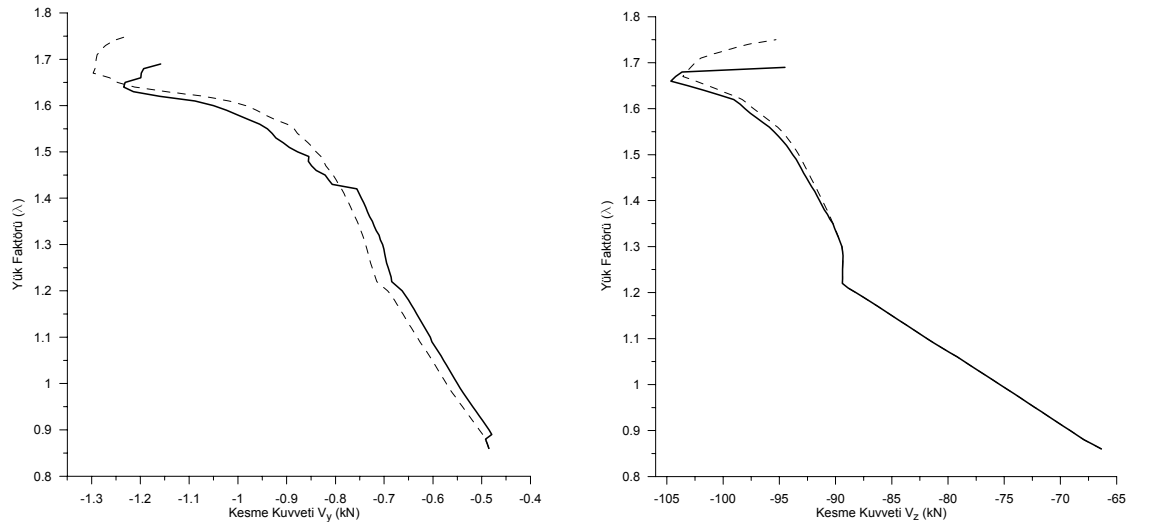
Şekil 4.16’da S12 kolonunda itme analizi esnasında kaydedilen burulma momentinin



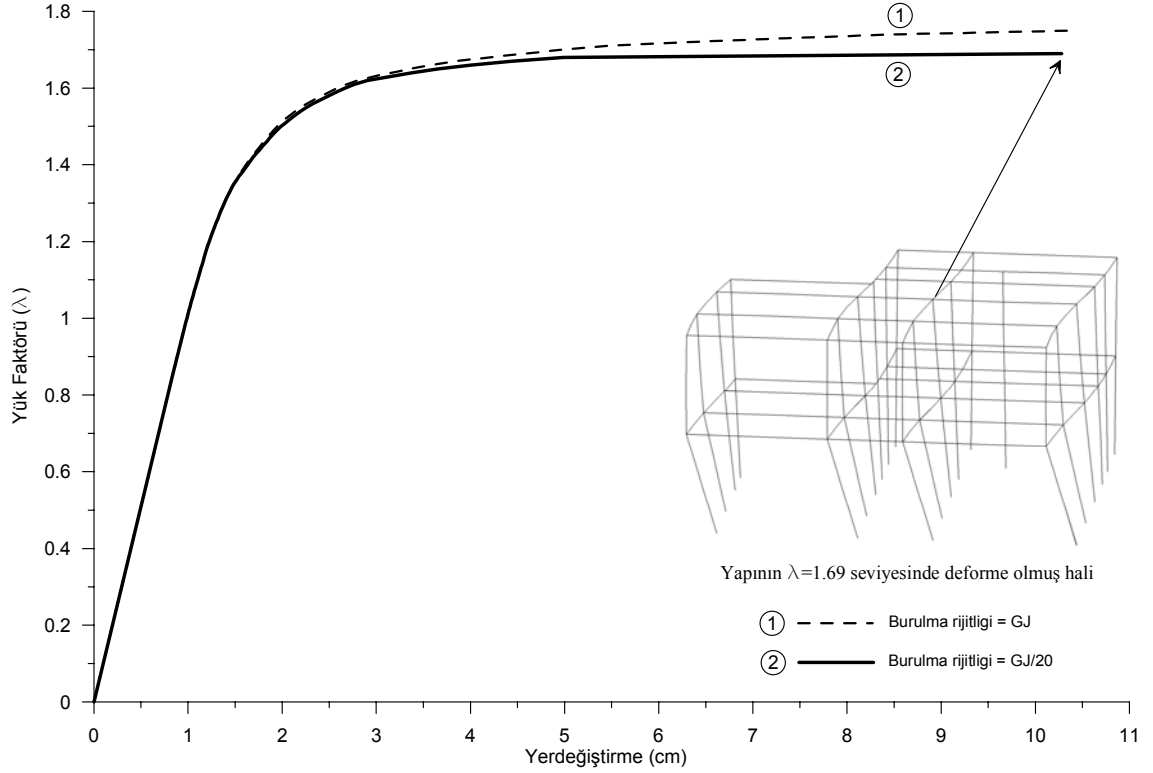
Şekil 4.16. S12 kolonunun alt ucunda kaydedilen eksenel yük ve burulma momenti değişimi



Şekil 4.17. S12 kolonunun alt ucunda lokal eksenlerde kaydedilen eğilme momenti değişimi



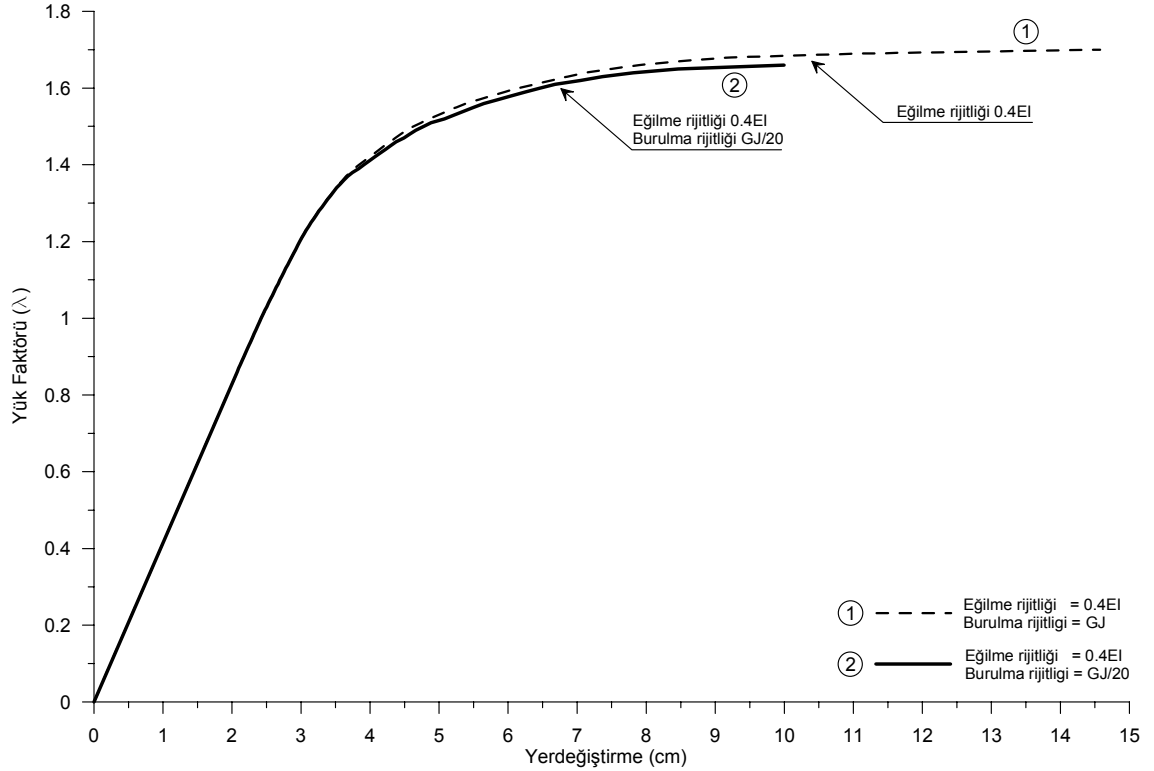
Şekil 4.18. S12 kolonunun alt ucunda lokal eksenlerde kaydedilen kesme kuvveti değişimi



Şekil 4.19. Burulma rijitliklerinin plastik mafsall oluşumu ile 1/20 oranında azaltılması sonucu elde edilen itme eğrisi

mukayeseli grafiği görülmektedir. Burulma rijitliği sabit kabul edilerek yapılan analizlerde çubuktaki burulma kuvvetlerinin limit duruma yaklaştıkça kontrolsüz bir biçimde artmasına rağmen burulma rijitliğinin, mafsall oluşumunu müteakip $GJ/20$ değerine azaltılması suretiyle burulma kuvvetlerinin daha makul seviyelerde kaldığı gözlenmiştir. Böylesi karmaşık bir durumda gerçek burulma davranışını modellemek oldukça güçtür. Yapıyı oluşturan elemanların plastik mafsall momentine eriştikleri anda kesitte oluşan çatlakların boyutlarına göre burulma rijitliğinin tayin edilmesi daha doğru neticeler verecektir. Burulma rijitliği, eğik eğilme ve eksenel kuvvet altındaki kesitte oluşan çatlak genişliği ve derinliği, basınç bölgesindeki beton yüzeyi ve donatı düzenine bağlı olarak çok farklı değerler alabilecektir. Çubuk boyuna yayılan ve tek bir noktada yoğunlaşmayan burulma tesiri plastik mafsall oluşumundan sonra ani düşüşler gösterecektir. Davranışın karmaşık bir yapıya sahip olması nedeniyle durum bu şekilde basitleştirilmeye çalışılarak, plastik mafsall analizinde farklı bir yaklaşım getirilmiştir.

Betonarme elamanların malzeme davranışı dikkate alınarak elde edilen moment-eğrilik ilişkisi incelendiğinde, eksenel yükün mertebesine ve yönüne göre eğilme rijitliğinin



Şekil 4.20. Eğilme ve burulma rijitlikleri azaltılmış halde elde edilen itme eğrileri

çok farklı değerler alabileceği bilinen bir gerçektir. İki farklı malzemenin kesit içerisindeki davranışının, örneğin, betonda çekme gerilmelerinin, donatıda ise pekleşmenin ihmal edilmesi gibi belli kabuller ile incelenmesiyle, kesitin eğilme etkisi altındaki eğilme rijitliğinin yeteri yaklaşıklık ile belirlenebilmesi mümkündür. Dolayısıyla, çatlama kesit ile çatlamamış kesitin eğilme rijitlikleri arasında büyük farklılıkların meydana gelmesi de beklenen bir davranıştır. Bu konuda, Deprem Yönetmeliğinin (DBYBHY, 2007) 7. bölümünde, aksenal basınca maruz betonarme elemanların etkin eğilme rijitliklerinin tayini hakkında verilen yaklaşık kabul dikkate alındığında, eğilme rijitliklerinin, incelenen yapıda büyük oranlarda değişiklik göstermesi gerektiği görülmektedir. Plastik mafsal analizlerinde, rijitliklerde meydana gelmesi gereken bu değişikliklerin yapı davranışına etkisini görebilmek amacıyla, eğilme rijitlikleri, atalet momentleri yardımıyla azaltılmıştır. Yapı elemanlarının maruz kaldığı aksenal kuvvetlerin büyük çoğunluğunun $0.1N_p$ değerinden düşük kalması nedeniyle atalet momentleri %60 oranında azaltılarak $0.4(EI)_0$ değerine düşürülmüştür.

Bu kabuller altında yapılan analiz sonuçları ile eğilme rijitliklerinin brüt kesitin eğilme rijitliğine eşit alınarak yapılan analiz sonuçları arasında belirgin bir fark mevcuttur.

Eğilme rijitliği $0.4(EI)_o$ alınarak yapılan analizde, limit durumda tespit edilen yük faktörü 1.70 ve bu durumdaki tepe yer değiştirmesi 14.57 cm olarak bulunmuştur. Yük faktörü açısından ele alındığında, eğilme rijitliklerinin brüt değerlerde $(EI)_o$ alınarak hesaplanan çarpana ($\lambda=1.75$) göre %2.86 değerinde bir azalma söz konusudur. Yer değiştirme açısından bakıldığında ise eğilme rijitlikleri brüt değerlerde alınan yapı sisteminin yer değiştirmesine nazaran %39.56 değerinde bir artış görülmektedir. Çatlamış kesite ait eğilme rijitliklerinin göz önüne alınması ile yapının taşıma gücünde küçük bir azalma, yer değiştirmede ise belirgin bir artış gözlemlenmiştir.

Benzer şekilde, buruma rijitliği konusunda yapılan yaklaşım, etkin eğilme rijitliği için yapılan kabul ile birlikte ele alınmış ve yapıya artımlı statik itme analizi uygulanmıştır. Şekil 4.20'de analiz sonucu elde edilen itme eğrileri verilmiştir. 2 numaralı eğride elde edilen neticeler ile 1 numaralı eğriden elde edilen neticeler arasında büyük fark mevcuttur. Burulma rijitliklerinin plastik mafsalları oluşumu ile $GJ/20$ değerine indirilmesi sonucu, yapı daha düşük yükleme kademesinde, daha az yanal öteleme yaparak stabilitesini kaybetmektedir. Yapının mekanizma haline geldiği aşamada 78 adet plastik mafsalları tespit edilmiştir. Bu aşamada, limit durumdaki yük faktörü $\lambda=1.66$ ve bu yükleme kademesinde hesaplanan tepe yer değiştirmesi $\delta_z=9.99$ cm olarak bulunmuştur. Şekil 4.20'de verilen, 1 numaralı eğri ile elde edilen yanal öteleme değerine ($\delta_z=14.57$ cm) göre, 2 numaralı eğride %31.43 değerinde bir azalma meydana gelmiştir.

Görüleceği üzere yapı sistemini oluşturan elemanların karmaşık davranışı göz önüne alınmaya çalışıldığı ölçüde taşıma gücünde azalmalar meydana gelmekte ve yer değiştirmeler aşırı derecede etkilenmektedir. Bu durum, burulma rijitliği konusunda yapılan kabullerle elde edilen itme eğrilerinden de belirgin olarak görülmektedir.

4.3.1.1 Limit Durum Sonrası Davranış

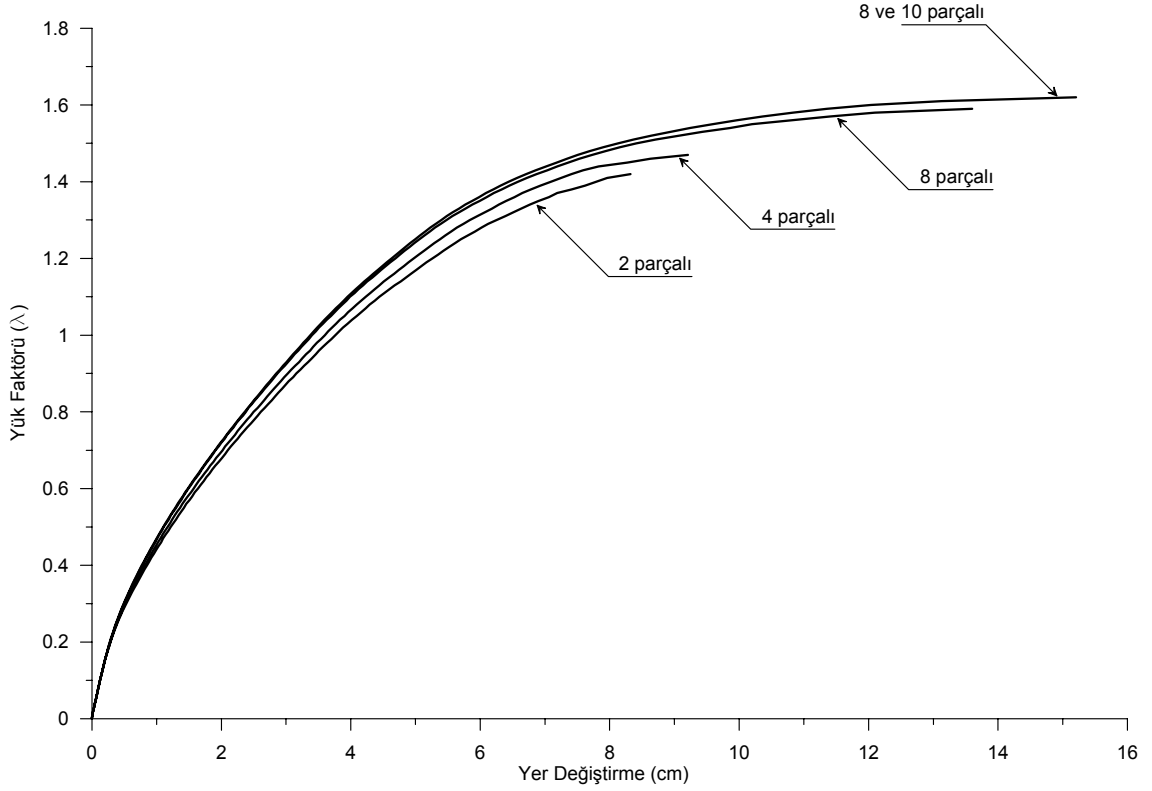
Plastik mafsalları analizi ile statik itme analizi yapılan üç boyutlu çerçeve yapının stabilitesini kaybettiği yükleme adımında determinantın sıfırdan büyük olması için yapıya etkiyen dış yükler artım oranınca azaltılmak suretiyle yapının ilave yer değiştirme yapması sağlanmıştır. Bu yük boşaltma işlemleri sırasında mevcut plastik mafsallara ilave olarak oluşan plastik mafsallar da incelenebilmiştir. Yapı, sistem rijitlik matrisi tekil hale geldikten sonra azaltılan yatay dış yüklerin etkisi altında, azalan

eksenel kuvvetler ile stabilite fonksiyonları değişmekte ve sistem rijitlik matrisi tekilliğini kaybetmektedir. Böylece yapı ötelenmesine devam edebilmektedir. İtme eğrisinin limit durum sonrasındaki parçası doğrusaldır ve eğimi sabittir.

4.3.2. Moment-Eğrilik Analizi

Şekil 4.6 ve 4.7’de kalıp planları verilen yapının taşıyıcı sistemi 7 farklı kesitten oluşmaktadır. Artımlı statik itme analizinde kullanılan malzeme dataları için her kesit tipi ayrı ayrı ele alınmış ve kesit düzleminde bulunan lokal eğilme eksenleri birbirinden bağımsız olarak ele alınarak moment-eğrilik ilişkileri belirlenmiştir. Bu yolla, tüm kesit tipleri için *eğilme momenti-eğilme rijitliği* dataları oluşturulmuştur. Moment-eğrilik ilişkisini belirlemek için yapılan analizler, -500 kN ile 1000 kN eksenel kuvvet aralığında 1 kN’luk artışlar ile gerçekleştirilmiştir. Yapıya uygulanan itme analizi esnasında kesite ait eğilme rijitliği bilgileri, eksenel kuvvet ve eğilme momenti etkileşimi göz önüne alınarak, kesit tipine göre otomatik olarak önceden oluşturulmuş bu data dosyalarından elde edilmektedir. Analiz süresinde bu bilgilerin oluşturulması bir hayli zaman alacağından bu tarz bir yol tercih edilmiştir.

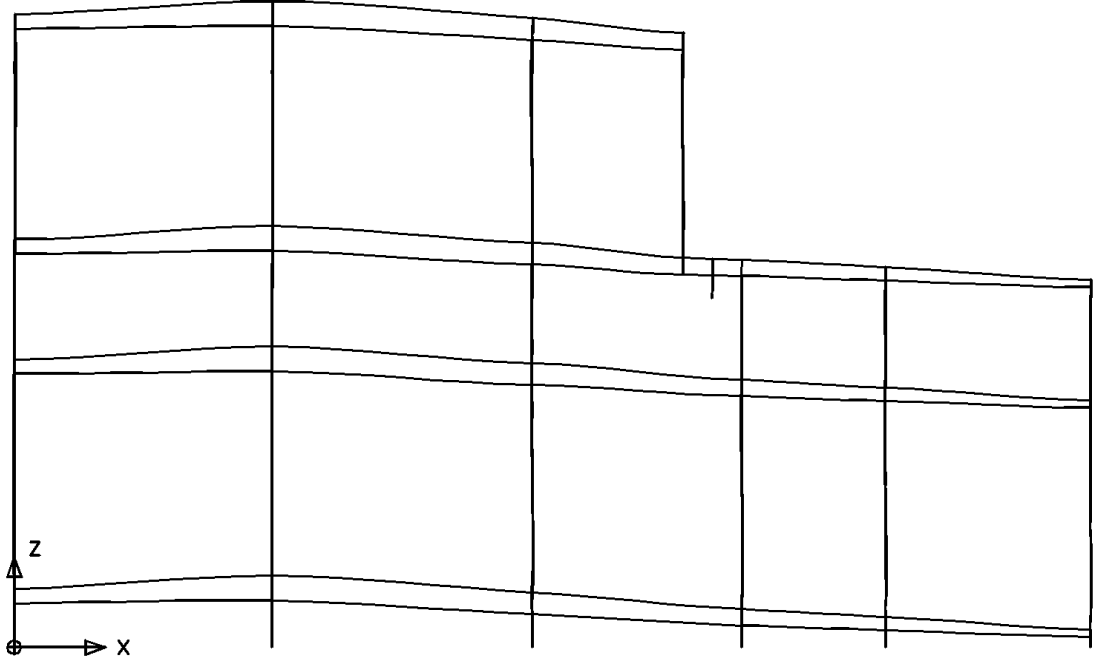
Şekil 4.21’de, betonarme yapının artan dış yükler altındaki değişken eğilme rijitlikleri (EI_n) ile elde edilen itme eğrileri görülmektedir. Çalışmada, çatlamış betonarme kesitin eğilme rijitliğindeki değişimin yapı davranışına etkisini simüle edebilmek için çatlamış kesitteki rijitlik değişimleri (azalması) analizlere telafi yükleri yardımıyla dahil edilmiştir. Yöntemin hassasiyet derecesini ve hata payını göstermesi açısından, kolon ve kiriş elemanlar çok parçalı olarak modellenerek analizleri yapılmıştır. 2 parçalı yapı elemanlarından oluşan modelden elde edilen itme eğrisinden görüleceği üzere, daha düşük ötelemelerde ve daha düşük yükleme kademelerinde yapı stabilitesini kaybetmektedir. Bu durum, plastikleşmenin atalet momentleri yardımıyla modifiye edildiği yapı elemanlarında, plastikleşmenin çubuk boyunun yarısında etkili olmasından dolayı daha erken yükleme kademelerinde stabilitesini kaybetmesi olarak açıklanabilir. Plastikleşen elemanın çubuk boyunun analizlere olan etkisinin daha net görülebilmesi amacıyla çubuklar daha küçük parçalara bölünerek sonuçlara etkisi incelenmiştir. Yapı modelinde çubuklar daha küçük parçalara bölündükçe analizin hassasiyet derecesi artmıştır. Sekiz parçalı analizde, zemin kat kolonlarından bazılarının alt ucunda, ileri yükleme kademelerinde kayma mekanizmasına benzer şekil değiştirmeler olduğu göz-



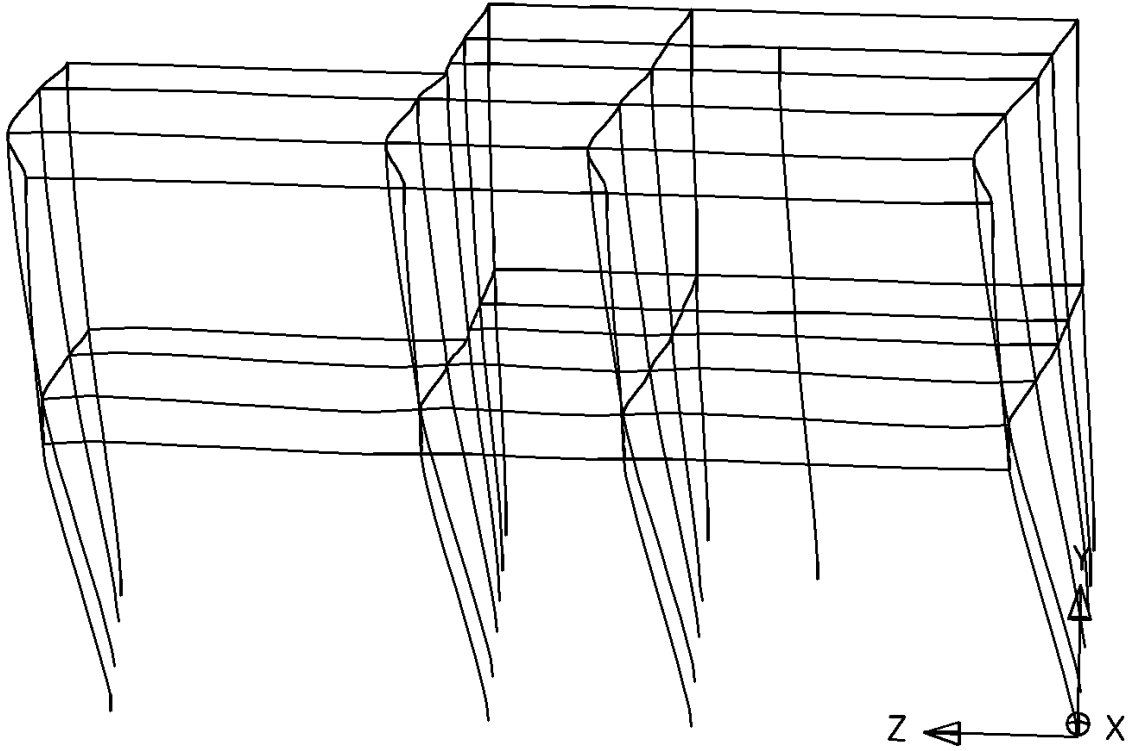
Şekil 4.21. Moment-eğrilik analizleri sonucunda elde edilen statik itme eğrileri

lenmiştir. Eşit sekiz parçaya bölünen taşıyıcı elemanların kolonlardaki boyları 43.75 cm'dir. Zemin kat kolonlarından bazılarının en alt parçalarında görülen aşırı yanal şekil değiştirme, eğilme rijitliğindeki değişim oranının Euler kritik yüküne olan etkisinden kaynaklanmaktadır. Eğilme rijitliği azalan çubuğun kritik yükü azalmakta, dolayısıyla stabilite fonksiyonlarının hesabında kullanılan $\rho = P/P_{cr}$ değerini yükseltmektedir.

