İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

MEVCUT BETONARME BİNALARIN DEPREM PERFORMANSLARININ BELİRLENMESİNDE DOĞRUSAL OLMAYAN YÖNTEMLERİN KARŞILAŞTIRILMASI ÜZERİNE SAYISAL BİR İNCELEME

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Can ÇETİN

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

HAZİRAN 2007

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

MEVCUT BETONARME BİNALARIN DEPREM PERFORMANSLARININ BELİRLENMESİNDE DOĞRUSAL OLMAYAN YÖNTEMLERİN KARŞILAŞTIRILMASI ÜZERİNE SAYISAL BİR İNCELEME

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Can ÇETİN
(501041020)

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 7 Mayıs 2007
Tezin Savunulduğu Tarih : 12 Haziran 2007

Tez Danışmanı : Prof. Dr. Erkan ÖZER
Diğer Jüri Üyeleri Prof. Dr. Zekai CELEP (İ.T.Ü.)
Yrd. Doç. Dr. Kaan TÜRKER (B.Ü.)

HAZİRAN 2007

ÖNSÖZ

Lisans ve yüksek lisans öğrenimim süresince bilgi ve deneyimlerini benimle paylaşarak ufkumu açan, tez çalışmam esnasında yardım destek ve özverisini esirgemeyen değerli tez danışmanım Sayın Prof. Dr. Erkan ÖZER'e teşekkür ederim.

Çalışmalarım sırasında, üzerimde büyük emeği geçen Sayın Yrd. Doç. Dr. Kaan TÜRKER'e gösterdiği ilgiden dolayı teşekkür ederim.

Tez çalışmam sırasında yardımından dolayı Araş. Gör. Göktürk ÖNEM'e teşekkür ederim.

Yaşamım süresince destekleklerini benden hiçbir zaman esirgemeyen, sevgileri ve ilgileri ile bana büyük moral olan aileme en içten teşekkürlerimi sunarım.

Gerek yüksek lisans gerekse tez çalışmam süresince düşüncelerini paylaşmaktan mutluluk duyduğum ev arkadaşım, Duygu SAYDAM'a verdiği büyük destekten dolayı teşekkür ederim.

Moral ve desteğini benden hiçbir zaman esirgemeyen, tez çalışmam esnasında da büyük fedakarlık gösteren, yaşamımda varolmasından mutluluk duyduğum Dilek ÖZDAĞ'a en içten teşekkürlerimi sunarım.

Mayıs 2007 İnş. Müh. Can ÇETİN

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR **vii**
TABLO LİSTESİ **viii**
ŞEKİL LİSTESİ **x**
SEMBOL LİSTESİ **xiii**
ÖZET **xvii**
SUMMARY **xix**

1. GİRİŞ **1**
1.1. Konu 1
1.2. Konu ile İlgili Çalışmalar 2
1.3. Çalışmanın Amacı ve Kapsamı 4

2. YAPI SİSTEMLERİNİN MALZEME BAKIMINDAN DOĞRUSAL OLMAYAN TEORİYE GÖRE STATİK VE DİNAMİK HESABI **6**
2.1. Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Davranışı 6
2.1.1. Çözümün sağlaması gereken koşullar 7
2.1.2. Yapı sistemlerinin doğrusal olmama nedenleri 7
2.1.3. Yapı sistemlerinin dış yükler altındaki doğrusal olmayan davranışı 8
2.2. İç Kuvvet-Şekildeğiştirme Bağıntıları ve Akma (Kırılma) Koşulları 11
2.2.1. Malzemelerin şekildeğiştirme özellikleri 11
2.2.1.1. İdeal malzemeler 12
2.2.1.2. Yapı malzemelerinin gerilme–şekildeğiştirme bağıntıları 13
2.2.2. Düzlem çubuk elemanlarda iç kuvvet – şekildeğiştirme bağıntıları ve akma (kırılma) koşulları 15
2.2.2.1. Betonarme çubuklar 18
2.3. Malzeme Bakımından Doğrusal Olmayan Betonarme Sistemlerin Hesabı 22
2.3.1. Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin sistem üzerinde yayılı olması hali 22
2.3.2. Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin belirli kesitlerde toplandığının varsayılması hali 22
2.3.2.1. Plastik mafsal hipotezi 22
2.3.2.2. Yük artımı yöntemi 27
2.3.2.3. Limit yükün doğrudan doğruya hesabı 31
2.4. Elastik Olmayan Binaların Deprem Davranışı 32
2.4.1. Denge denklemleri ve kontrol eden parametreler 32