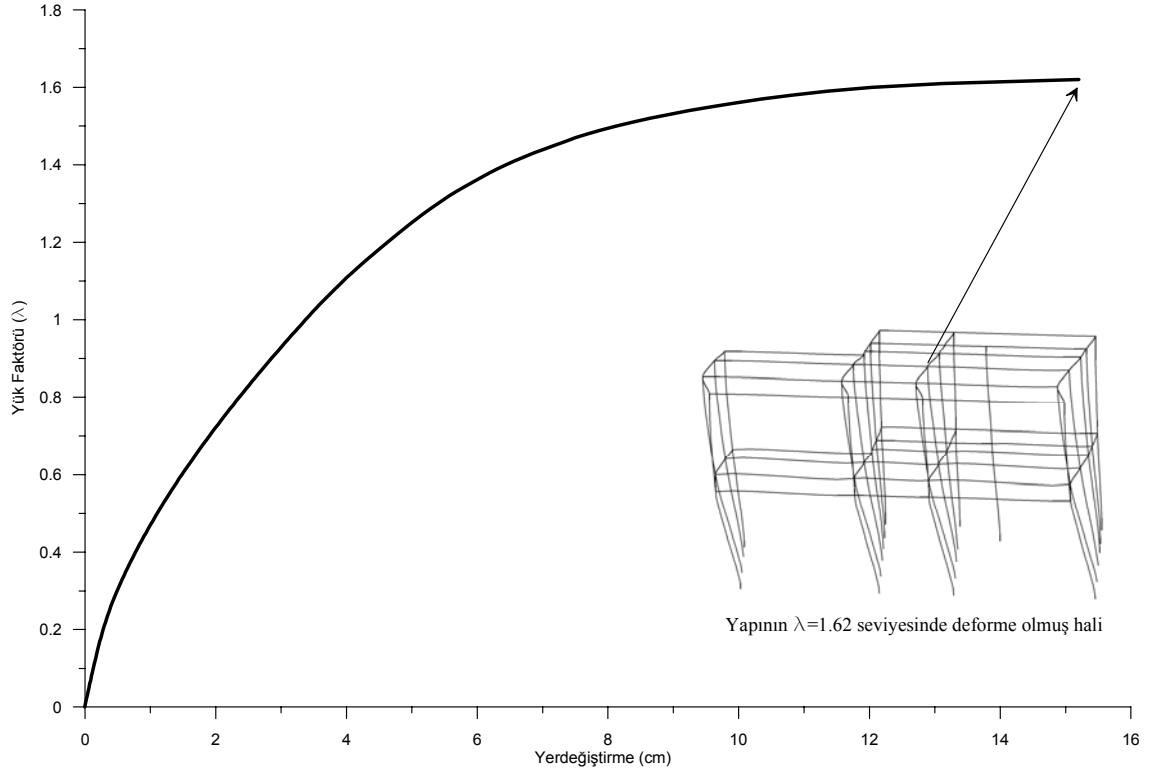
Stabilite fonksiyonlarının rijitlik değişimi esnasında farklı değerler alması telafi yükleri ile yer değiştirmelerin kontrolünde bir takım hatalara neden olmaktadır. Bu durum Bölüm 3.3.6'da detaylı bir şekilde irdelenmiştir. Dolayısıyla, modelde kolonların düğüm noktalarına bağlanan parçaları ikiye bölünmek suretiyle analiz datası kolonlarda 10 noktaya çıkartılmış ve kolonların düğüm noktalarına bağlanan parçalarındaki çubuk boyları 21.875 cm yapılmıştır. Oluşturulan yeni modelde yapının şekil değiştirmiş hali üzerinde yapılan incelemelerde, sekiz parçalı çözümlemelerde gözlenen kusurlara rastlanmamıştır. Anlaşılacağı üzere, çubuktaki plastikleşme yayılışının daha küçük parçalar ile daha hassas bir biçimde ele alınması gerekmektedir. Şekil 4.21'de görüleceği üzere en makul neticeler sekiz ve on parçalı modelde elde edilmiştir. Tüm kolonların on ve kiriş elemanların eşit sekiz parçaya bölünmesi ile model 950 nokta ve



Şekil 4.22. $\lambda=1.62$ seviyesinde binanın $x-z$ düzleminde şekil değiştirmiş hali, üst görünüş
(Yer değiştirmeler sekiz defa abartılmıştır)



Şekil 4.23. Moment eğrilik analizi sonucunda yapının limit durumu. $\lambda=1.62$, genel görünüş
(Yer değiştirmeler sekiz defa abartılmıştır)



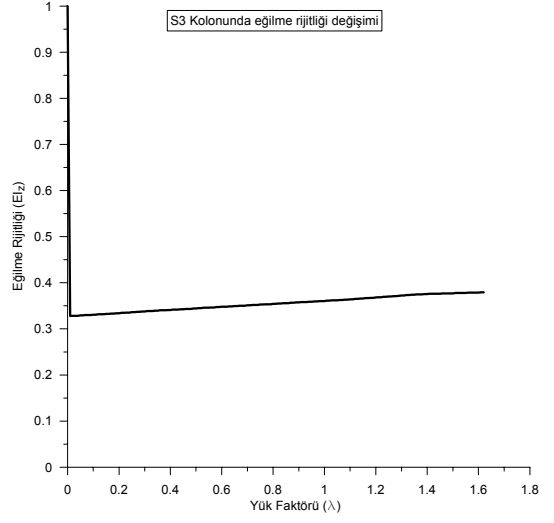
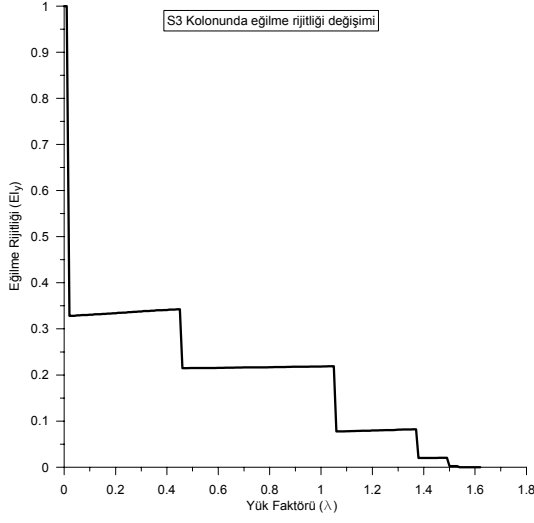
Şekil 4.24. Moment-eğrilik analizi ile elde edilen itme eğrisi

996 çerçeve elemanı ile analiz edilmiştir. Ancak, yapı modeline ait datanın büyüklüğünden dolayı analiz süresi bir hayli uzamıştır. Neticede, yapının limit yük çarpanı 1.62 ve bu yükleme kademesine denk gelen yer değiştirmesi 15.21 cm olarak tespit edilmiştir. Şekil 4.22 ve 4.23'te statik itme analizinden elde edilen neticelere göre yapının limit durumdaki şekil değiştirmiş hali görülmektedir. Yer değiştirmeler sekiz defa abartılmak suretiyle şekil değiştirmeler ölçekli olarak çizdirilmiştir. 8 parçaya ayrılan kiriş ve 10 parçaya ayrılan kolon elemanlar sayesinde, çerçeve çubuklarındaki plastikleşmenin yayılışının yapı davranışına etkisi daha detaylı bir şekilde incelenebilmiştir. Çerçeve elemanların eğilme rijitliklerindeki kademeli azalma ve parçalı çubuk boyları ile çubuk elemanların eğri biçimli şekil değiştirmeleri de daha gerçekçi bir şekilde elde edilebilmiştir.

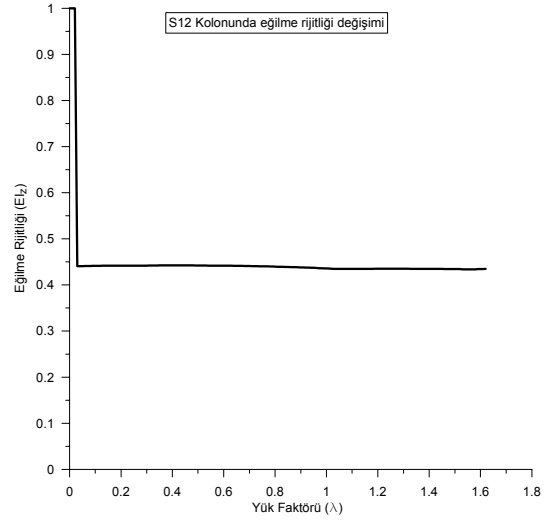
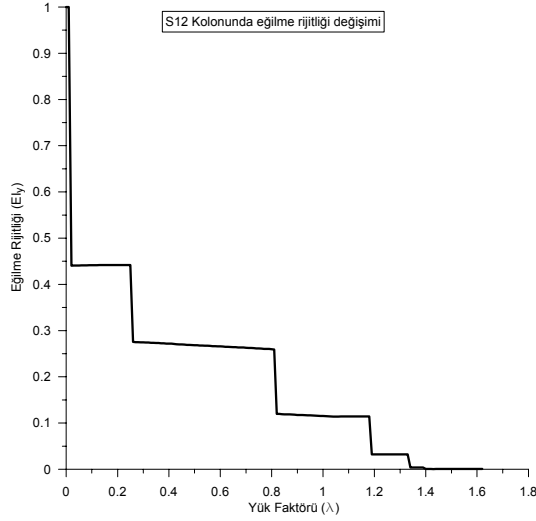
Statik itme analizlerinde eğilme rijitliklerinin tayini, her çubuk elemanın aksenal kuvvet ve lokal eksenlerdeki eğilme momentleri arasındaki etkileşim dikkate alınarak yapılmaktadır. İtme analizine başlamadan önce, her farklı kesit türü için ayrıca yapılan moment-eğrilik analizlerinden elde edilen veri dosyaları kullanılarak, eğilme rijitlikleri her yükleme kademesinde program tarafından otomatik olarak tespit edilmekte ve

kademeli olarak azaltılmaktadır. Bu sayede, önerilen yöntem ile DBYBHY (2007)'de çatlamış kesite ait eğilme rijitliklerinin azaltılması ile ilgili verilen bağıntılar, analiz süresince daha hassas bir biçimde tayin edilebilmektedir. Şekil 4.26'da D-3 aksında bulunan S12 kolonunun lokal y ve z eksenlerine ait eğilme rijitliği-yük faktörü grafikleri verilmiştir. Rijitlik değişimi izlenen çerçeve elemanları kolonların alt ucundadır ve boyları 21.875 cm'dir. Şekil 4.25'te ise S3 kolonunun lokal z ekseninde kaydedilen eğilme rijitliği değişiminin, ilk yükleme adımında %32'ye düştüğü fakat ilerleyen yükleme kademelerinde %40'lara varan bir yükselişe maruz kaldığı görülmektedir. Eğilme rijitliklerinin kademeli olarak azaltıldığı yöntemde, şayet eğilme momenti belli bir aralıkta fazla değişim göstermiyor ve eğilme rijitliğinin azaltılması için gereken bir üst kritik noktaya geçmiyor ise analiz süresince eksenel kuvvetin değişiminden (artma veya azalma) dolayı eğilme rijitliği belli bir eğim ile artış veya azalış gösterebilmektedir

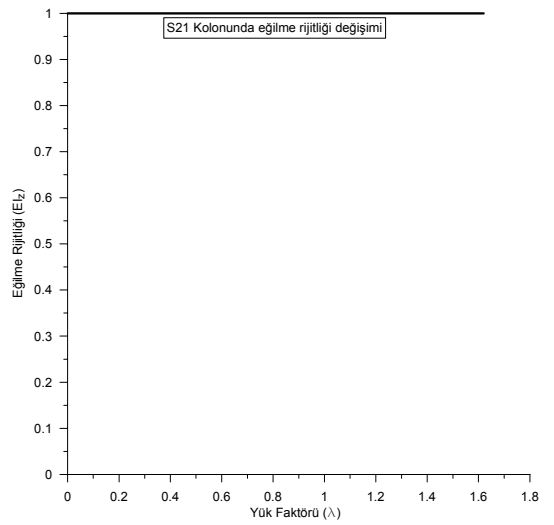
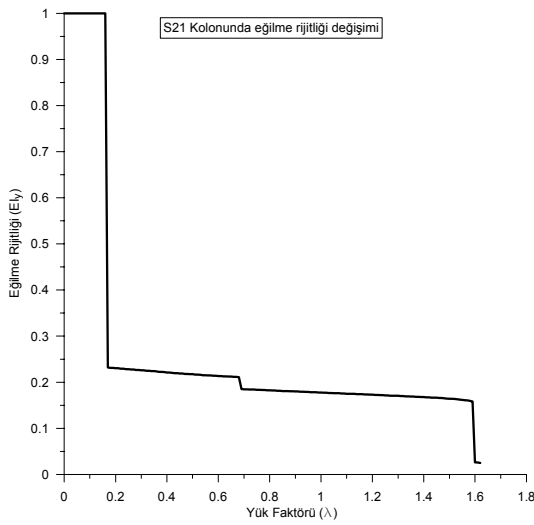
Eğilme rijitliklerinin tayini için, artımlı statik itme analizine ilk olarak sabit düşey yükler altında yatay yük faktörü sıfır alınarak başlanmakta ve bu yükleme kademesinde elde edilen kesit tesirlerine göre eğilme rijitliklerindeki değişim, kesitlere ait datalardan otomatik olarak tespit edilmektedir. Eksenel kuvvetin değerine göre malzeme dosyalarından, beton birim kısalmasının 0.00025 olduğu değerinde elde edilen eğilme momentinin aşılması halinde yeni eğilme rijitlikleri tespit edilmekte ve bu eğilme rijitliklerinden, elastisite modülü sabit tutularak azaltılmış yeni atalet momentleri belirlenmektedir. Bu yolla, ilerleyen yükleme adımlarında, brüt kesite ait atalet momenti değerleri, azaltılmış yeni atalet momenti değerleri ile değiştirilmektedir. Bu esnada, azaltılmış eğilme rijitlikleri oranınca kesit tesirlerinden elde edilen telafi yükleri çubuk uçlarına dış yük olarak etkilerek, arttırılmış yatay yükler ile analize devam edilmektedir. Grafiklerde eğilme rijitliği için gösterilen "1" rakamı brüt kesitin atalet momenti ile elde edilen eğilme rijitliğini (EL_0) temsil etmektedir. Görüleceği üzere, limit duruma gelindikçe, kolonların global x eksenine paralel eksenlerindeki eğilme rijitlikleri sıfıra yakın değerlere düşmektedir. Ancak Şekil 4.27'de S21 kolonunun eğilme rijitliği-yük faktörü grafiklerine bakıldığında, lokal y eksenindeki eğilme rijitliği sıfıra yakın değerlere düşerken, z eksenindeki eğilme rijitliğinin sabit kaldığı görülmektedir. z eksenine etkileyen moment vektörünün eğilme rijitliği datalarında kullanılan ilk kritik moment değerini ($\epsilon_c=0.00025$ için) aşmaması nedeniyle, eğilme rijitliği brüt kesitin eğilme rijitliğinde kalmıştır.



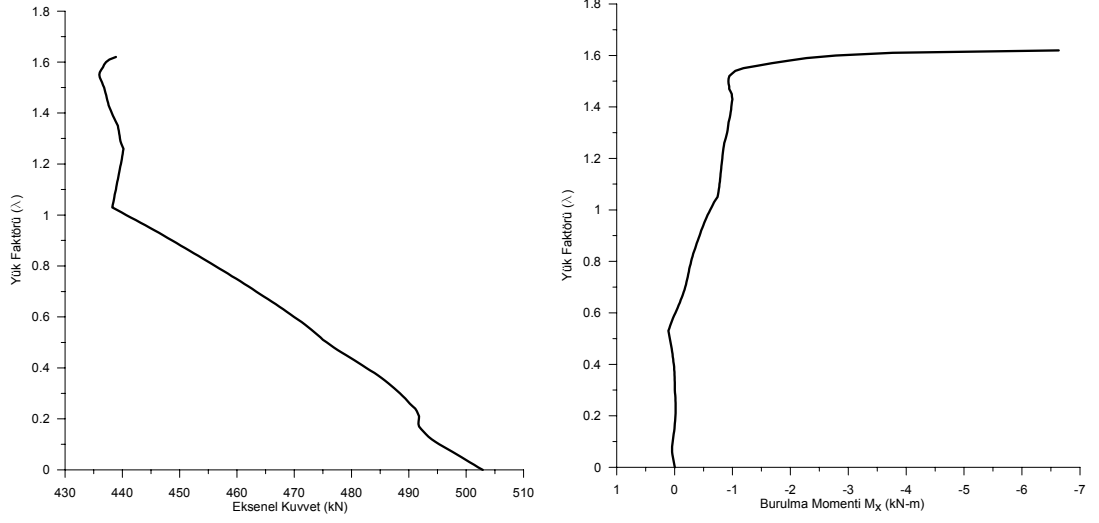
Şekil 4.25. S3 kolonunun alt ucunda kaydedilen eğilme rijitliği değişimleri.



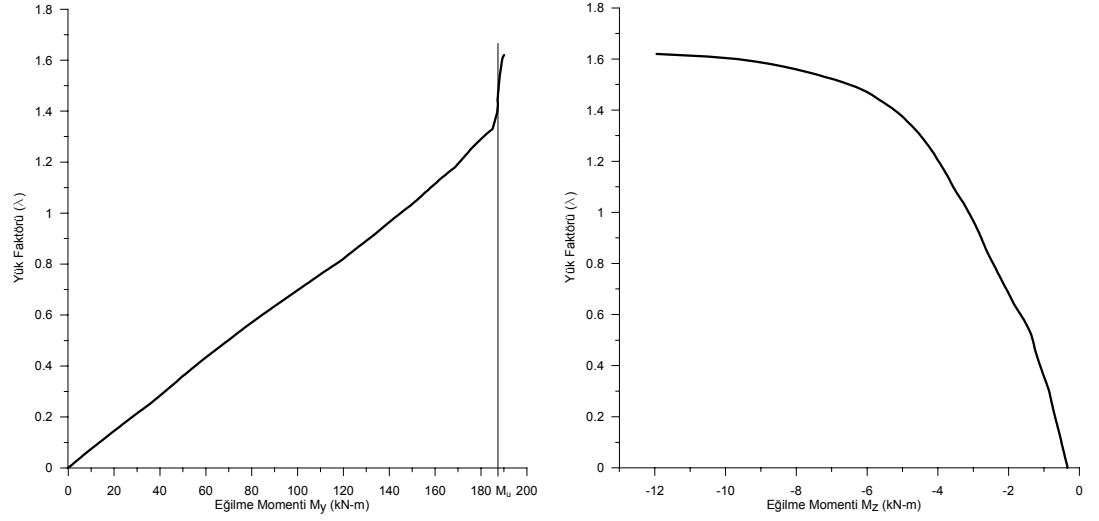
Şekil 4.26. S12 kolonunun alt ucunda kaydedilen eğilme rijitliği değişimleri.



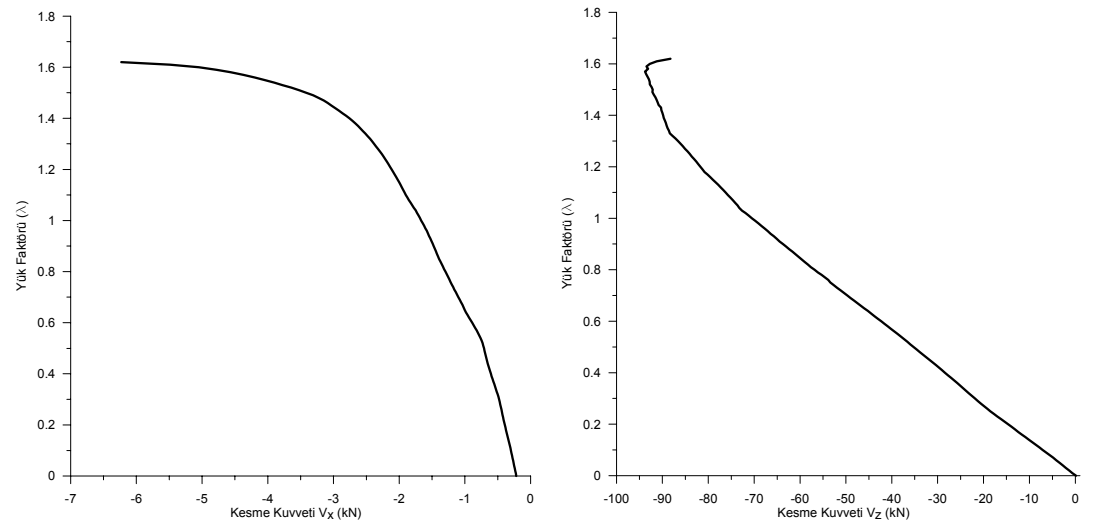
Şekil 4.27. S21 kolonunun alt ucunda kaydedilen eğilme rijitliği değişimleri.



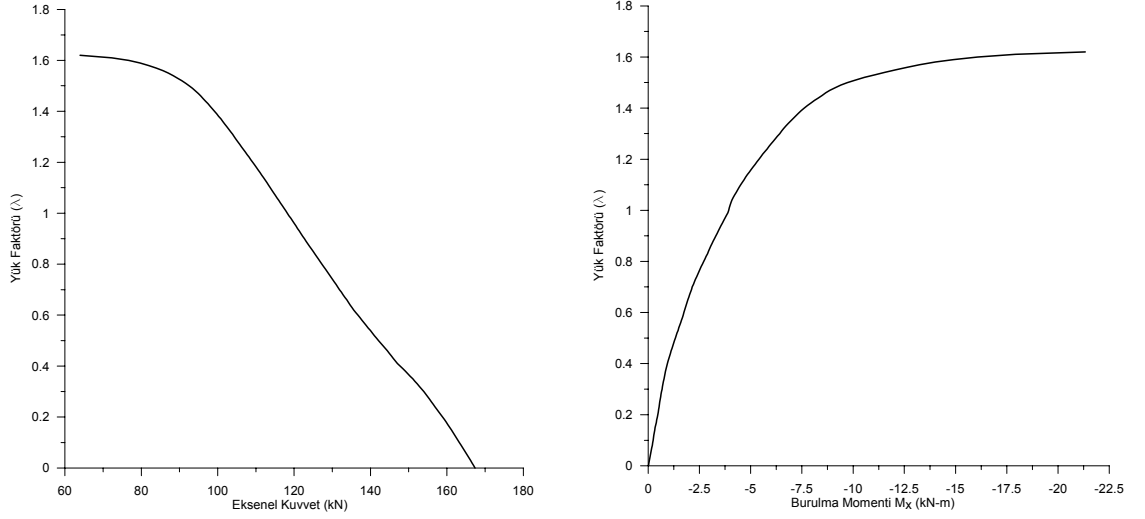
Şekil 4.28. S12 kolonunun alt ucunda kaydedilen eksenel yük ve burulma momenti değişimi



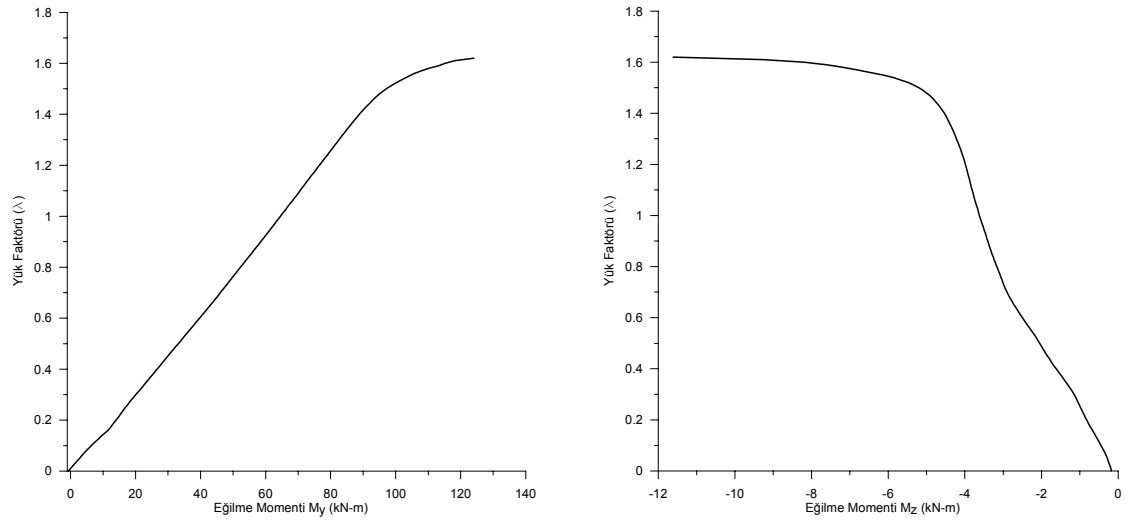
Şekil 4.29. S12 kolonunun alt ucunda kaydedilen lokal eksenlerdeki eğilme momenti değişimi



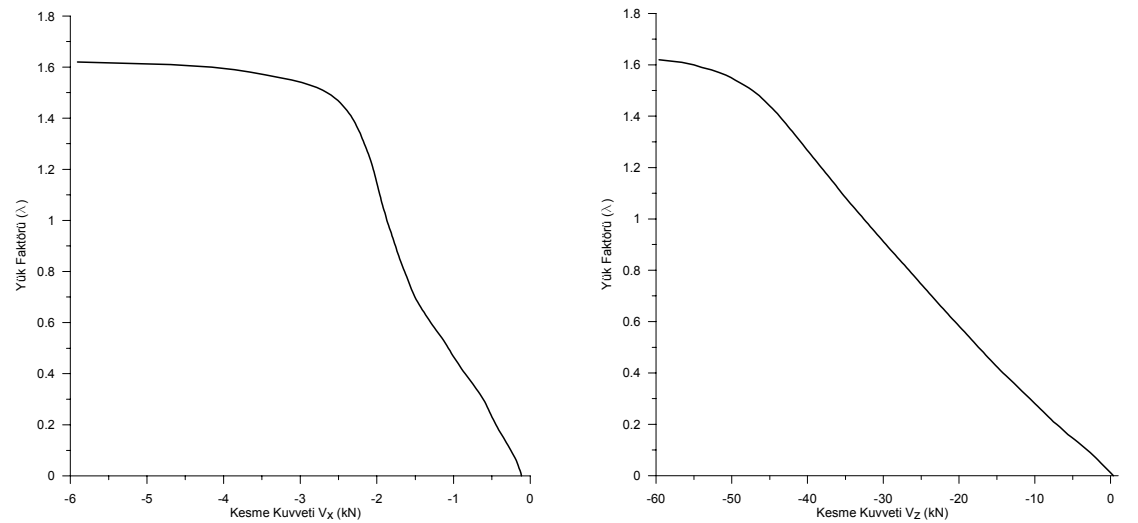
Şekil 4.30. S12 kolonunun alt ucunda kaydedilen lokal eksenlerdeki kesme kuvveti değişimi



Şekil 4.31. S21 kolonunun alt ucunda eksenel yük ve burulma momenti değişimi



Şekil 4.32. S21 kolonunun alt ucunda lokal eksenlerdeki eğilme momenti değişimi



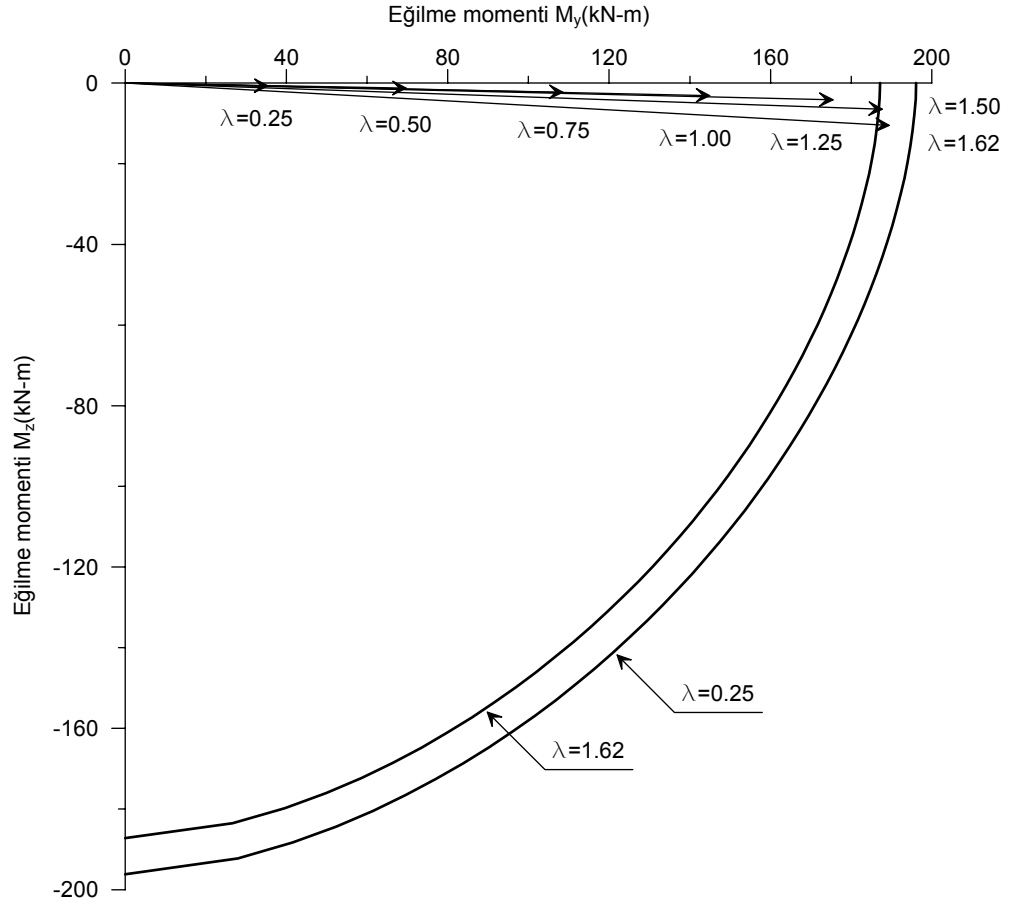
Şekil 4.33. S21 kolonunun alt ucunda lokal eksenlerdeki kesme kuvveti değişimi

Bu durum gerçek davranışa uygun değildir ve yöntemin mevcut haliyle, eğilme momentleri arasındaki etkileşimi ihmal ederek, eğilme rijitlikleri arasındaki etkileşimi kuramamasından kaynaklanmaktadır. Aynı durum Şekil 4.25 ve 4.26’da görülen S12 ve S3 kolonlarında da söz konusudur. Etkileşimin ihmal edilmiş olması, fazla zorlanan ekseninde eğilme rijitliğinin sıfıra yakın değerlere düşerken daha az zorlanan ekseninde daha yüksek seviyelerde kalmasına neden olmakta ve yapı davranışını global manâda, taşıma gücü açısından olması gerekenden daha dayanıklı bir hale sokmaktadır. Eğilme rijitlikleri arasında etkileşimin göz önüne alınmasıyla, az zorlanan kesit ekseninde de ciddi oranda bir azalma söz konusu olacaktır ve yapı bünyesindeki kuvvet uyumu değişecektir.

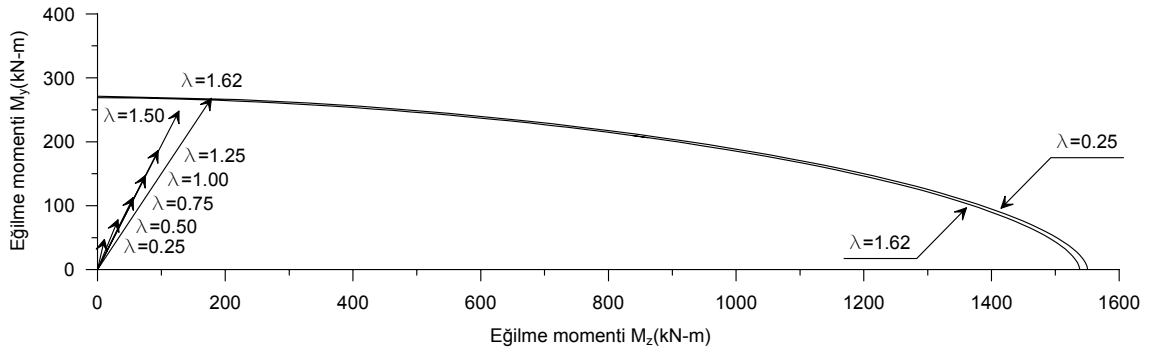
$$\left(\frac{M_y}{M_{yu}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{zu}}\right)^\beta = 1 \quad (4.1)$$

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

Moment eğrilik analizinde, çerçeve elemanların daha fazla küçük parçalara ayrılması ile taşıma gücüne erişmiş kesitlerdeki azami taşıma gücü momentinin aşılması ihtimali de azalmaktadır. Şekil 4.29’da S12 kolonunun alt ucunda 10 parçalı çözümlemede kaydedilen eğilme momenti değişimi görülmektedir. y ekseninde kaydedilen eğilme momenti değeri ile çubuğun aksenal kuvveti dikkate alınarak elde edilen taşıma gücü arasındaki fark %1 mertebelerindedir. Aksenal kuvvetin değişimi dikkate alınarak, Çakıroğlu ve Özer (1980) tarafından Denklem (4.1)’de verilen akma şartına göre hesaplanan zarf eğrileri içinde kalması gereken bileşke vektör, limit durumda, azami taşıma gücünü %1 civarında aşmaktadır. Bu durum Şekil 4.34 ve 4.35’te farklı yük faktörü değerlerinde S12 ve SP8 kolonları için gösterilmiştir. Görüleceği üzere, limit duruma yaklaşıldıkça bileşke vektörün konumu daha az zorlanan eksene doğru dönmektedir. Şekil 4.29’da M_z momentinin değişimine dikkat edilirse, limit duruma yaklaşıldıkça eğilme momenti değerinde hızlı bir artış olduğu görülür. Bunun nedeninin eğilme rijitliklerinin karşılıklı etkileşiminin göz önüne alınmaması sonucu olduğu söylenebilir. Çünkü, az zorlanan z eksenindeki eğilme rijitliği limit duruma yaklaşıldıkça dahi değişim göstermemekte ve etkin eğilme rijitliği olması gerekenden daha yüksek bir değerde kalmaktadır. Bundan dolayı da yapı bünyesinde kurulan yeni



Şekil 4.34. S12 kolonunda yük faktörüne göre kaydedilen eğilme momentlerinin bileşke vektörü ve konumları



Şekil 4.35. SP8 perdesinde yük faktörüne göre kaydedilen eğilme momentlerinin bileşke vektörü ve konumları

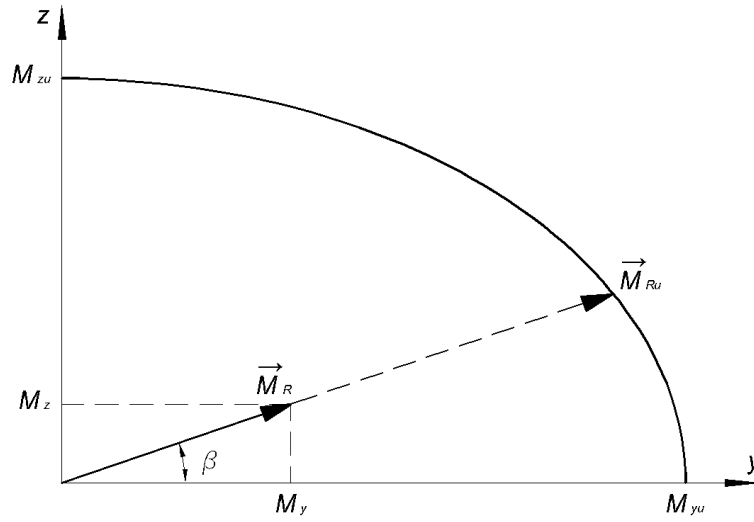
denge denklemlerinde çubuk, eğilme rijitliği oranında kesit tesiri taşımaya devam etmektedir.

$$\begin{aligned}(EI_y)_e &= k_y EI_y^n \\ (EI_z)_e &= k_z EI_z^n\end{aligned}\quad (4.2)$$

Denklem (4.1)'deki M_{yu} ve M_{zu} tek eksenli bileşik eğilme etkisindeki dikdörtgen kesitin eğilme momenti taşıma güçlerini göstermektedirler. α ve β katsayıları ise N/N_p oranına bağlı olarak verilmektedir (Çakıroğlu ve Özer, 1980). Şekil 4.34 ve 4.35'teki akma eğrileri Denklem (4.1)'de verilen bağıntı kullanılarak çizilmiştir. Söz konusu rijitlik değişimini analizlerde temsil edebilmek için bileşke eğilme momentinin konumuna ve büyüklüğüne göre eğilme rijitlikleri arasında itibari bir düzeltme katsayısı ile etkileşim kurulmuştur (Denklem 4.2). Yöntem, bileşke vektörün lokal eksenlerdeki izdüşümlerinin, tek eksenli bileşik eğilme (eksenel kuvvet ve eğilme) halindeki taşıma gücüne oranını kullanarak, eğilme rijitlikleri üzerinde bir düzeltme yapılması esasına dayanmaktadır (bkz. Şekil 4.36). Önerilen bağıntıda; bir eksendeki eğilme momentinin taşıma gücüne oranı, diğer eksendeki etkili eğilme rijitliği için belirleyici olmaktadır. Katsayılar Denklem (4.3)'te verilmiştir. Görüleceği üzere bileşke moment vektörü hangi eksene yakın ise o eksen için tanımlanan düzeltme katsayısı "1"e yaklaşmaktadır. Bileşke vektörün herhangi bir eksen üzerinde olması hali ise tek eksenli eğilme durumuna işaret etmekte ve eğilme rijitliği düzeltme katsayısı k , vektörün değişen şiddeti altında daima "1" olmaktadır. Dolayısı ile düzlem sistemlerde de lokal eksen takımları için önceden hazırlanan malzeme dataları herhangi bir düzeltme yapılmadan kullanılabilir.

$$\begin{aligned}k_y &= 1 - \frac{M_z}{M_{zu}} \\ k_z &= 1 - \frac{M_y}{M_{yu}}\end{aligned}\quad (4.3)$$

Bu yolla, analiz esnasında, fazla zorlanan eksende eğilme rijitliği azalırken diğer eksenlerde eğilme rijitliğinin brüt değerde kalma durumu bertaraf edilmeye çalışılmış ve iki eksen arasında itibari bir etkileşim kurulmuştur.



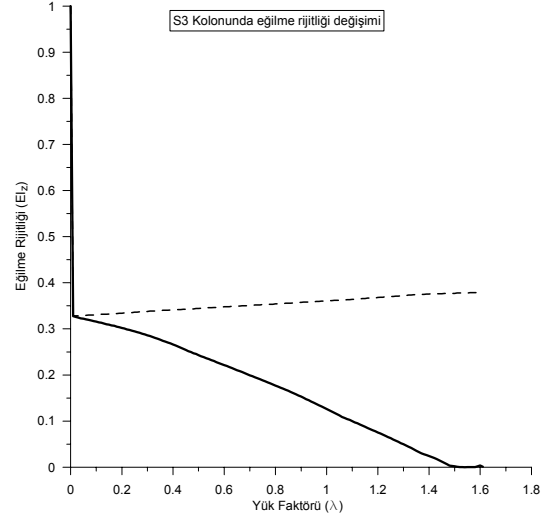
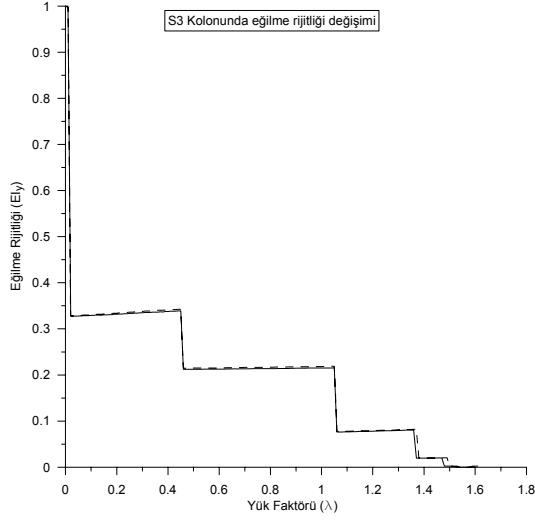
Şekil 4.36. Eğik eğilme altında bileşke vektörün akma eğrisi içindeki konumu

Eğilme rijitliklerinin etkileşimli olarak azaltılması, çubuğa etkiyen eğilme momenti değerlerinin de rijitlikler ile orantılı olarak azalması ile sonuçlanacaktır. Dolayısıyla, çubuk eğilme rijitliği azalacağı için yapı bünyesinde değişen kuvvet uyumu neticesinde, ileri yükleme kademelerinde kesit tesirlerinde de bir azalma söz konusu olacaktır.

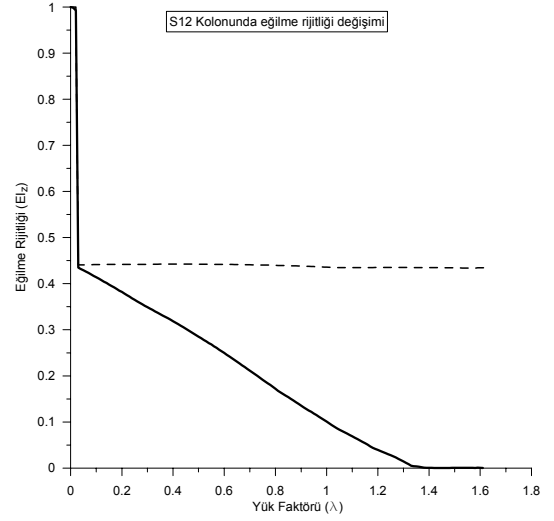
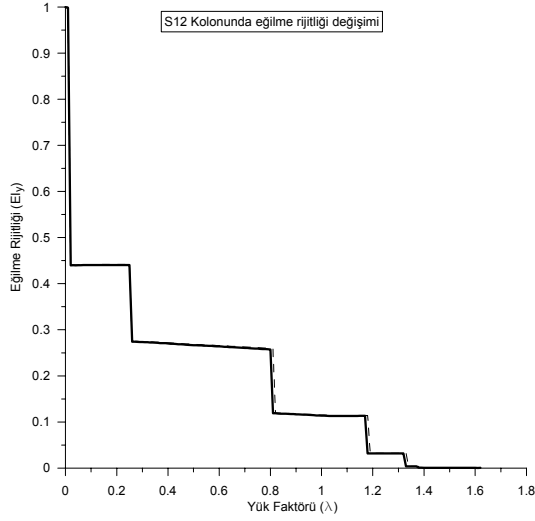
Önerilen eğilme rijitliği düzeltme katsayısı, geliştirilen bilgisayar programına dahil edilmiş ve yapı yeniden statik itme analizine tabi tutulmuştur. Şekil 4.37-39’da S3, S12, S21 kolonlarının alt uçlarında kaydedilen eğilme rijitlikleri değişimleri görülmektedir.

Kesikli çizgi ile verilen grafik, evvelce Şekil 4.25-27’de verilen ve etkileşim olmadan kaydedilen rijitlik değişimini göstermektedir. Lokal y ekseninde meydana gelen eğilme rijitliği değişiminde ciddi bir azalma olmaz iken, z eksenindeki değişim düzeltme katsayısı yardımıyla sıfıra doğru indirilmiştir. Bu yolla, daha az zorlanan eğilme ekseninde de eğilme rijitliği kontrollü bir şekilde azaltılmıştır.

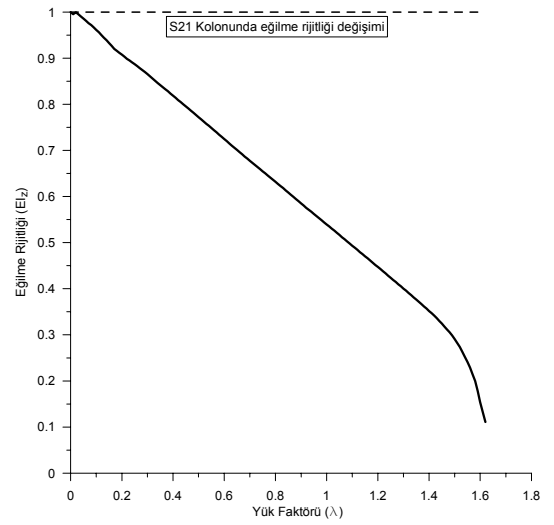
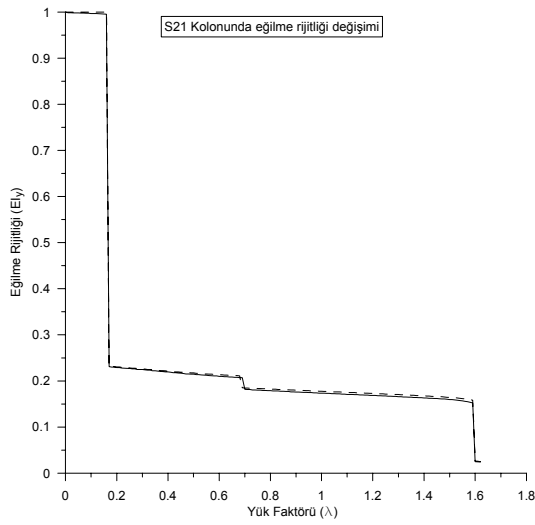
Kesit zorları daha küçük olan lokal eksenindeki eğilme rijitliğinin etkileşimli olarak azaltılması neticesinde, çubuğun bu eksenindeki eğilme momenti de ileri yükleme kademelerinde kontrol altına alınmıştır. Şekil 4.41’de görüleceği üzere, S12 kolonunun alt ucunda, y ekseninde taşıma gücüne erişen çubuğun eğilme momentleri sabit bir değerde kalır iken diğer eksenindeki eğilme momenti değerleri de sabit kalmıştır. Eğilme rijitliğinin sıfıra yaklaşması ile yapı bünyesinde yeniden dağılım ilkesi sonucu oluşan



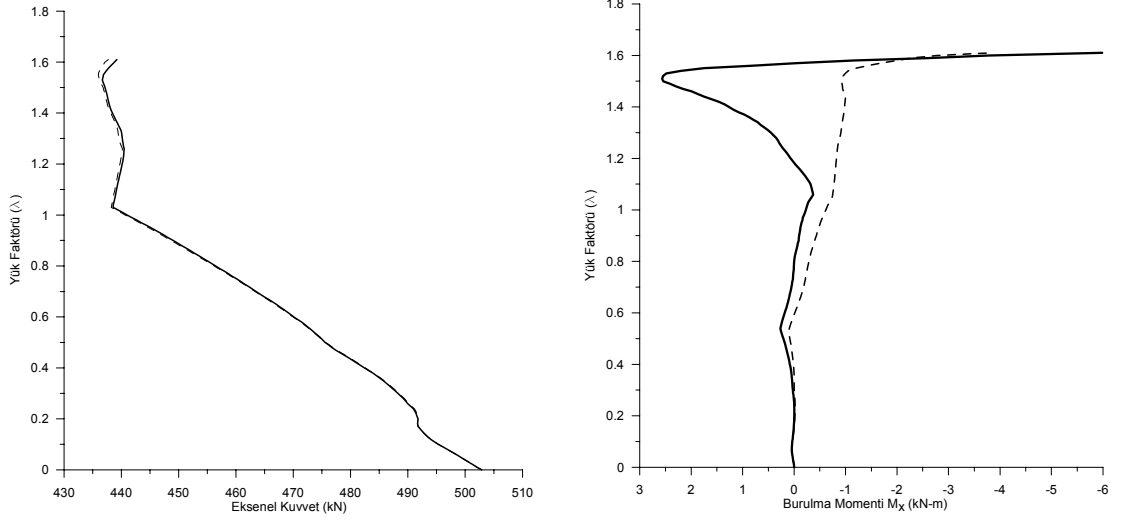
Şekil 4.37. S3 kolonunun alt ucunda kaydedilen eğilme rijitliği değişimleri



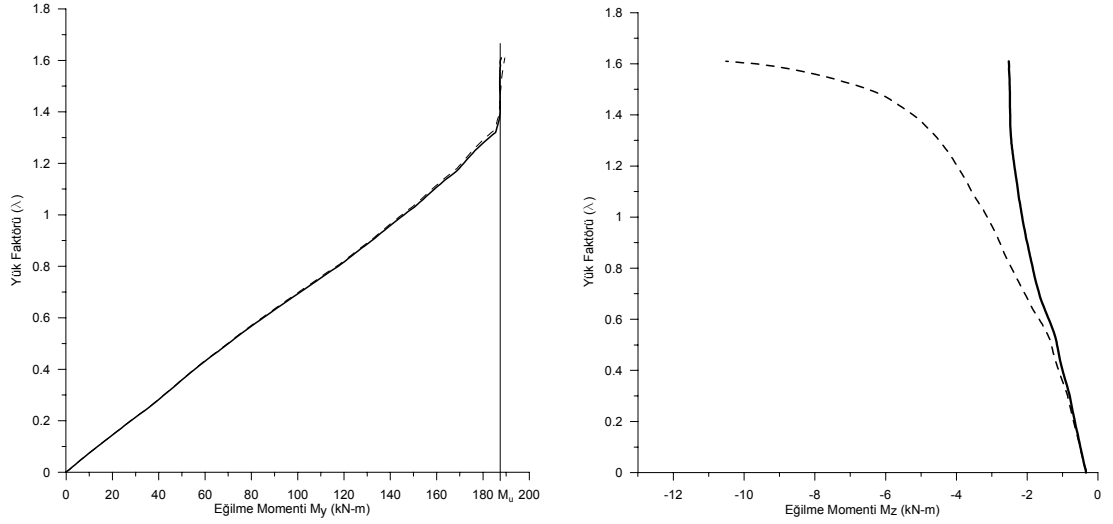
Şekil 4.38. S12 kolonunun alt ucunda kaydedilen eğilme rijitliği değişimleri



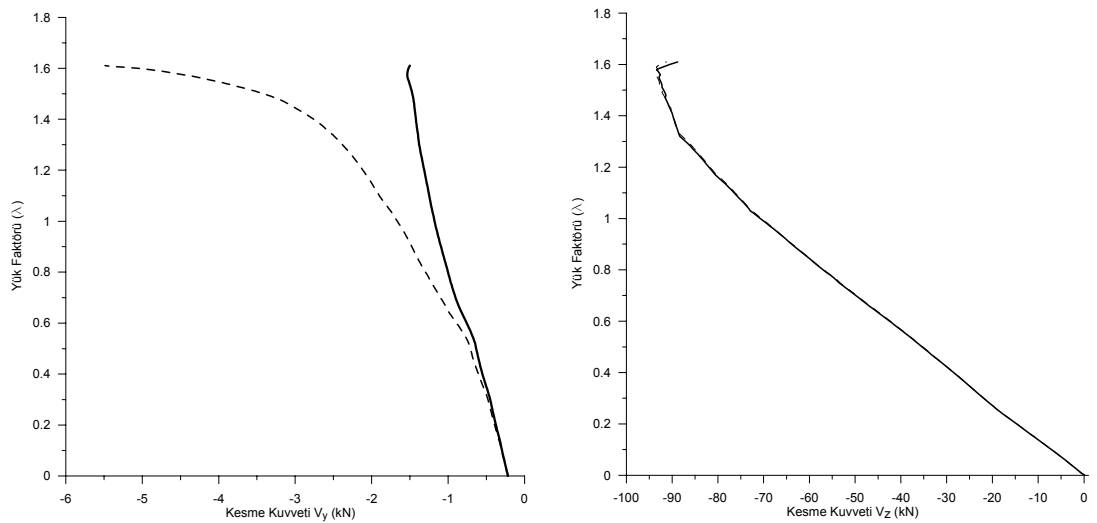
Şekil 4.39. S21 kolonunun alt ucunda kaydedilen eğilme rijitliği değişimleri



Şekil 4.40. S12 kolonunun alt ucunda kaydedilen karşılaştırmalı eksenel yük ve burulma momenti değişimi



Şekil 4.41. S12 kolonunun alt ucunda kaydedilen karşılaştırmalı eğilme momenti değişimi



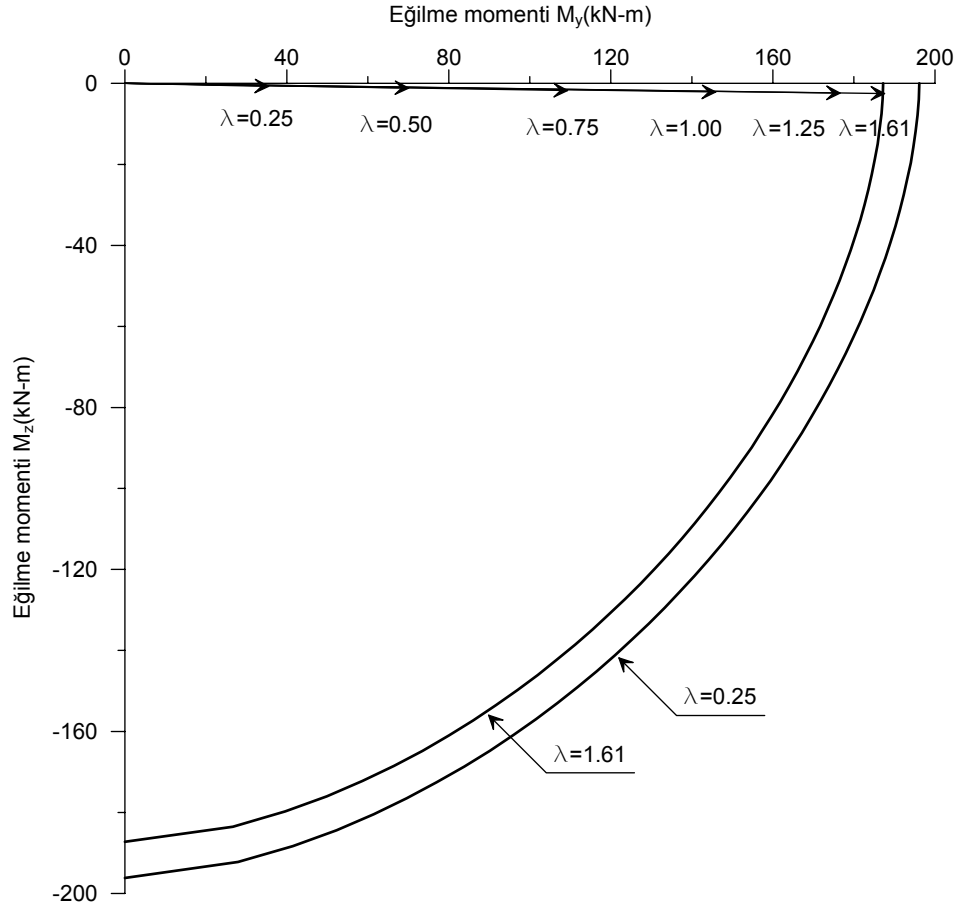
Şekil 4.42. S12 kolonunun alt ucunda kaydedilen karşılaştırmalı kesme kuvveti değişimi

kuvvet uyumunda, çubuğun kendi payına düşen eğilme momentleri de orantılı olarak azalmıştır. Bu noktadan sonra eğilme rijitliğindeki değişimler çok küçük mertebelerde olacağından telafi yüklerindeki değişim miktarı da azalmakta ve eğilme momentleri sabit bir değerde hareket etmektedir. Böylece, artan dış yükler altında hesaplanan kesit tesirlerinin akma eğrisi dışına çıkma ihtimali de bertaraf edilmiş olmaktadır.

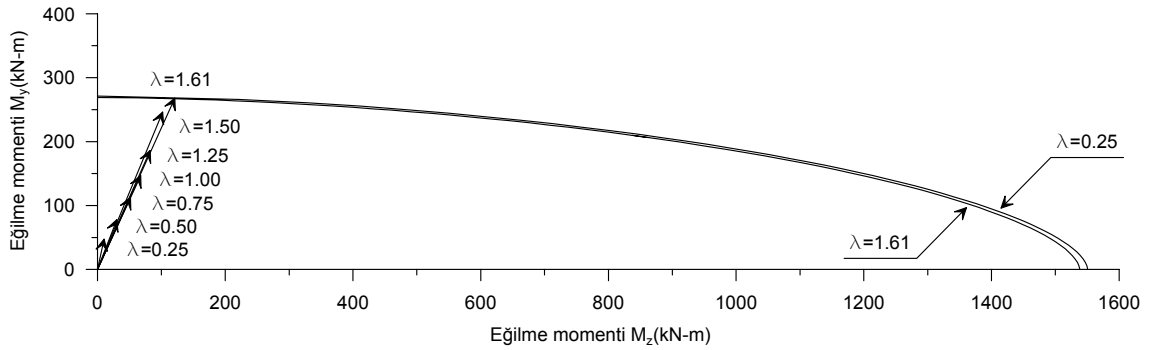
Dikkati çeken bir diğer husus da bileşke vektörün konumundaki istikrardır. Daha az zorlanan z eksenindeki eğilme momentlerinin kontrol altına alınması ile bileşke vektörün konumunun limit duruma kadar hemen hemen aynı kaldığı gözlenmiştir. İtibari etkileşim göz önüne alınmadan yapılan analizde kaydedilen vektör konumları, limit duruma yaklaşıldıkça farklılık gösterirken, etkileşimli analizde bu durum gözlenmemiştir. Başka bir ifadeyle, tarafsız eksenin konumu limit duruma kadar hemen hemen sabit bir açıda kalmıştır (Şekil 4.43). Elde edilen bu sonuç, ilerideki çalışmalarda basitleştirilmiş birtakım yaklaşımlar yapmak için kullanılabilecek bir bulgudur.

Bir diğer husus ise plastik mafsal analizlerinde kaydedilen kesit tesirleri ile etkileşimli moment-eğrilik analizlerinde kaydedilen eğilme momenti grafiklerinin karakteristik olarak benzerlik göstermiş olmasıdır. Şekil 4.12’de S12 kolunun alt ucunda kaydedilen eğilme momenti grafikleri ile Şekil 4.41’de verilen eğilme momenti grafikleri karşılaştırıldığında, eğri davranışının benzerlikler sergilediği görülmektedir.

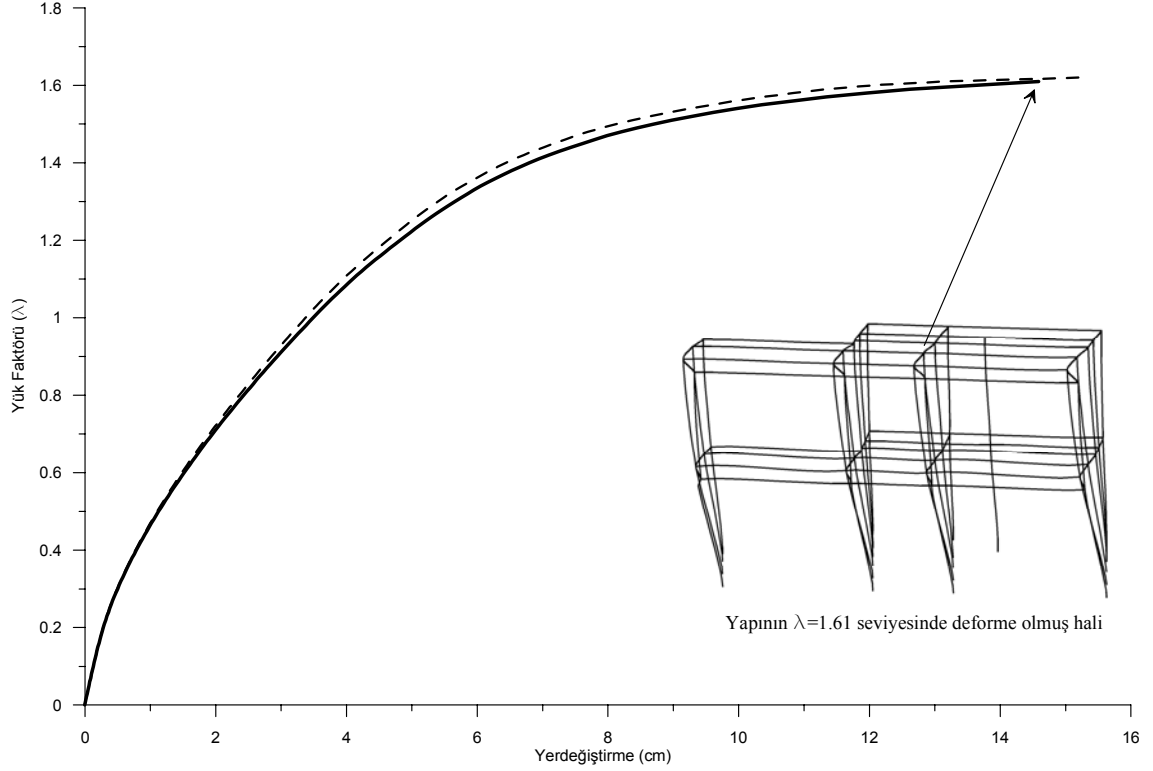
Eğilme rijitlikleri arasında etkileşimi sağlamak için önerilen düzeltme katsayısı, ele alınan örnekte başarılı neticeler vermiştir. Ancak, eğilme momenti bileşke vektörlerinin lokal eksenlerden birine daha yakın bulunması ve bu durumun örneğe has bir durum olması sebebiyle düzeltme katsayısı yönteminin hata payı ihmal edilebilir düzeylerde kalmıştır. Bileşke vektörün 45 dereceli bir açı ile etkimesi durumunda, eğilme rijitlikleri için hesaplanacak düzeltme katsayıları yüksek değerlerde kalacağından bileşke vektörün akma çizgisi dışına çıkma ihtimali yüksektir. Bu durumu bertaraf edebilmek için ise düzeltme katsayılarının bileşke vektörün konumuna ve bu konuma denk gelen azami bileşke vektör büyüklüğüne göre kurulacak bir oran (M_R/M_{RU}) ile ele alınması gerekmektedir.



Şekil 4.43. S12 kolonunda, eğilme rijitlikleri arasında kurulan itibari etkileşim katsayısı kullanılarak elde edilen eğilme momentlerinin bileşke vektörü ve yük faktörüne göre akma çizgisi içindeki konumları



Şekil 4.44. SP8 perdesinde, eğilme rijitlikleri arasında kurulan itibari etkileşim katsayısı kullanılarak elde edilen eğilme momentlerinin bileşke vektörü ve yük faktörüne göre akma çizgisi içindeki konumları

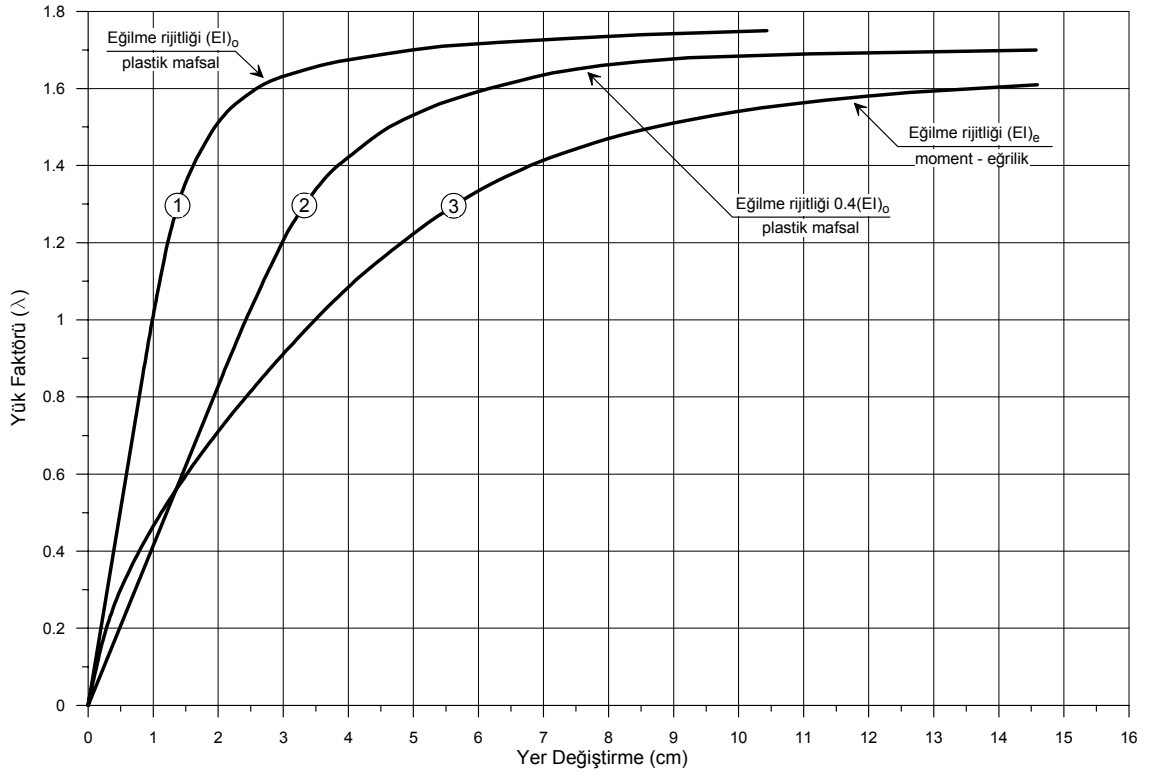


Şekil 4.45. Eğilme rijitlikleri arasında itibari etkileşim göz önüne alınarak, moment-eğrilik analizi ile elde edilen itme eğrisi

İtibari eğilme rijitliği etkileşim katsayısı ile yapılan analizde yapının limit yük çarpanı 1.61 olarak bulunmuştur. Limit duruma denk gelen tepe yer değıştirmesi ise 14.59 cm olarak hesaplanmıştır. Etkileşimin göz önüne alınmadığı durumda hesaplanan yer değıştirmenin 15.21 cm olduğu dikkate alınır, hem taşıma gücünde hem de yer değıştirmede küçük bir azalma meydana gelmiştir (Şekil 4.45).

4.3.3. Statik İtme Eğrilerinin Karşılaştırması

Artımlı statik itme analizi yapabilmek için teorileri verilen iki farklı yöntemin sonuçları irdelendiğinde, farklı kabuller altında yapılan analiz sonuçlarının çok farklı değerler aldığı görülmüştür. Moment-eğrilik analizi sonucunda, plastik mafsallık kabulü ile yapılan statik itme analizlerinde elde edilen eğrilere nazaran farklı karakteristiğe sahip bir eğri elde edilmiştir. Bunların arasından, kıyaslanmak üzere üç eğri seçilmiştir. Şekil 4.46'da verilen eğriler, eğilme rijitliği hem brüt değer için hem de DBYBHY (2007)'de verilen etkin eğilme rijitliği yaklaşımı için elde edilen plastik mafsallık analiz sonuçları ile itibari etkileşim katsayısıyla ele alınan moment-eğrilik analizi sonucunda elde edilen statik itme eğrilerini göstermektedir. Eğrilerdeki farklılıklar, analizlerde yapılan kabullerin yapı davranışı üzerindeki etkilerini göstermesi açısından önemlidir. Brüt kesitin eğilme



Şekil 4.46. Statik itme eğrilerinin karşılaştırılması

rijitliği ile yapılan plastik mafsalsız analizinde, limit yük çarpanı $\lambda=1.75$, moment-eğrilik analizinde ise limit yük çarpanı $\lambda=1.61$ olarak tespit edilmiştir. Eğilme rijitliklerindeki değişimin (azalmanın) dikkate alınması ile son kat kütle merkezinde limit durumda hesaplanan yer değiştirme $\delta_z=14.59$ cm, plastik mafsalsız analizinde ise $\delta_z=10.44$ cm olarak hesaplanmıştır. Moment-eğrilik analizinden elde edilen limit yük çarpanına göre değerlendirildiğinde, plastik mafsalsız analizinin limit yük çarpanının %8.7 daha yüksek çıktığı görülmektedir. Yer değiştirmeler kıyaslandığında ise %40'luk bir artış söz konusudur. İki analiz arasındaki bu aşırı farklılıkların temel nedeni, eğilme rijitlikleri konusundaki kabullerden meydana gelmektedir. Şekil 4.46'da 1. ve 3. eğrilere dikkat edildiğinde, her iki eğrinin de başlangıç teğetinin birbirine çok yakın olduğu görülür. Plastik mafsalsız analizinde eğilme rijitlikleri limit duruma kadar sabit değerde kalır iken moment-eğrilik analizinde, ilk yatay yükleme adımında eğilme rijitlikleri etkin eğilme rijitlikleri oranında tadil edilmektedir. Bunun doğal sonucu olarak yapının yatay rijitliği de plastik mafsalsız analizinden elde edilen yatay rijitliğe göre giderek azalmaktadır ve eğrinin eğimi farklılık arz etmektedir. Gerçeğe daha yakın olan bu davranış biçimidir. Plastik mafsalsız analizinde, kalıcı şekil değiştirmelerin oluşmasına rağmen eğilme rijitliklerinin brüt değerlerde kalması, yapının olduğundan daha rijit ve daha dayanıklı

çıkmasına neden olmaktadır. Ancak, DBYBHY (2007)'de madde 7.4.13'te etkin eğilme rijitliği konusunda verilen yaklaşık bağıntı kullanılarak yapılan plastik mafsal analizi sonucunda elde edilen kapasite eğrisi daha makul neticeler vermiştir. Limit yük çarpanı, $\lambda=1.70$ ve son kat kütle merkezinde, limit durumda hesaplanan yer değiştirme, $\delta_z=14.57$ cm olarak hesaplanmıştır. Moment-eğrilik analizi sonuçları esas alınarak kıyaslandığında, limit yükler arasında %5.6'lık bir fark mevcut iken yer değiştirmeler arasında önemli bir fark yoktur. Plastik mafsal analizlerinde yapının taşıma gücünün yüksek çıkmasının nedeni ise moment-eğrilik analizinde bazı çubukların etkin eğilme rijitliklerinin başlangıçta $0.4(EI)_o$ değerinden daha düşük değerlerde kalmasından dolayıdır (bkz. Şekil 4.37 ve 4.39). Şayet, plastik mafsal analizinde de eğilme rijitliklerinin daha hassas bir biçimde tayini gerçekleştirilecek olursa, elde edilecek eğrinin, moment-eğrilik analizinden elde edilen 3 numaralı eğriyi, yapılan iş bakımından, tamamlayabilecek bir eğri olacağı da söylenebilir. Diğer bir deyişle, iki eğriden elde edilecek iş birbirine yakın değerlerde olacaktır. Ancak, mevcut eğriler yapılan iş açısından değerlendirildiğinde; brüt eğilme rijitlikleri ile yapılan plastik mafsal analizinde binanın limit duruma kadar yaptığı iş'in, moment-eğrilik analizinden elde edilen iş'e oranı, $W_1/W_3=1.125$ olarak bulunur. Aynı şekilde etkin eğilme rijitliği göz önüne alınarak elde edilen 2. eğrinin kapladığı alanın, 3. eğrinin kapladığı alana oranı, $W_2/W_3=1.30$ 'dur. Birbirine daha yakın netice vermesi beklenen 2. ve 3. eğrilerden aksi yönde bir sonuç alınmıştır. Plastik mafsal analizi ile elde edilen 2. egride, limit duruma kadar hesaplanan iş'in oranı daha yüksek bir değer de çıkmaktadır. Dikkat edileceği üzere, yapılan iş açısından bakıldığında 1 ile 3 numaralı eğrilerin %12.5'lik bir fark ile birbirine daha yakın sonuç verdiği görülmektedir.

4.3.4. Performans Değerlendirmesi

Yapının performans noktasının tespitinde, DBYBHY (2007)'de önerilen eşit yer değiştirme yöntemi kullanılmıştır. Kapasite diyagramlarının elde edilmesinde ve doğrusal olmayan spektrum eğrisinin belirlenmesinde kullanılan bağıntılar Bölüm 3.4'te verilmiştir. Şekil 4.46'da verilen, plastik mafsal ve moment-eğrilik analizleri ile elde edilen 1, 2 ve 3 numaralı yük-yer değiştirme eğrileri, kapasite spektrumuna dönüştürülmüş ve üç farklı çözümlmeden elde edilen performans noktaları mukayese edilmiştir.

Şekil 4.46'da 1. eğride verilen, brüt kesitin eğilme rijitliği (EI_0) ile yapılan plastik mafsallarda analizinde, $\lambda=0.88$ seviyesi elasto-plastik davranışın başladığı adımdır. Yapının bu noktadan önceki yük-yer değiştirme eğrisi doğruya yakındır. Ancak, ikinci mertebeye etkilerin stabilite fonksiyonları ile dikkate alınmasından dolayı, eğride meydana gelen çok küçük bir eğrilik mevcuttur. Bunun doğal sonucu olarak yapı periyodu da, başlangıç adımı ile plastikleşmelerin başladığı adım arasında, artan bir değişiklik göstermektedir. Çünkü, ilk adımda hesaplanan yer değiştirmeler ile plastikleşmenin başladığı adımdaki yer değiştirmeler arasında doğrusal bir ilişki yoktur. Şekil 4.47'de analiz süresince itme doğrultusunda hesaplanan periyot değerlerinin değişimi görülmektedir. Yük faktörünün 0.05 değerine kadar periyotta hızlı bir değişim meydana gelmekte ve bundan sonraki yükleme adımlarında ise küçük bir artış göstermektedir. $\lambda=0.88$ seviyesinden sonra plastik mafsalların oluşması ile birlikte, periyottaki artış da hızlanmaktadır. Periyotta başlangıçta gözlenen hızlı değişimin nedeni; yatay yüklerin çok küçük değerlerde olmasından dolayı kirişlerde çok küçük eksenel kuvvetlerin oluşmasından kaynaklanmaktadır. Erken yükleme kademelerinde, düşey yüklerin sabit etkimesinden dolayı, kolonlarda eksenel yükün Euler kritik yüküne oranı fazla değişmez iken, kirişlerde bunun tam tersi meydana gelmektedir. Kirişlerde meydana gelen çok küçük eksenel kuvvetlerden ötürü stabilite fonksiyonları tek bir değer olarak "1"e eşit olmaktadır. Çünkü, çerçeve elemanlarına etkiyen eksenel kuvvetin mertebesine göre belirlenen stabilite fonksiyonlarının, düşük yükleme kademelerinde hassasiyet derecesi oldukça düşüktür. Herhangi bir çubukta, $\rho < 0.00001$ olması halinde stabilite fonksiyonları "1"e eşit olarak devre dışı kalmaktadır. Yatay yüklerin artmasıyla birlikte kirişlerde eksenel kuvvetler artmakta, hatta bazı çubuklarda eksenel kuvvetin yön değiştirmesine neden olmakta ve yapı rijitliğini etkilemektedir. Stabilite fonksiyonlarında da hızlı bir değişim meydana gelmekte ve ilk birkaç adımdan sonra değişim kararlı bir hal almaktadır. Dolayısıyla, önerilen plastik mafsallarda analizi yönteminde başlangıç adımı ve bu adıma tekabül eden periyot değerinin seçimi ayrı bir önem kazanmaktadır.

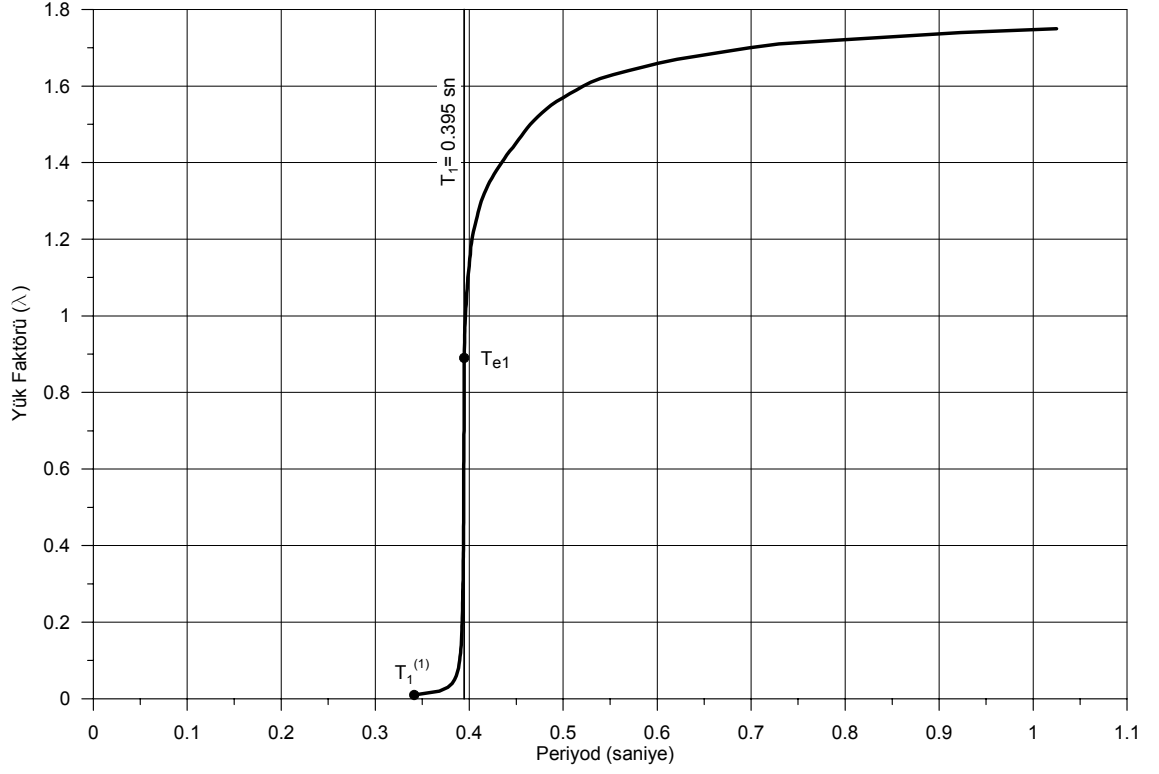
Performans noktasının tayininde, DBYBHY (2007)'de madde 7.6.3(b) maddesi uyarınca, başlangıç periyodu olarak yapının eşdeğer deprem yükleri ve kütlelerle uyumlu düşey yüklerin gözönüne alındığı, tam yükler altında geometrik doğrusal

olmayan elastik analizinden elde edilen, birinci moda ait periyot değeri T_1 ile diğer modal değerler kullanılmıştır.

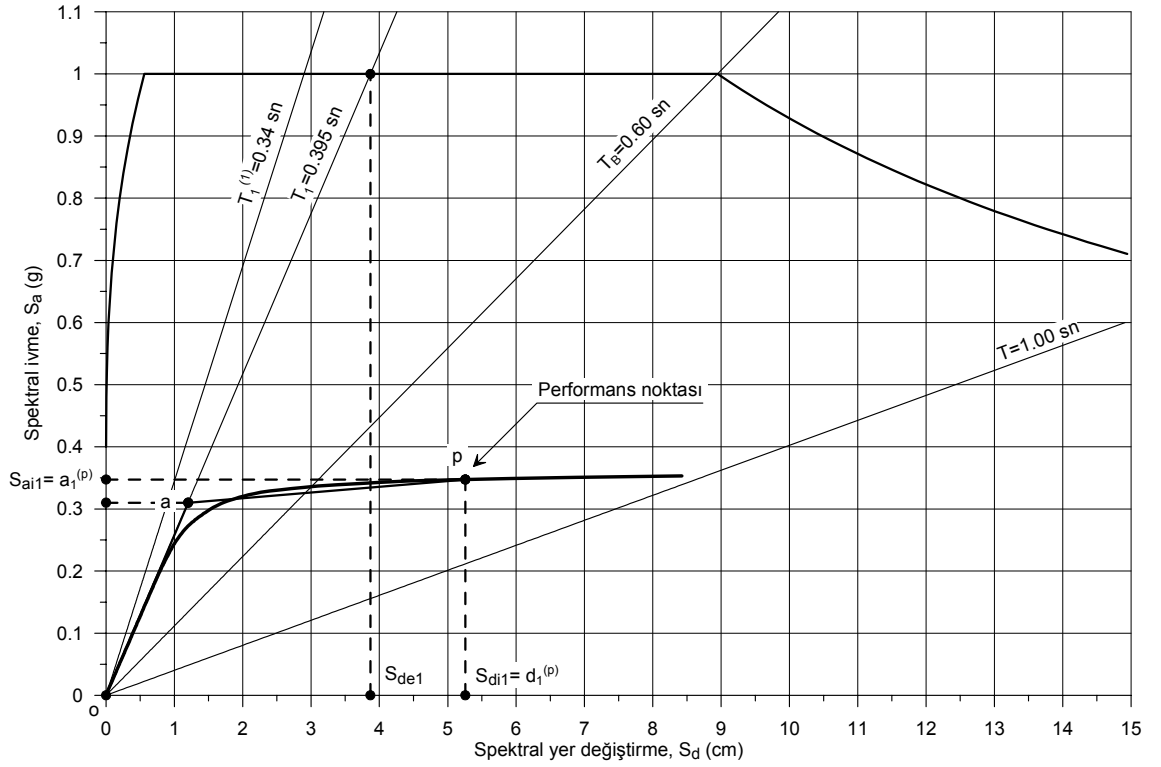
İlk olarak Şekil 4.46'da verilen 1 numaralı eğri incelenmiştir. Plastik mafsal analizi süresince kaydedilen periyot değişimi Şekil 4.47'de görülmektedir. T_1 , yapıda elastik davranışın bittiği ve elastik bölgenin sınırını ifade eden T_{e1} periyodu ile aynı değerdedir.

Şekil 4.48'de, başlangıç değerleri kullanılarak hesaplanan modal değerlere göre dönüştürülmüş kapasite spektrumu diyagramı görülmektedir. Başlangıç adımında elde edilen etkin kütle oranı 0.93'tür. İki doğrulu eşdeğer kapasite diyagramının oluşturulmasında, eşdeğer akma noktasının a_{y1} ordinatı, T_1 doğrusu üzerinde iteratif olarak aranmıştır. Ele alınan her ordinat değeri için hesaplanan R_{y1} değeri ile C_{R1} katsayısı bulunmuş ve iki doğru parçası ile idealleştirilen kapasite diyagramının, kapasite eğrisini kestiği noktada, kapasite eğrisi ile yeteri yakınsaklıkla eşit alana sahip olacak şekilde teşkil edilmiştir.

Birinci derece deprem bölgesinde bulunan yapının birinci (hakim) modda deprem doğrultusundaki başlangıç periyodu (G+nQ+E yüklemesi için) T_1 için elastik spektral yer değiştirme $S_{de1}=2.90$ cm'dir. Eşit yer değiştirme kuralı uyarınca, doğrusal olmayan spektral yer değiştirme ise $S_{di1}=C_{R1}*S_{de1}$ eşitliğinden hesaplanmıştır. Başlangıç periyodu $T_1 < T_B$ olduğu için, kapasite eğrisi eşit alanlar yaklaşımı ile iki parçaya ayrılmak suretiyle eşdeğer akma noktası a iteratif olarak aranmıştır. a noktasının a_{y1} ordinatı 0.246 olarak bulunmuştur. Bulunan a_{y1} değerine tekabül eden spektral yer değiştirme oranı $C_{R1}=1.57$ olarak tespit edilmiştir. Performans noktasının altında kalan kapasite eğrisinin alanı ve p performans noktası ile T_1 doğrusunu a noktasında kesen $[ap]$ doğrusuyla, iki parça halinde idealleştirilmiş olan oap diyagramının altında kalan alan arasındaki fark %0.08'dir. Dolayısıyla, birinci moda ait doğrusal olmayan spektral yer değiştirme $S_{di1}=4.55$ cm olarak bulunur. Bu noktaya karşılık gelen doğrusal olmayan spektral ivme değeri ise, $S_{ai1}=0.325g$ olarak bulunur. Birinci moda ait, modal kapasite diyagramında bulunan, eşdeğer doğrusal olmayan performans noktasının spektral değerlerinin yük-yer değiştirme eğrisindeki karşılıkları hesaplandığında, yük faktörünün $\lambda=1.705$ seviyesine, yer değiştirmenin ise $\delta_z=5.15$ cm'ye tekabül ettiği görülür.



Şekil 4.47. Eğilme rijitliği $(EI)_0$ alınarak yapılan plastik mafsal analizi (1 no'lu eğri) neticesinde yapıdaki periyot değişimi

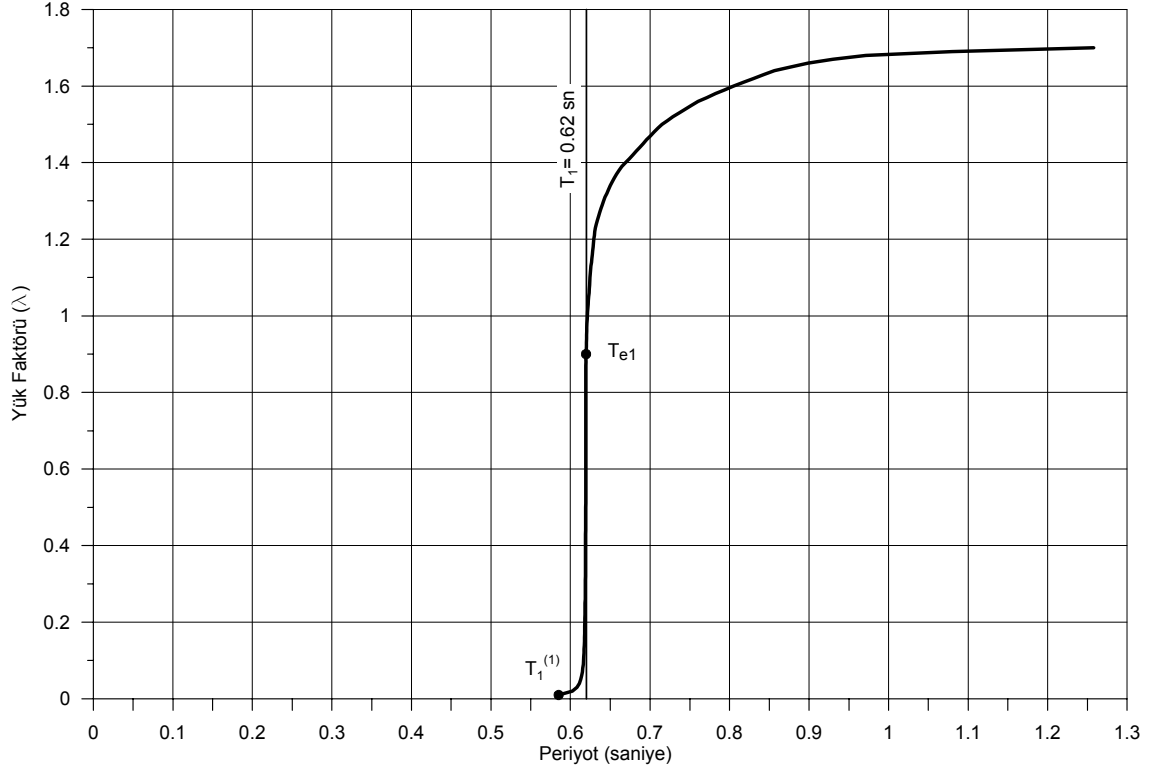


Şekil 4.48. Eğilme rijitliği $(EI)_0$ alınarak yapılan plastik mafsal analizi (1 no'lu eğri) ile elde edilen kapasite spektrumunda performans noktasının belirlenmesi

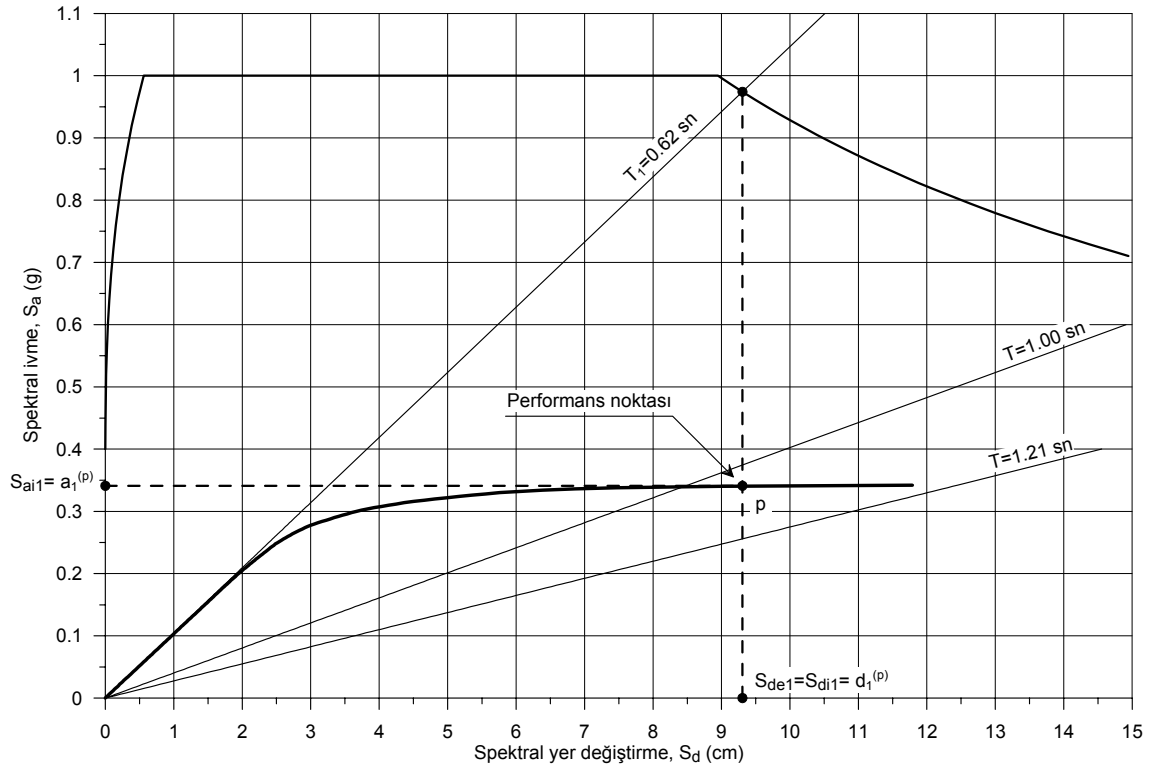
Benzer şekilde performans noktası değerlendirmesi, etkin eğilme rijitliği göz önüne alarak yapılan plastik mafsal analizi için de yapılmıştır. Eğilme rijitliği %60 azaltılmış durumda ($0.4(EI)_o$), yapının her kat kütle merkezinde hesaplanan yer değiştirmeler ile Rayleigh yöntemi kullanılarak hesaplanan periyod değerlerinin değişimi Şekil 4.49'da gösterilmiştir. Eğilme rijitliklerinin azaltılmadığı durumda elde edilen grafiğe benzer karakterisikte bir davranış sergilemiştir. Başlangıç adımlarında, çok küçük yatay yüklerden dolayı stabilite fonksiyonlarının neden olduğu ani periyod değişimi bu analizde de gözlenmiştir. Spektral eğrinin oluşturulmasında, 1 numaralı eğri için takip edilen yol, bu eğriye de uygulanmıştır. Şekil 4.50'de kapasite spektrumundan elde edilen performans noktası görülmektedir. Yapı periyodu $T_1 > T_B$ olduğu için spektral yer değiştirme oranı, $C_{R1}=1$ alınmış ve doğrusal olmayan elastik spektral yer değiştirme, elastik spektral yer değiştirmeye eşit alınmıştır. Bu noktaya karşılık gelen doğrusal olmayan spektral ivme değeri $S_{a1}=0.341g$ ve $S_{de1}=S_{di1}=9.31$ cm olarak bulunur. Birinci moda ait, modal kapasite diyagramında bulunan, eşdeğer doğrusal olmayan performans noktasının spektral değerlerinin, yük-yer değiştirme eğrisindeki karşılıkları hesaplandığında, yük faktörünün $\lambda=1.69$ seviyesine, yer değiştirmenin ise $\delta_z=11.50$ cm' ye tekabül ettiği görülür.

Şekil 4.46'da verilen üçüncü egride, moment-eğrilik analizinde eğilme rijitliklerinin her yükleme kademesinde değişime uğramasından ötürü, eğri üzerinde elastik davranışın sınırlandığı bir bölgeden söz etmek mümkün değildir. Şekil 4.52'de yapının periyot değişiminden de bu durum açıkça görülmektedir. Telif yükleri ile yapılan artımlı moment-eğrilik analizinde, eğilme rijitliklerinin azaltıldığı ilk yatay yükleme adımında hesaplanan birinci (hakim) moda ait $T_1^{(1)}$ başlangıç periyodu 0.34 saniyedir. Sabit bir periyot aralığı yoktur. Dolayısıyla performans değerlendirmesi için modal değerlerin hesabında, başlangıç koşulu için $\lambda=1.00$ seviyesinde tam yükleme yapılarak elde edilen geometrik doğrusal olmayan analiz sonuçları esas alınmıştır. Tam yükleme (G+nQ+E) çözümünde etkin eğilme rijitlikleri telif yükleri ile gözönüne alınmıştır. Bu analiz sonucunda, birinci doğal titreşim periyodu $T_1=0.40$ saniye ve etkin kütle oranı 0.91 olarak bulunmuştur.

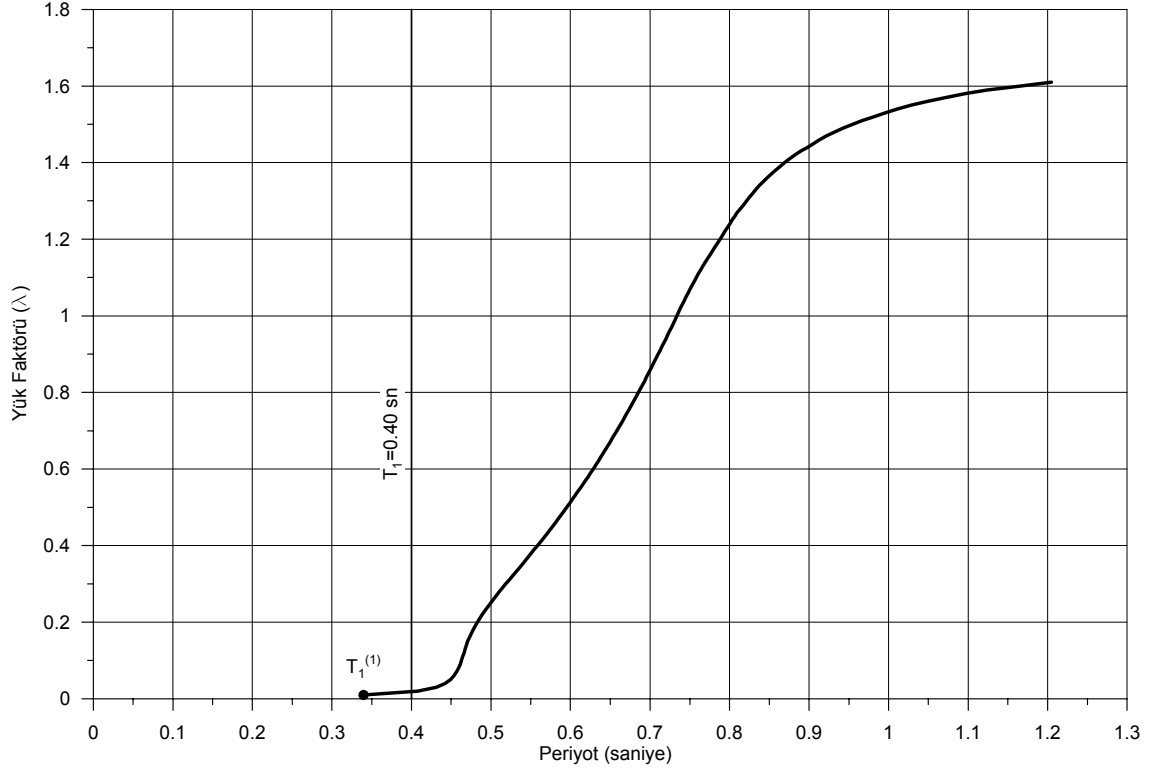
Tasarım deprem spektrumunda bu periyoda karşılık gelen elastik spektral yer değiştirme $S_{de1}=3.98$ cm'dir. Eşdeğer akma noktası a , $T_1 < T_B$ olduğu için, kapasite eğrisi eşit alanlar



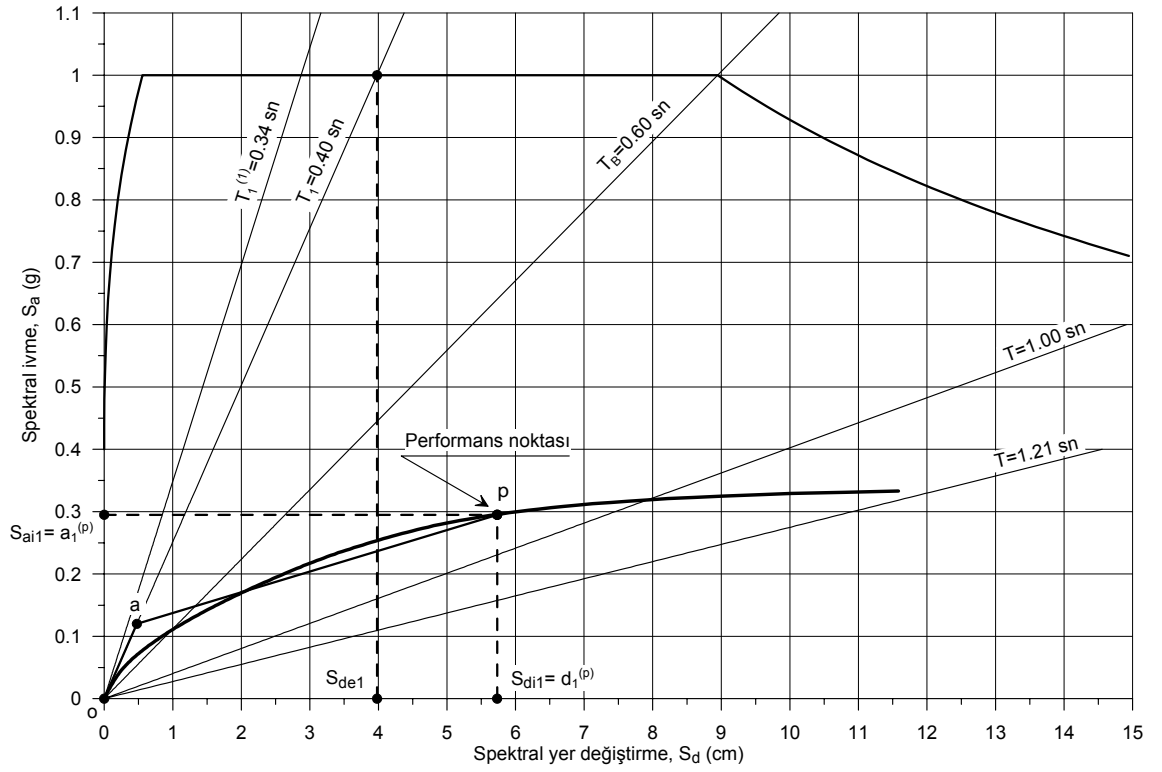
Şekil 4.49. Etkin eğilme rijitliği $0.4(EI)_0$ alınarak yapılan plastik mafsal analizi (2 no'lu eğri) neticesinde yapıdaki periyot değişimi



Şekil 4.50. Etkin eğilme rijitliği $0.4(EI)_0$ alınarak yapılan plastik mafsal analizi (2 no'lu eğri) ile elde edilen kapasite spektrumunda performans noktasının belirlenmesi



Şekil 4.51. Moment-eğrilik analizi (3 no'lu eğri) neticesinde yapıdaki periyot değişimi



Şekil 4.52. Moment-eğrilik analizi ile elde edilen kapasite spektrumunda performans noktasının belirlenmesi

kuralı ile iki parçaya ayrılmak suretiyle iteratif bir yol takip edilerek aranmış ve spektral yer değiştirme katsayısı $C_{R1}=1.44$ olarak tespit edilmiştir. a noktasının a_{y1} ordinatı 0.12g olarak hesaplanmıştır. Performans noktasının altında kalan kapasite eğrisinin alanı ile p performans noktasından T_1 doğrusunu a noktasında kesen $[ap]$ doğrusuyla, iki parça halinde idealleştirilmiş olan oap grafiğinin altında kalan alan arasındaki fark %0.04'dür. Birinci moda ait elastik olmayan spektral yer değiştirme $S_{d1}=5.73$ cm olarak bulunmuştur. Bu noktaya karşılık gelen doğrusal elastik olmayan spektral ivme değeri, $S_{a1}=0.295g$ olarak bulunur. Performans noktasının spektral ivme değerinden yük faktörüne geçilir ise bu değer $\lambda=1.425$ seviyesine tekabül ettiği görülür. Bu itme adımıdaki yer değiştirmesi de $\delta_z=7.22$ cm olarak hesaplanmıştır.

Üç eğri üzerinde yapılan performans noktası değerlendirmesi, Tablo 4.6'da özetlenmiştir. Brüt kesite ait eğilme rijitliği ile yapılan plastik mafsal analizinde, performans noktasına denk gelen yük faktörü değeri ile etkin eğilme rijitliklerinin dikkate alındığı analizde elde edilen yük faktörü değerleri birbirine çok yakın çıkmıştır. Eşdeğer taban kesme kuvvetleri arasındaki fark %0.65'dir. Ancak kademeli plastikleşmenin ve buna bağlı eğilme rijitliği değişiminin dikkate alındığı moment-eğrilik analizi sonuçları diğerlerinden çok farklı neticeler vermiştir. Performans noktasının tekabül ettiği taban kesme kuvveti diğer değerlere nazaran yaklaşık %16 daha düşük çıkmıştır.

Tablo 4.6. Performans noktalarının karşılaştırılması

| Analiz | $a_1^{(p)}$ | $d_1^{(p)}$ | λ_p | d_p |
|-------------------------------------|-------------|-------------|-------------|----------|
| Plastik mafsal analizi, $(EI)_o$ | 0.325g | 4.55 cm | 1.705 | 5.15 cm |
| Plastik mafsal analizi, $0.4(EI)_o$ | 0.341g | 9.31 cm | 1.694 | 11.50 cm |
| Moment-eğrilik analizi, $(EI)_e$ | 0.295g | 5.73 cm | 1.425 | 7.22 cm |

Moment-eğrilik analizinde elde edilen eğrinin, plastik mafsal analizlerinden elde edilen eğrilere nazaran farklı bir karakteristiğe sahip olması, eğrinin çıkış kolunun doğrusal bir davranış göstermemesi, eşit alan kuralı ile eşdeğer akma noktasının tespitinde, kapasite eğrisi ile örtüşen bir benzerlik vermemiştir. Dolayısıyla performans noktasının tespitinde kullanılan yöntemin, moment-eğrilik analizi ile yapılan itme eğrisine

uygulanabilir bir yöntem olmadığı söylenebilir. Azaltılmış talep spektrumu gibi diğer performans noktası değerlendirme yöntemleri ile ele alınarak incelenmesi yapılmalıdır.

Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik hükümlerinde, eşit yer değiştirme ilkesine dayanarak, artımlı eşdeğer deprem yükü ile yapılan değerlendirmelerin, plastik mafsal analizi için makul sonuçlar verdiği görülmüştür. Ancak önerilen ikinci yöntem ile elde edilen sonuçların, taban kesme kuvvetlerinin seviyesi gözönüne alındığında, plastik mafsal analizi sonuçları ile aykırı kalması, performans değerlendirmesi için başka bir yöntemin tercih edilmesi gerektiği sonucunu doğurmuştur. Hangi sonucun daha gerçekçi olduğu ancak daha detaylı inceleme yapılması ile belirlenebilir. Bunun için, talep edilen performans noktalarına ilişkin yapı elemanlarındaki kesit tesirleri ve şekil değiştirme istemlerinin detaylı bir biçimde incelenmesi gerekmektedir. Bu konuların tespiti ve irdelenmesi ilerideki çalışmalara bırakılmıştır.

5. TARTIŞMA VE SONUÇ

İnşaat mühendisliğinde son yıllarda yaygınlaşan performansa dayalı tasarım kavramı, mevcut yapıların değerlendirilmesinde ve güçlendirilme aşamalarında geniş ölçüde kullanılmaya başlanmıştır. Bu çalışmada, performansa dayalı tasarım kavramının en temel aracı olarak tanımlanan ve performans değerlendirmesi için geniş ölçüde kabul görmüş olan artımlı statik itme yöntemleri ele alınmıştır. Yapıların, deprem gibi yatay tesirler oluşturan yükler altındaki davranışı, geliştirilen iki farklı artımlı statik itme analizi yöntemiyle incelenmiştir. Statik itme eğrisi veya kapasite eğrisi olarak nitelendirilen eğrilerin elde edilebilmesi için, sabit düşey yükler altında monoton artan yatay yükler ile yük-yer değiştirme analizleri yapılarak yapı davranışı incelenmiştir. Her iki yöntemde de hem geometrik doğrusal olmayan davranış hem de malzemenin doğrusal olmayan davranışı hesaba katılmıştır. Geliştirilen birinci yöntem, doğrusal olmayan elasto-plastik analiz için plastik mafsallı kabulünü esas almaktadır. İkinci yöntem ise yapı elemanlarını oluşturan malzeme davranışlarını dikkate almakta ve eğilme rijitliğinin değişimini moment-eğrilik analizleri ile hesaba katmaktadır. Her iki yöntem kullanılarak elde edilen sonuçlar mukayeseli olarak karşılaştırılmış ve aralarındaki fark irdelenmiştir.

İtme analizleri arasında klasik bir hal almış olan plastik mafsallı analizlerinin, yapıların yük taşıma kapasitelerini olduğundan fazla gösterdiği bilinmektedir. Bu gerçek elde edilen sonuçlardan bir kez daha görülmüştür. Artımlı plastik mafsallı analiz yöntemine alternatif olarak sunulan, kuvvet kontrollü, artımlı moment-eğrilik analizi sayesinde yapı davranışı, kabul görmüş malzeme modelleri ile daha gerçekçi bir şekilde incelenebilmiştir. Yapı elemanlarında meydana gelen eğilme rijitliği değişimleri ve çubuk boyuna yayılan plastikleşmenin etkisi dikkate alınmıştır. Plastik mafsallı analizlerinde, çerçeve elemanlarında meydana gelen plastikleşmelerin tek bir noktada etkili olması ve sadece kesitte tam plastikleşme oluştuğunda kalıcı şekil değiştirmelerin başladığı kabulünün yapılması, analiz sürecinde hem yapının genel davranışını etkilemekte hemde kalıcı deformasyonların etkisi ile oluşan yeni kuvvet uyumunu

değiştirmektedir. Bu noktadan bakıldığında, sunulan ikinci yöntem ile yapıyı oluşturan elemanların küçük parçalara bölünmesi suretiyle, her elemanda meydana gelen rijitlik değişimlerinin artan yükler altında tadil edilerek analize devam edilebilmesi, konuya daha gerçekçi bir yaklaşım getirmektedir. Bir kolon veya kiriş elemanın birden fazla alt elemana ayrılarak küçük parçalara bölünmesi suretiyle, yapı elemanı boyunca oluşan rijitlik değişimleri de gözlenebilmektedir. Böylece, tek yönde yapılan itme analizinde, üç boyutlu yapı bünyesinde oluşan kalıcı rijitlik değişimlerinin yapısal uyuma etkileri de kendiliğinden hesaba katılmış olmaktadır.

Her iki analiz yönteminde de hassasiyet derecesini etkileyen bir unsur da artım miktarı olarak karşımıza çıkmaktadır. Yükleme adımlarındaki artım miktarı, özellikle ileri yükleme kademelerinde ve limit duruma yakın seviyelerde ne kadar küçük olur ise o kadar hassas sonuç elde edilebilmektedir. Ancak modeldeki yapı elemanlarının çokluğu ve analiz süreleri dikkate alındığında artım miktarındaki hassasiyet, toplam analiz süresinin bir hayli uzamasına neden olmaktadır. İleri yükleme kademelerinde limit duruma yaklaştıkça yapıdaki yer değiştirmeler hızla artmakta ve buna bağlı olarak çubuk kuvvetleri de büyük oranlarda artış gösterebilmektedir. Artım miktarının yeterince küçük olmaması, özellikle plastik mafsallarda akma şartının “1”den büyük değerler alması ile sonuçlanabilmektedir. Aşılma oranı ekseriyetle küçük olsa da (<5%) analiz sonuçlarına olumsuz etkisi olacağı görünen bir gerçektir. Bu durum, sonuçlardaki hassasiyet derecesini de olumsuz yönde etkilemektedir. Tez çalışmasında bu detaylar gözetilmiş ve olabildiğince optimum seviyede kalınmaya çalışılmıştır.

Betonarme yapılarda plastik mafsallı bir yapı elemanında burulma rijitliğindeki değişimin yapı davranışına etkisini inceleyebilmek için brüt kesitin burulma rijitliği $GJ/20$ değerine düşürülerek davranış simüle edilmeye çalışılmıştır. Eğilme momentleri dolayısıyla üç boyutlu yapı sistemi içerisinde, çubuk elemanlarda akma şartının sağlanmasını müteakip, burulma rijitlikleri $GJ/20$ değerine azaltılmış ve elemanda oluşması muhtemel burulma mekanizması da hesaplara yansıtılmaya çalışılmıştır. Burulma rijitliğinin $GJ/20$ değerine indirilmesi ile plastik mafsallarda oluşan çubuklarda burulma mekanizmasının da oluştuğu kabul edilmiştir. Fakat burulma mekanizması, eğilme momentlerinden dolayı oluşan plastikleşmeden farklı olarak, uç kuvvetleri sabitlenmeksizin diğer bir deyişle telafi edilmeksizin hesaba katılmıştır. Azalan burulma

rijitliği ile düğüm nokasında kurulan yeni denge denklemlerinde mafsalı çubukların daha az burulma momenti almaları sağlanarak diğer çubukların eğilme momentlerinin arttırılması sağlanmıştır. Bu yaklaşım, konuya pratik bir çözüm getirebilmek amacıyla önerilmiştir.

Önerilen artımlı plastik mafsal analiz yönteminde, stabilite fonksiyonları yardımı ile ele alınan geometrik doğrusal olmayan çözümlemede, kesme kuvvetlerinin şekil değiştirmiş çerçeve elemanı üzerindeki ikinci mertebe etkileri ihmal edilmiştir. Kesme kuvvetlerinin burulma momentine etkilerinin stabilite fonksiyonları cinsinden ifadesi ayrı bir çalışma konusu olarak ele alınmak üzere ilerideki çalışmalara bırakılmıştır.

Moment-eğrilik analizlerinde, betonarme çubukların eğilme eksenlerindeki rijitlik değişimleri, *eksenel kuvvet-eğilme momenti* etkileşim tabloları ile hesaba katılmıştır. Tablolar, her eğilme ekseninde birbirinden bağımsız olarak, kesitte oluşan çekme ve basınç kuvvetleri için 1000N'luk adımlar halinde hazırlanmıştır. Üç boyutlu *eksenel kuvvet-eğilme momenti-eğilme rijitliği* etkileşimleri, itibari bir düzeltme katsayısıyla ele alınmış ve akma yüzeyi içerisinde kurulan vektörel oran ile azaltılmıştır. Etkileşim hesaplara gerçekçi bir şekilde yansıtılamamıştır. İki eğilme momenti arasındaki gerçeğe yakın etkileşimin veyahut başka bir deyişle, akma çizgisinin sınırladığı yüzey içerisinde kalan bileşke moment vektörünün konumuna ve boyuna göre eğilme rijitliklerinin daha hassas bir biçimde belirlenmesi, ayrı bir inceleme konusu olarak ilerideki çalışmalara bırakılmıştır. Bu konuda yapılması düşünölen çalışmalara bölüm 5.1'de kısaca değinilmiştir.

Artımlı moment-eğrilik analizlerinin kuvvet esaslı bir yöntem olması nedeniyle, moment-eğrilik ilişkisinde azami eğilme momenti değerinden sonraki rijitlik değişimlerinin taşıma gücüne etkileri analizlere dahil edilememiştir. Kesitte, artan eğrilik ile eğilme momentinde meydana gelen azalma ihmal edilmiştir. Bu konuda, şekil değiştirmeyi esas alan, çubuk eğriliğine bağlı bir analiz yönteminin geliştirilmesi ilerideki çalışmalara bırakılmıştır. Ancak, şekil değiştirme kontrollü bu yöntemin doğru sonuç verebilmesi için çerçeve elemanların daha fazla küçük parçalara bölünerek, çubuk uçları arasındaki toplam dönmeden elde edilecek birim dönme miktarının daha hassas olarak ele alınması gerekmektedir. Bu durumda bina modelinde bulunan eleman sayısı

artacağı için bu yolla yapılacak analizlerde ortaya çıkacak en büyük kusur, işlem hacminden dolayı hesap süresinin olumsuz yönde etkilenmesi olacaktır.

Telafi yükleri ile ele alınan artımlı moment-eğrilik analiz yönteminin en büyük avantajı geliştirilmeye açık bir yöntem olmasıdır. Telafi yükü kavramı ile henüz eğilme rijitliği üzerinde yapılan çalışmaların benzer biçimde, eksenel rijitliğe ve burulma rijitliğine de tatbiki mümkündür.

Bu tez çalışmasında sunulan yöntemlerle, artan yatay yükler altında yapı bünyesinde meydana gelen plastikleşmeler ve rijitlik değişimleri, detaylı bir şekilde incelenmiştir. Bölüm 4.3'te örnek bir bina modeli üzerinde, farklı iki yöntem ile yapılan statik itme analizlerinde, limit durumda meydana gelen yer değiştirme ve limit yük çarpanları belirlenmiştir. Yapıların genel performans değerlendirmesinde kabul görmüş yöntemlerden biri olan statik itme analizi ile her iki yöntemden elde edilen sonuçlar mukayese edilmiştir. Limit yük çarpanı dikkate alındığında, plastik mafsal analizlerinde, itibari olarak azaltılmış olan etkin eğilme rijitliği $0.4(EI)_o$ alınarak bulunan sonuç ile kuvvet kontrollü moment-eğrilik analizi sonucu elde edilen değerler arasında %5.6'lık bir fark olduğu görülmüştür. Limit durumda tepe noktasının yer değiştirmesinde ise dikkate alınmayacak kadar küçük bir farkın olduğu belirlenmiştir. Plastik mafsal analiz yöntemlerinin yapının taşıma gücünü olduğundan fazla gösterdiği bilinmektedir. Elde edilen neticelerden de bu gerçek bir kez daha ispatlanmıştır. Dikkati çeken bir diğer husus ise eğri karakteristikleridir. Şayet etkin eğilme rijitlikleri, plastik mafsal analizinde de daha hassas bir şekilde hesaba katılacak olursa, elde edilecek eğrinin, moment-eğrilik analizinden elde edilen eğri ile, yapılan iş bakımından birbirine daha yakın değerler alacak nitelikte olduğu görülmüştür. Mevcut hali ile iki eğri arasındaki alanların farkı %30'dur. Ve plastik mafsal analiz sonuçlarına göre yapı, limit duruma gelene kadar daha fazla iş yapmaktadır.

Üç boyutlu itme analizlerinden elde edilen kapaite eğrileri üzerinde yapılan performans noktası belirlemede, analiz yönteminin ve yapılan kabullerin performans değerlendirmesini, büyük ölçüde etkileyeceği yapılan çalışmalar neticesinde görülmüştür. Şartname ve yönetmeliklerde, özellikle üç boyutlu itme analizlerine ait temel kabullerin ve varsayımların çok net bir biçimde yer alması gerekmektedir.

Düzlem çerçeveler üzerinden yapılan performans değerlendirmelerinin ancak simetrik yapıların davranışı hakkında fikir verebileceği bilinmektedir. Düzlem dışı rijit bağlantıların, düzensiz ve simetrik olmayan yapılarda davranışı büyük ölçüde değiştirdiği ve elde edilen statik itme eğrilerinin yapısını da değiştireceği görünen bir gerçektir. Mevcut binaların durum tespitlerinde yapılacak performans değerlendirmelerinde takip edilecek yolların, analiz metodlarının, değerlendirme kriterlerinin çok iyi belirlenmesi gerekmektedir.

Günümüz yönetmeliklerine girmiş ve geliştirilmekte olan performans değerlendirme yöntemlerinin, farklı kabuller ile yapılan statik itme analizlerinden etkilenmesi ve yapıların performans tayininde farklı sonuçlar doğurması mümkündür. Performans değerlendirmesinde kullanılan statik itme (pushover) yönteminin henüz kabul görmüş tek bir analiz türünün olmaması, performans değerlendirmesinde farklı yöntemler ile yapılacak analizlerle elde edilen verilerden ne denli farklı neticeler alınacağını göstermiştir. Şekil 4.46'da verilen 2 ve 3 numaralı eğrilerin limit durumdaki yer değiştirmelerinin hemen hemen aynı olması ve limit durumdaki taban kesme kuvvetleri arasındaki farkın %5.6 mertebesinde çıkması, performans değerlendirmesinde performans noktalarının birbirine yakın yerlerde çıkacağı kanısını uyandırmaktadır. Ancak, sonuçlardan görüleceği üzere çok farklı değerler elde edilmiştir. Örnek çalışmada elde edilen neticeler değerlendirmeye değer nitelikte olup aradaki fark önemlidir.

Performans noktalarının tespitinde eşit yer değiştirme ilkesine göre DBYBHY (2007)'de verilen yöntem kullanılmıştır. Şekil 4.46'da incelenen üç eğriden de çok farklı neticeler elde edilmiştir. Moment-eğrilik analizinde ise statik itme eğrisinin plastik mafsalları ile elde edilen eğrilerden çok farklı bir karakteristiğe sahip olması nedeniyle başlangıç koşullarının seçiminin performans noktasının tespitinde fazlasıyla itibari kaldığı görülmüştür. Sonuç olarak, statik itme yöntemi ile performans noktası tayini için DBYBHY (2007)'de önerilen yöntem, hassas bir yöntem olmayıp yönetmelik hükümlerinin, kullanılacak yöntemlerin kabul ve varsayımlarına göre ve başlangıç koşullarının seçimine dair daha kesin şartlar ile sınırlandırılması gerekmektedir. Azaltılmış eğilme rijitliği ile yapılan plastik mafsalları analizinden elde edilen performans

noktasının, moment-eğrilik analizi ile elde edilen performans noktasına yakın çıkması beklenirken, aykırı sonuçlar elde edilmiştir.

Döşemelerin modellenenbilmesi ve plakların doğrusal olmayan davranışının analiz dahiline alınmaması bir eksiklik olarak karşımıza çıkmaktadır. Yapıda meydana gelen şekil değiştirmeleri ve iç kuvvet dağılımını büyük ölçüde etkileyecek ve dolayısıyla performans değerlendirmesinde de daha gerçekçi sonuçlar alınmasını sağlayacak olan döşemelerin doğrusal olmayan davranışlarının hesaba katılması ayrı bir çalışma konusu olarak ele alınacaktır.

Yapı davranışını büyük ölçüde değiştiren diğer bir konu da zemin-yapı etkileşimidir. Zemin koşullarının yapı modelinde göz önüne alınması ve statik itme davranışına etkisi ayrı bir çalışma konusu olarak değerlendirilecektir.

5.1. İLERİDEKİ ÇALIŞMALAR

Moment-eğrilik analizlerinde betonarme kesitin çekme gerilmelerini taşımadığı kabulü yapıldığı için eğilme rijitlikleri olduğundan daha az çıkmaktadır. Bunun etkisi özellikle küçük basınç kuvvetlerine maruz betonarme elemanlarda eğilme rijitliğinin daha erken eğilme momenti kademelerinde azalması ile ortaya çıkmaktadır. Bu konuda, ihmal edilen etkinin olumlu katkısını inceleyebilmek için çekme kuvveti altında uygun malzeme modelleri araştırılarak uygun gerilme dağılımları ile analizlere dahil edilecektir. İhmal edilen bir diğer etki ise, donatıda meydana gelen pekleşme davranışdır. Pekleşmenin analizlere katılması için donatı modelinde pekleşmeli gerilme-şekil değiştirme eğrileri kullanılacaktır. Farklı malzeme modelleri ile elde edilen moment-eğrilik ilişkileri irdelenecek ve yapının global taşıma gücüne etkileri değerlendirilecektir. Elde edilen kapasite eğrileri üzerinde, farklı yöntemler ile performans noktaları tespit edilerek bu noktalara karşılık gelen yer değiştirme, plastik şekil değiştirme ve iç kuvvet istemleri incelenecektir.

Artımlı moment-eğrilik analizlerinde aksel rijitlikteki değişim ihmal edilerek analizlere dahil edilmemiştir. Bu konu üzerinde, aksel rijitlikteki değişimin telafi yükleri ile göz önüne alınması için çalışmalara devam edilecektir. Benzer şekilde,

burulma rijitliğindeki değişimler de analizlere uygun burulma-şekil değiştirme analizleri ile çözümlere yansıtılmış olacaktır.

Moment-eğrilik analizlerinde, özellikle aksenal kuvvet ve eğik eğilme altındaki betonarme kesitlerin etkileşimli eğilme rijitliği tayini oldukça karmaşık ve zaman alıcı bir işlem olarak karşımıza çıkmaktadır. Bu konu üzerinde detaylı çalışmalar yapmış olan El-Tavil ve Deierlein'nın (2001a, 2001b), üç boyutlu akma yüzeyi içinde bileşke vektörün konumuna göre lokal eksenlerdeki rijitlik değişimlerini doğrudan veren bağıntıları ile problemi basitleştirmek için ortaya koyduğu yenilikler, geliştirien program algoritması içerisine dahil edilecektir.

Farklı yöntemler ile yapılan analizlerde tespit edilen süneklik düzeylerinin karşılaştırması yapılarak farkın hangi mertebelerde olduğu ve performans tayinine etkileri araştırılacaktır. Süneklik düzeyi (μ), deprem yükü azaltma katsayısı (R) ve yapı periyodu (T) arasındaki etkileşimlerin deprem yüklerine etkileri incelenecektir.

6. KAYNAKLAR

ALI, M.M., GRIERSON, D.E., 1986, Non-linear Design of Reinforced Concrete Framework, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.112, No.10, pp.2216-2233.

ARGYRIS, J. H., 1964, *Recent Advances in Matrix Methods of Structural Analysis*, Pergamon Press.

ARGYRIS, J. H., 1965, Continua and Discontinua, *Proc. Conf. Matrix Methods in Structural Mech.*, Air Force Inst. Of Tech., Wright Patterson Air Force Base, Ohio, A.B.D.

ATTALLA, M. R., DEIERLEIN, G. G., MCGUIRE, W., 1996, Nonlinear Frame Analysis With Torsional-Flexural Member Behaviour, *Proceedings of the fifth International Colloquium on stability and metal structures*, Lehigh University, SSRC, 11-9.

AYDINOĞLU, N., 2006, *Deprem Yönetmeliği Pilot Eğitimi*, Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü.

BAKER, A.L.L., AMARAKONE, A.M.N., 1965, Inelastic Hyper Static Frames Analysis, *International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete*, ASCE-ACI, No. SP 12, pp.85-142.

BIDDAH, A. C., NAUMOSKI, N., 1995, Use of Pushover Test to Evaluate Damage of Reinforced Concrete Frame Structures Subjected to Strong Seismic Ground Motions, *Proceedings of 7th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Montreal.

BRACCI, J.M., KUNNATH, S.K., REINHORN, A.M., 1997, Seismic Performance and Retrofit Evaluation of Reinforced Concrete Structures, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.123, No.1, pp.3-10

CHAN, H.C., CHEUNG, Y.K., HUANG, Y.P., 1994, Non-linear Modeling of Reinforced Concrete Structures, *Computers & Structures*, Vol.53, No.5, pp.1099-1107.

CHANDLER, A.M., LAM, N.T.K., 2001, Performance-Based Design in Earthquake Engineering: A Multi-Disiplinary Review, *Engineering Structures*, 23, 1525-1543.

CHEN, W.F., KIM, S.E., 1997, *LFRD Steel Design Using Advanced Analysis*, CRC Press.

CRISFIELD M. A., 1991, *Non-Linear Finite Element Analysis of Solids and Structures*, John Wiley & Sons, İngiltere, 0471929565.

- ÇAKIROĞLU A., ÖZER E., 1980, *Malzeme ve Geometri Bakımından Lineer Olmayan Sistemler*, Matbaa Teknisyenleri Basımevi, İ.T.Ü. Yayını, İstanbul.
- ÇELİK, T., 1977, *Elastic-Plastic Analysis of Complete Structures With Shear Wall and Frames*, Ph.D. Thesis, Department of Civil Eng., University of Aston, Birmingham.
- ÇELİK, T., 1981, Nonlinear Moment-Curvature Analysis by Means of the Theorems of Structural Variation, *I.D.M.M.A Dergisi*, Sayı 6, İstanbul.
- ÇELİK, T., 1982, *Uzay Çerçeveler Plak ve Perdelerde Genelleştirilmiş Yapısal Değişim Teoremleri*, Doçenlik Tezi, İ.T.Ü., İstanbul.
- DAMCI, E., 2002, *Uzay Çerçeve Sistemlerin Elastik Plastik Analizi*, Yüksek Lisans Tezi, İ.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- DAMCI, E., ÇOŞGUN, T., ÇELİK, T., ÖZTORUN, N.K., 2002, Uzay Çerçeve Sistemlerin Elastik-Plastik Analizi İçin Bir Yöntem, *Uluslar arası Yapı ve Deprem Mühendisliği Sempozyumu ECAS 2002*, ODTÜ, Ankara.
- DBYBHY, 2007, *Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik*, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.
- EL-TAWIL, S., DEIERLEIN, G.G., 2001a, Nonlinear Analysis of Mixed Steel-Concrete Frames. I: Element Formulation, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol.127, No.6, pp. 647-655.
- EL-TAWIL, S., DEIERLEIN, G.G., 2001b, Nonlinear Analysis of Mixed Steel-Concrete Frames. II: Implementation and Verification, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol.127, No.6, pp. 656-665.
- ERSOY U., ÖZCEBE G., 2001, *Betonarme*, Evrim Yayınevi, Ankara, 9789755031235.
- FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, FEMA-273, 1997, *NEHRP Guideline for Seismic Rehabilitation of Buildings*, Building Seismic Safety Council, Washington DC.
- FERHI, A., TRUMAN, K.Z., 1996a, Behaviour of Assymmetric Building Systems Under a Monotonic Load-I, *Engineering Structures*, Vol.18, No.2, pp.133-141.
- FERHI, A., TRUMAN, K.Z., 1996b, Behaviour of Assymmetric Building Systems Under a Monotonic Load-II, *Engineering Structures*, Vol.18, No.2, pp.142-153.
- FOUTCH, D.A., YUN, S.Y., LEE, K., 2000, Performance Prediction for Steel Moment Frames, Advanced Technology in Strucutral Engineering, *Proceedings of the 2000 Structures Congress and Exposition*, ACSE, May 2-10, Philadelphia, Pennsylvania, USA.

GİRGİN, K., Ocak 1996, *Betonarme Yapı Sistemlerinde İkinci Mertebe Limit Yükün ve Göçme Güvenliğinin Belirlenmesi İçin Bir Yük Artımı Yöntemi*, Doktora Tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İ.T.Ü.

GONG, Y., 2003, *Performance-Based Design of Steel Building Frameworks Under Seismic Loading*, Thesis (PhD), University of Waterloo, Canada.

GREGOR J.G., WIGHT J.K., 2005, *Reinforced Concrete Mechanics and Design*, Prentice Hall, New Jersey, 0131429949.

GUPTA, A., KRAWINKLER, H., 1999, Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures (SAC 5.4.3), *Report No. 132*, Stanford University.

HORNE, M. R., ve HEYMAN, J., 1956, *The Steel Skeleton*, Vol. II, Plastic Behaviour and Design, Cambridge University Press.

İRTEM, E., Nisan 1991, *Uzay Çubuk Sistemlerde İkinci Mertebe Limit Yükün Hesabı İçin Bir Yük Artımı Yöntemi*, Doktora Tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İ.T.Ü.

JIANG, X. M., CHEN, H., LIEW, JYR., 2002, Spread-of-Plasticity Analysis of Three-Dimensional Steel Frames, *Journal of Constructional Steel Research*, 58, 193-212.

KALISZKY, S., 1989, *Plasticity, Theory and Engineering Applications*, Elsevier, Oxford.

KANAAN, A.E., POWELL, G.H., 1973, *General Purpose Computer Program for Dynamic Analysis of Inelastic Plane Structures*, Dept. of Civil Eng., University of California, Berkeley, CA, USA.

KAPPOS, A.J., 1999, Evaluation of Behaviour Factors on the Basis of Ductility and Overstrength Studies, *Engineering Structures*, Vol. 21, pp.823-835.

KENNEDY, D.J.L., MEDHEKAR, M.S., 1999, A Proposed Strategy for Seismic Design of Steel Buildings, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol.26, pp.564-571.

KILAR, V., FAJFAR, P., 1997, Simple Pushover Analysis of Assymmetric Buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.26, pp.233-249.

KIM, S.E., KIM, Y., CHOI, S.H., 2001, Nonlinear Analysis of 3-D Steel Frames, *Thin-Walled Structures*, 39, 445-461.

KRAWINKLER, H., SENEVIRATNA, G.D.P.K., 1998, Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation, *Engineering Structures*, Vol.20, pp. 452-464.

KUNNATH, S.K, JOHN Jr., A., 2000, Validity of Static Procedures in Performance-Based Seismic Design, *Proceedings of the 2000 Structures Congress and Exposition*, ACSE, May 2-10, Philadelphia, Pennsylvania, USA.

LAWSON, R. S., VANCRE, V., KRAWINKLER, H., 1994, Nonlinear Static Push-over Analysis-Why, When, and How?, *Proceedings of 5th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Chicago, Illinois, EERI, Vol.1, pp.238-292.

LIEW, J.Y.R., 1992, *Advanced Analysis for Frame Design*, PhD thesis, School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, IN, USA.

LIEW, J.Y., TANG, L.K., 1998, Nonlinear Refined plastic Hinge Analysis of Space Frame Structures, *Research Report No. CE027/98*, Dept. of Civil Engineering, National University of Singapore, Singapore.

LIEW JYR, CHEN H, SHANMUGAM NE, CHEN WF., 2000, Improved nonlinear plastic hinge analysis of space frame structures, *Engineering Structures*, 22(10): 1324-38.

LIVESLEY, R. K., 1956, The Application of Electron Digital Computer to Some Problems of Structural Analysis, *Struct. Engr.*, 34, 1-12.

LOTHERS, J. E., 1960, *Advanced Design In Structural Steel*, Prentice-Hall, A.B.D.

LU, Y., HAO, H., CARYDIS, P. G., MOUZAKIS, H., 2001, Seismic Performance of RC Frames Designed for Three Different Ductility Levels, *Engineering Structures*, Elsevier, (23), 537-547.

MAHERI, M.R., AKBARI, R., 2003, Seismic Behaviour Factor, R, fo Steel X-Braced and Knee-Braced RC Buidings, *Engineering Structures*, 25, 1505-1513

MAJID, K.I., 1972, *Non-Linear Structures*, Butterworths, London.

MIRANDA, E., 1993, Evaluation of Site-Dependent Inelastic Seismic Design Spectra, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 119(5), 1319-38.

MIRANDA, E., BERTERO, V.V., 1994, Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake Resistant Design, *Journal of Earthquake Spectra*, 10(2), 357-79.

MOGHADAM, A.S., TSO, W.K., 1995, 3-D Pushover Analysis for Eccentric Buildings, *Proceedings of 7th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Montreal.

MWAFY, A.M., ELNASHAI, A.S., 2001, Static Pushover Versus Dynamic Collapse Analysis of RC Buildings, *Engineering Structures*, Vol.23, pp.407-424.

NEAL, B. G., 1956, *The Plastic Methods of Structural Analysis*, John Wiley & Sons, Inc., New York.

ORAKDÖĞEN, E., Nisan 1994, *Uzay Çubuk Sistemlerde İkinci Mertebe Limit Yük İçin Yapı Ağırlığını Minimum Yapan Bir Boyutlandırma Yöntemi*, Doktora Tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İ.T.Ü.

ORBISON, J.G., 1982, Nonlinear Static Analysis of Three-Dimensional Steel Frames, *Report No. 82-6*, Dept. of Structural Eng., Cornell University, Ithaca, New York, USA.

ÖZTORUN, N.K., 1994, *Computer Analysis of Multi-Storey Building Structures*, Ph.D. Thesis, M.E.T.U.

ÖZTORUN, N.K., ÇITİPİTİOĞLU, E. and AKKAŞ, N., 1995, Mesh Generation and Data Structures for the Finite Element Analysis of Shear Wall Buildings, *Developments in Computational Techniques For Structural Engineering*, Civil-Comp Press, 367-382, Edinburgh, UK.

ÖZTORUN, N.K., ÇITİPİTİOĞLU, E. and AKKAŞ, N., 1998, Three- Dimensional Finite Element Analysis of Shear Wall Buildings, *Computers & Structures*, vol. 68 No.1-3, pp. 41-45.

PARK, H., KLINGNER, R. E., 1997, Non-linear Analysis of RC Members Using Plasticity with Multiple Failure Criteria, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 123, No. 5, pp. 643-651.

PRAKASH, V., POWELL, G.H., 1993, *DRAIN-3DX: Base Program User Guide, Version 1.10*, A Computer Program Distributed by NISEE/Computer Applications, Dept. of Civil Eng., University of California, Berkeley, CA, USA.

Proceedings, 1956, AISC National Engineering Conference.

RIVA, C., COHN, M.Z., 1994, Rotation Capacity of Structural Concrete Members, *Magazine of Concrete Research*, Vol.46, No.168, pp.223-234.

ROY, H.E., and SÖZEN, M.A., 1964, Ductility of Concrete, *Proc. of International Symposium on Flexural Mechanics of RC, ASCE-ACI Joint Symposium*, Miami, USA.

SAIIDİ, M., SÖZEN, M.A., 1981, Simple Nonlinear Seismic Analysis of R/C Structures, *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol.107, No.ST5, pp.937-952.

SKOKAN, M.J., HART, G.C., 2000, Reliability of Nonlinear Static Methods for the Seismic Prediction of Steel Frame Buildings, *Proceedings of the 2000 Structures Congress and Exposition*, ACSE, May 2-10, Philadelphia, Pennsylvania, USA.

SOREIDE T. H., AMDAHL J., EBERG E., HOLMAS T., HELLAN O., 1994, *USFOS-A computer program for progressive collapse analysis of steel offshore structures, theory manual*, Report STF71 F88038, 6th revision. SINTEF Structures and Concrete, Trondheim.

TURNER, M. J., DILL, E. H., MARTIN, H. C. & MELOSH, R. J., 1960, Large deflection of Structures Subject to Heating and External Load, *Journal of Aero. Sci.*, 27, 97-106.

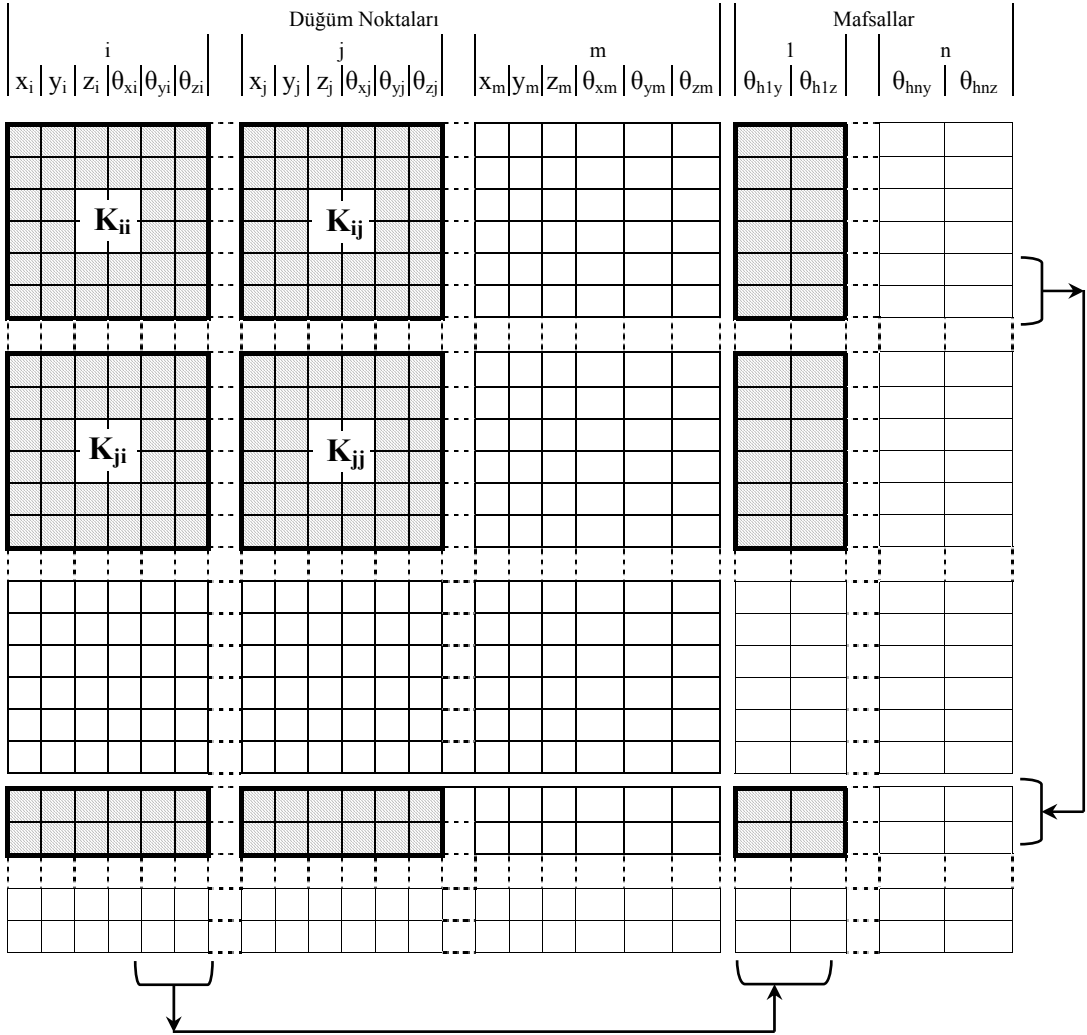
VAN DEN BROEK, J. A., 1940, Theory of Limit Design, *ASCE*, 105, pp638-730.

YANG, Y. B., FAN, H. T., 1998, Yield Surface Modelling of I-Sections with Non-uniform Torsion, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 114(6): 953-72.

7. EKLER

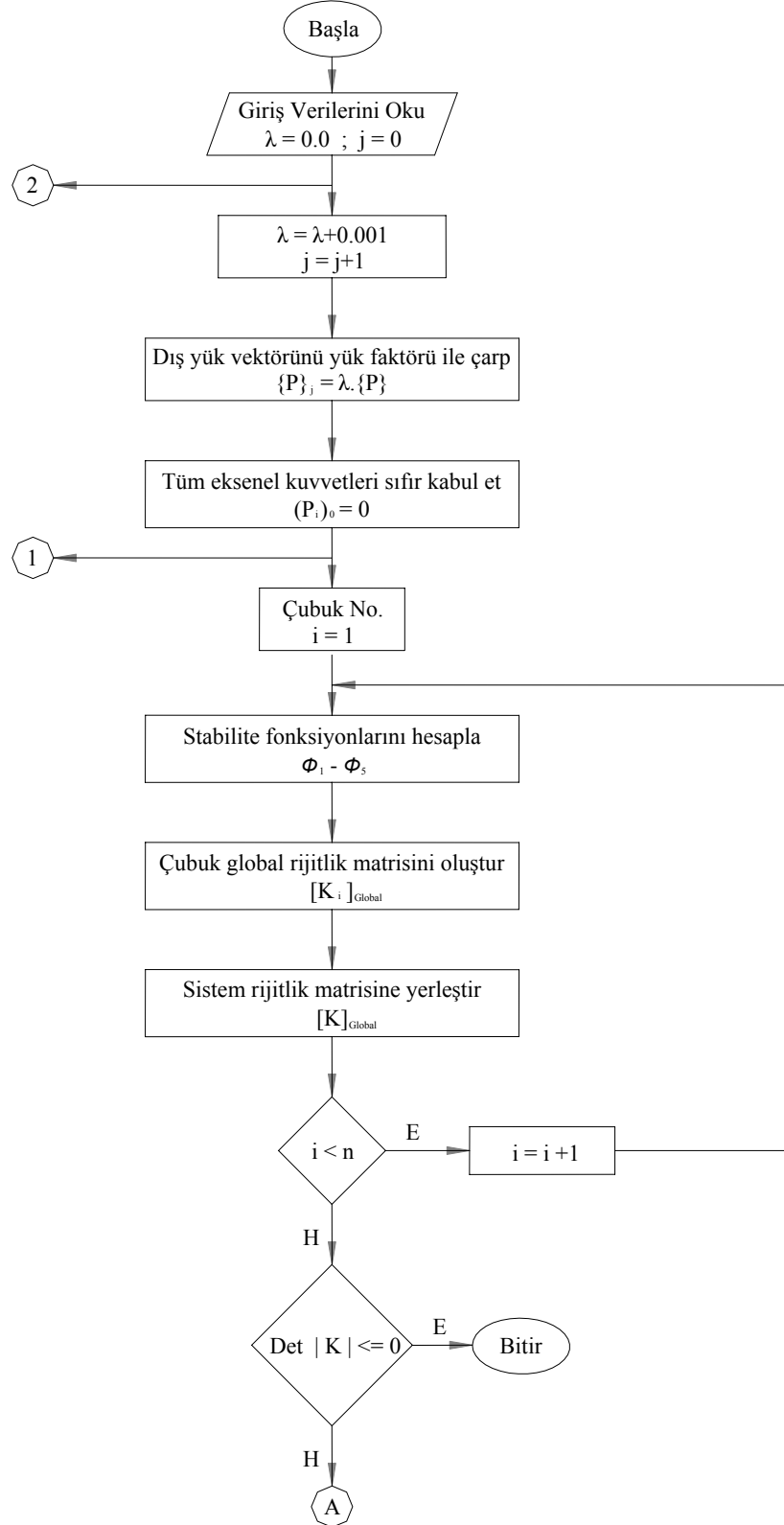
7.1. PLASTİK MAFSALLI SİSTEM RİJİTLİK MATRİSİNİN GENEL FORMU

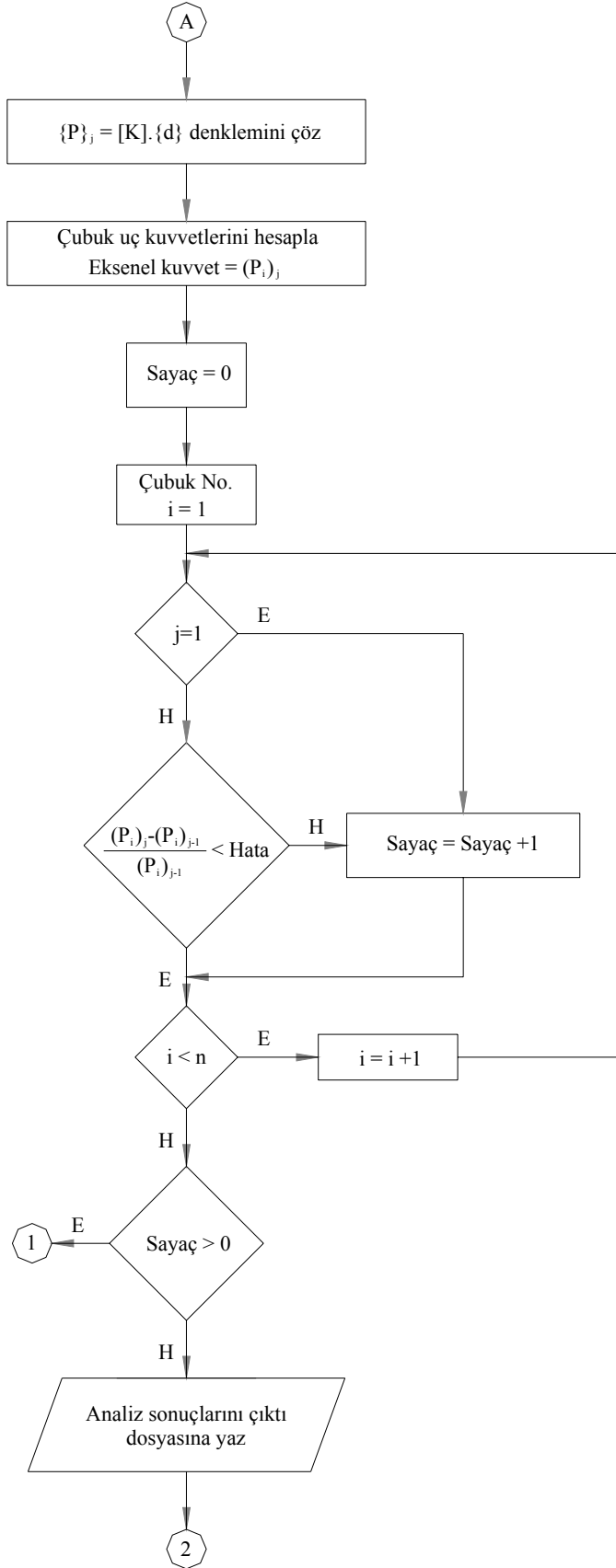
Boyutsuz plastik mafsalların ilave sebestlikleri olan açısız yer değiştirmeleri hesaba katabilmek için, plastik mafsal oluşan uçta, eğilme rijitliklerine karşılık gelen birim yer değiştirme sabitleri satır ve sütun olmak üzere matris sonuna eklenerek sistem rijitlik matrisi büyütülmüştür.



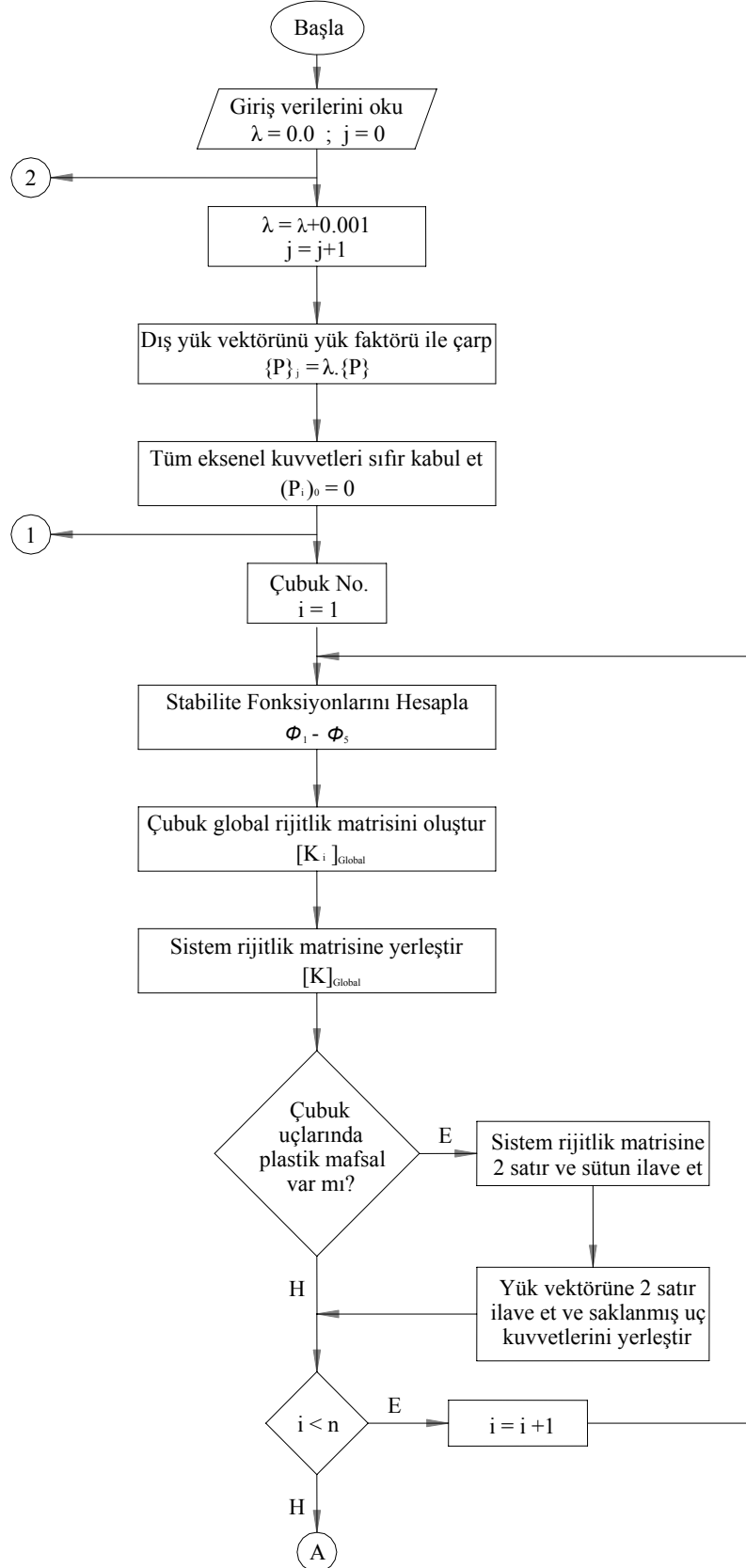
Şekil 7.1. i ucunda plastik mafsal oluşan ij çubuğunun sistem rijitlik matrisi içindeki konumu.

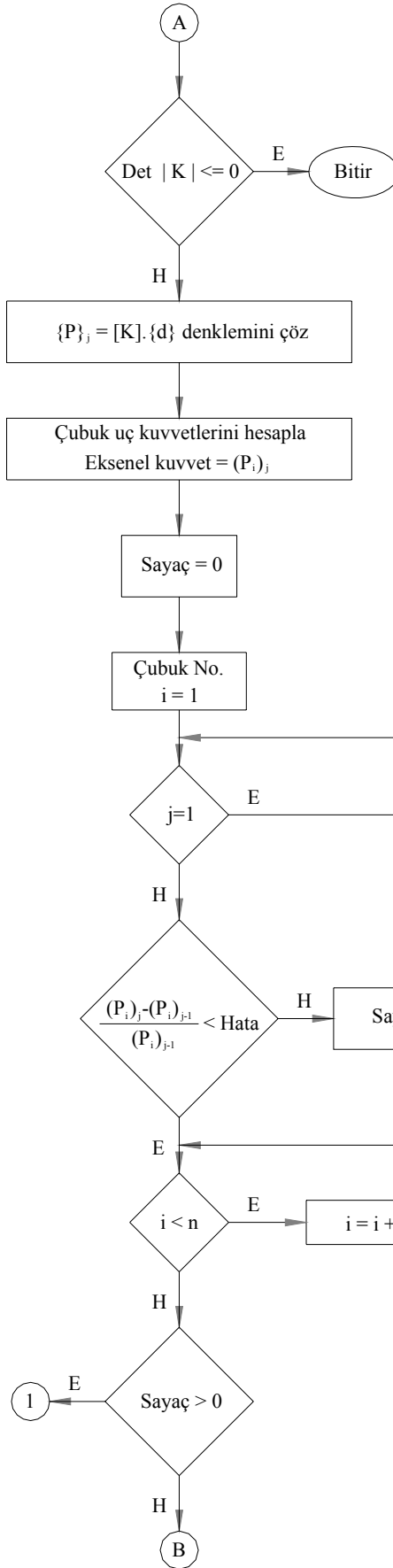
7.2. ARTIMLI GEOMETRİK DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ İÇİN GELİŞTİRİLEN AKIŞ ŞEMASI

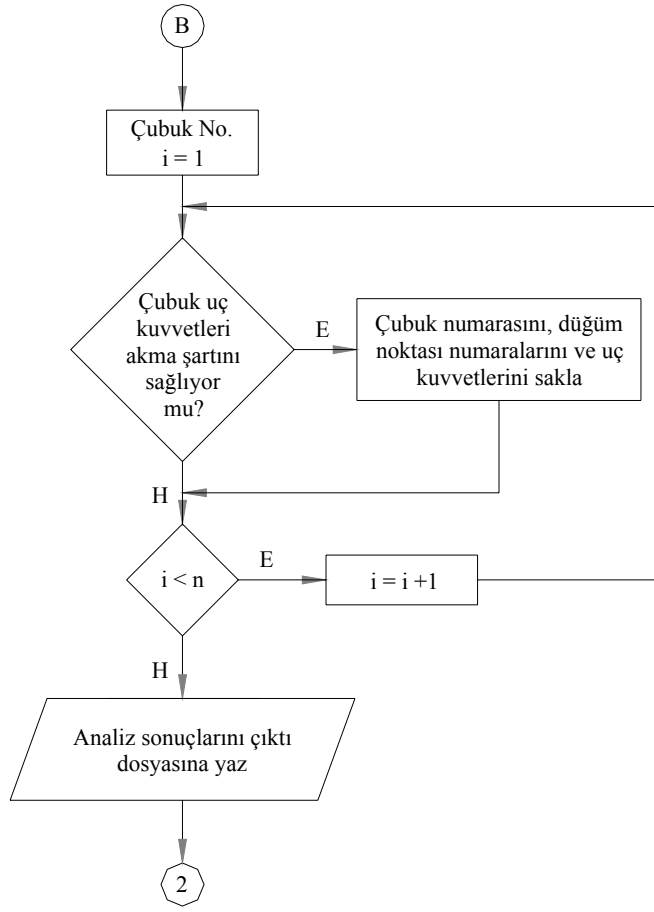




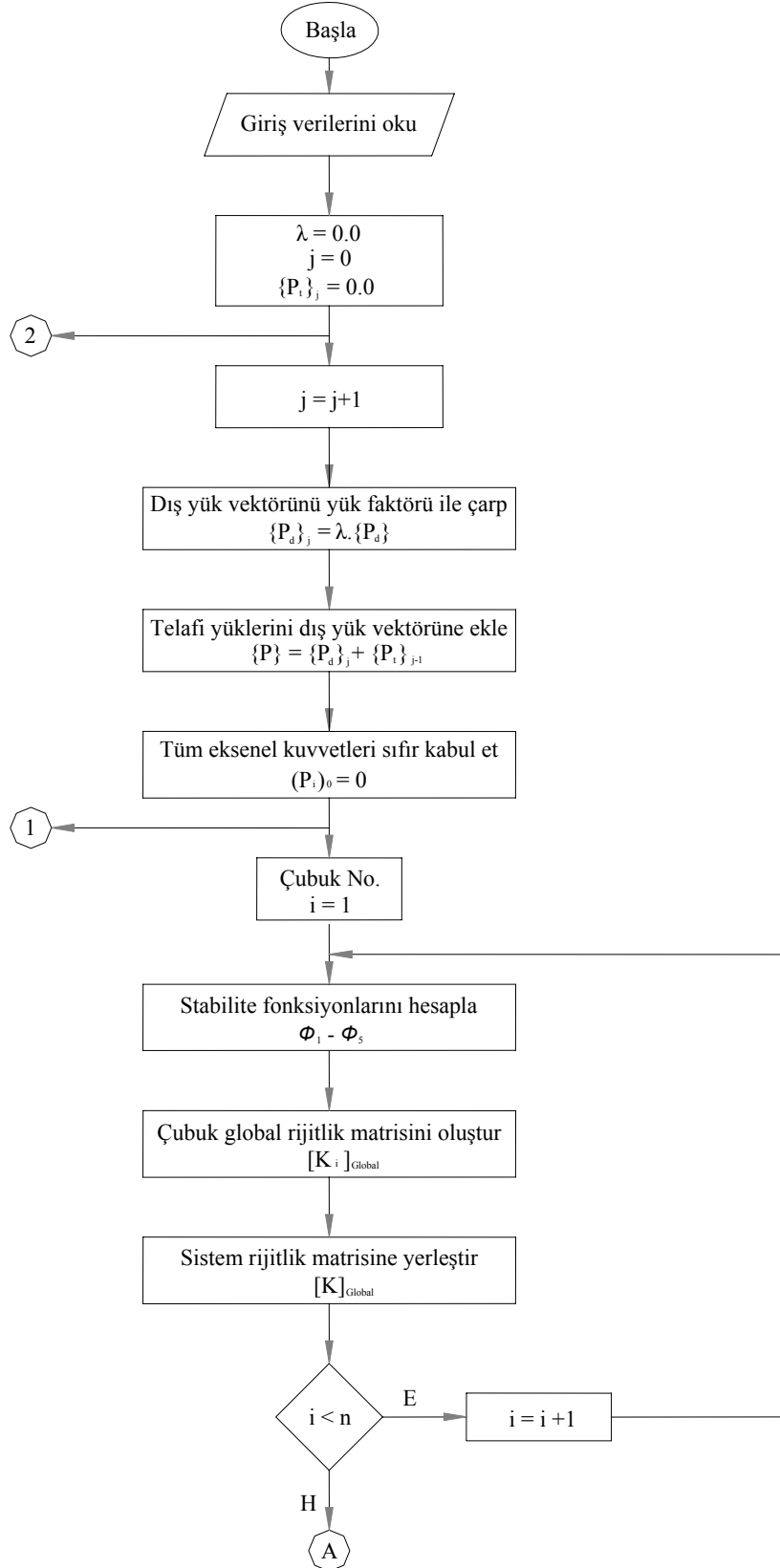
7.3. ARTIMLI PLASTİK MAFSAL ANALİZİ İÇİN GELİŞTİRİLEN AKIŞ ŞEMASI

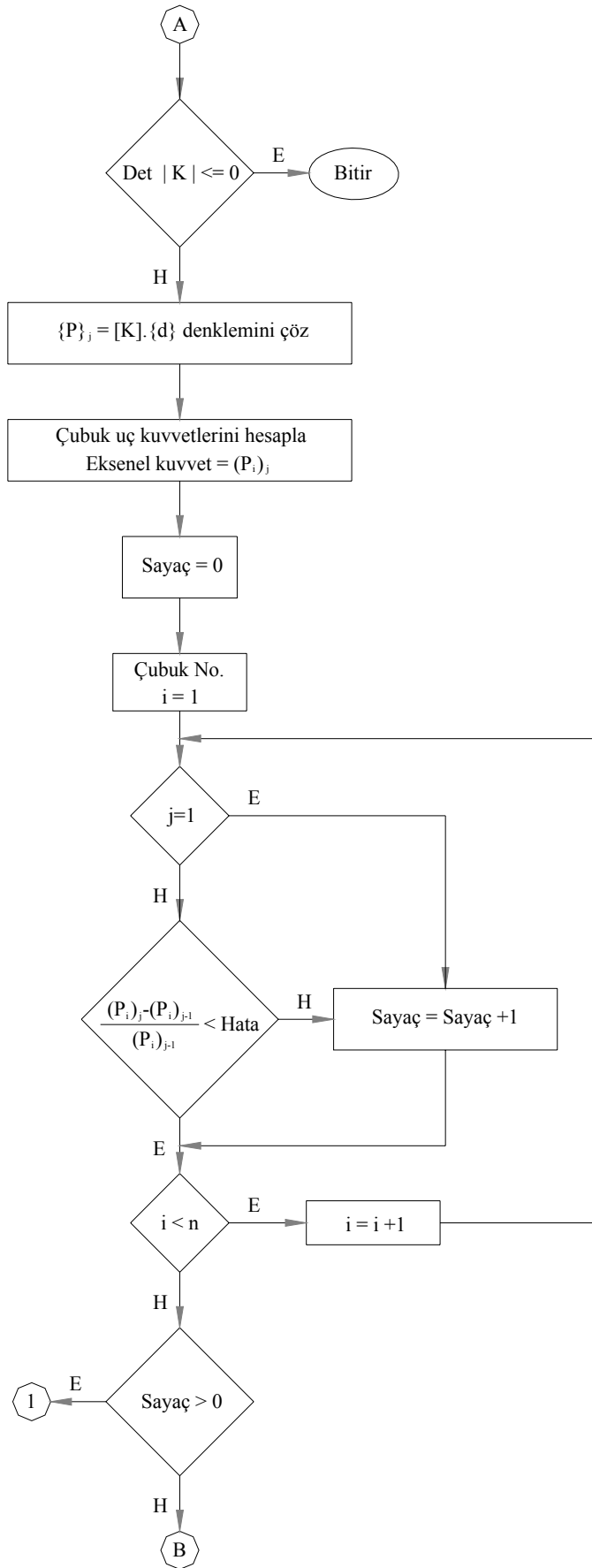


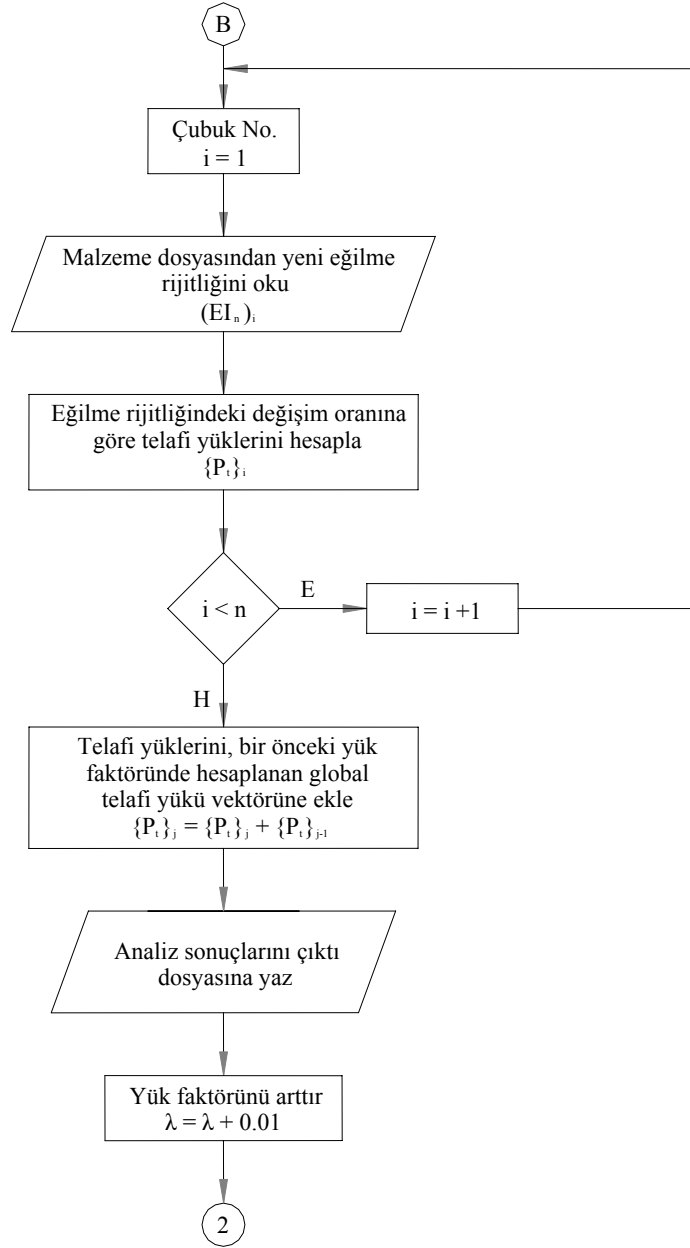




7.4. ARTIMLI MOMENT-EĞRİLİK ANALİZİ İÇİN GELİŞTİRİLEN AKIŞ ŞEMASI

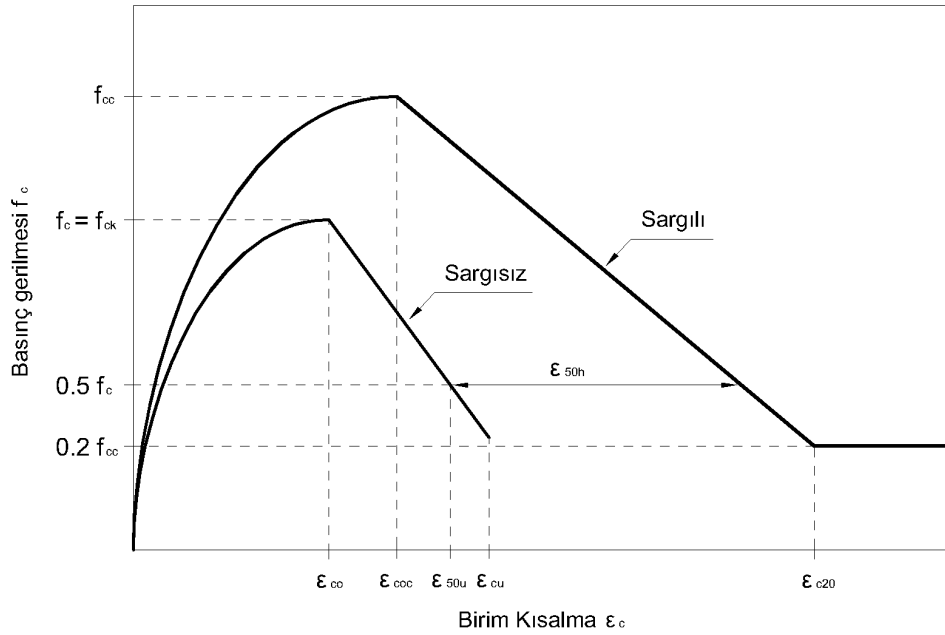






7.5. GELİŞTİRİLMİŞ KENT VE PARK SARGILI BETON MODELİ

Bu model, Roy ve Sözen (1964) tarafından sargılı beton için önerilen σ - ϵ ilişkisinden esinlenerek geliştirilmiştir. Şekil 7.2’de gösterildiği gibi, sargılı ve sargısız beton için iki ayrı σ - ϵ eğrisi önerilmektedir. Sargı nedeni ile beton dayanımının f_c ’den başlayarak f_{cc} ’ye, maksimum gerilmeye karşılık gelen birim kısalmanın ise ϵ_{co} ’dan ϵ_{coc} ’ye yükseldiği varsayılmaktadır. Gerek sargılı, gerekse sargısız beton için önerilen eğrilerin ilk bölümleri, Hognestad modelindeki gibi ikinci derece parabol varsayılmıştır. Eğrilerin gerilme azalmasını gösteren ikinci bölümleri ise eğimi eksi olan düz çizgilerle gösterilmiştir. Sargılı betonun eğimi, sargısız betona oranla daha küçüktür. Sargısız betonda maksimum birim kısalma ϵ_{cu} iken, sargılı betonda böyle bir sınır yoktur. Sargısız beton için $\epsilon_{cu} = \epsilon_{50u}$ veya daha basit olarak $\epsilon_{cu} = 0.004$ alınabilir. Kent ve Park, çekirdeğin boyutlarını, etriye dışından etriye dışına ölçülen uzunluklarla tanımlamaktadır (Ersoy ve Özcebe, 2001).



Şekil 7.2. Geliştirilmiş Kent ve Park beton modeli

Sargılı betona ait azami basınç gerilmesini ifade eden f_{cc} ve birim kısalma ϵ_{coc} ,

$$\begin{aligned} f_{cc} &= Kf_c \\ \epsilon_{coc} &= K\epsilon_{co} \end{aligned} \quad (7.1)$$

eşitliğinden bulur. Burada K , sargı donatısının hacimsel oranı ile akma dayanımına ve karakteristik beton basınç dayanımına bağlı bir katsayıdır. ε_{co} , normal dayanımlı betonlar için yaklaşık 0.002 alınabilir.

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_{ywk}}{f_c} \quad (7.2)$$

$$\rho_s = \frac{A_o \times l_s}{s \times b_k \times h_k}$$

Denklem (7.2)'de verilen eşitlikte, ρ_s sargı donatısının hacimsel oranıdır. f_{ywk} ise sargı donatısının minimum akma dayanımını ifade etmektedir.

Betonarme kesitin malzeme özellikleri ve donatı konfigürasyonuna göre f_{cc} ve ε_{coc} bulunduktan sonra, grafiğin birinci kısmını oluşturan parabolik eğri,

$$\sigma_c = f_{cc} \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{coc}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{coc}} \right)^2 \right] \quad (7.3)$$

denkleminde elde edilir. Gerilmelerin azaldığı bölümü ifade eden eğrinin ikinci kısmı, doğrusal kısım ise,

$$\sigma_c = f_{cc} [1 - Z_c (\varepsilon_c - \varepsilon_{coc})] \geq 0.2 f_{cc} \quad (7.4)$$

bağıntısından elde edilir. Burada yer alan Z_c ifadesi, sargılı betonun σ - ε eğrisindeki doğrusal bölümün boyutsuz eğimidir (eğim / f_{cc}).

$$Z_c = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - \varepsilon_{coc}}$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.285 f_c}{142 f_c - 1000} \geq \varepsilon_{co} \quad (7.5)$$

$$\varepsilon_{50h} = 0.75 \rho_s \left(\frac{b_k}{s} \right)^{1/2}$$

8. ÖZGEÇMİŞ

1975 Yılında İstanbul'da doğdu. İlk öğrenimi Büyükada İlk Okulu'nda tamamladı. Orta ve Lise öğrenimini Büyükada'da İSTEK Vakfı Özel Beyhan Aral Lisesi'nde 1993 yılında tamamladı. Lisans eğitimini, İstanbul Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nde 1998 yılında tamamladıktan sonra İstanbul Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü'nde yüksek lisans eğitimine başladı. 1999 yılında aynı Enstitüde, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda Araştırma Görevlisi olarak göreve başladı. 2002 yılında yüksek lisansını tamamlayarak aynı Enstitüde doktora öğrenimine başladı.