2.4.2. Denge denklemlerinin çözümünde kullanılan sayısal yöntemler 33
2.4.2.1. Newmark yöntemi 34
2.4.3. Yapı sistemlerinde sönüm 36
2.4.4. Yapı sistemlerinde süneklik 40
2.4.5. Sargı etkisi ve önemi 44
2.4.6. Mander modeli 48

3. PERFORMANSA DAYALI TASARIM VE DEĞERLENDİRME 52
3.1. Binalardan Bilgi Toplanması 53
3.2. Yapı Elemanlarında Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri 53
3.2.1. Kesit hasar sınırları 54
3.2.2. Kesit hasar bölgeleri 54
3.3. Bina Deprem Performans Düzeyleri 55
3.3.1. Hemen kullanım performans düzeyi 55
3.3.2. Can güvenliği performans düzeyi 56
3.3.3. Göçme öncesi performans düzeyi 56
3.3.4. Göçme durumu 57
3.4. Performans Belirlemede Esas Alınacak Deprem Hareketleri 57
3.5. Performans Hedefi ve Çok Seviyeli Performans Hedefleri 58
3.6. Performans Belirlenmesi ve Kullanılan Analiz Yöntemleri 59
3.6.1. Doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri için genel ilke ve kurallar 59
3.6.2. Doğrusal elastik hesap yöntemleri 61
3.6.2.1. Yöntemin esasları 61
3.6.2.2. Eşdeğer deprem yükü yöntemi 61
3.6.2.3. Mod birleştirme yöntemi 62
3.6.2.4. Yapı elemanlarında hasar düzeylerinin belirlenmesi 62
3.6.3. Doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri 64
3.6.3.1. Tanım 64
3.6.3.2. Artımsal itme analizi ile performans değerlendirmesinde izlenecek hesap adımları 65
3.6.3.3. Doğrusal elastik olmayan davranışın idealleştirilmesi 66
3.6.3.4. Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile itme analizi 67
3.6.3.5. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi 73
3.6.3.6. Kesitteki birim şekildeğiştirme istemlerinin belirlenmesi 74
3.6.3.7. Betonarme elemanların kesit birim şekildeğiştirme kapasiteleri 74

4. SAYISAL İNCELEMELER 76
4.1. İncelenen Taşıyıcı Sistem Modelleri 76
4.2. Taşıyıcı Sistem Modellerinin Boyutlandırılması 78

4.2.1. Malzeme bilgileri 78
4.2.2. Deprem karakteristikleri 78
4.2.3. Boyutlandırmada esas alınan yükler 78
4.2.4. Modelleme ve tasarımda yapılan varsayımlar 78
4.2.5. 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre tasarımda esas alınan parametreler 79
4.2.6. Boyutlandırmada esas alınan yükleme kombinasyonları 83
4.2.7. Taşıyıcı sistem modellerinde boyutlandırma 83
4.3. Boyutlandırılan Taşıyıcı Sistem Modellerinin Performans Değerlendirmesi 83
4.4. TSM-1 İçin Ayrıntılı İnceleme 84
4.4.1. Sistemin boyutlandırılması 84
4.4.2. Sistemin artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemine göre deprem performansının belirlenmesi 91
4.4.3. Sistemin zaman tanım alanında hesap yöntemine göre deprem performansının belirlenmesi 108
4.4.4. Sistemin artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ve zaman tanım alanında hesap yöntemi ile bulunan sonuçların karşılaştırılması 120
4.4.4.1. Kesit hasar bölgelerinin karşılaştırılması 120
4.4.4.2. Tepe yatay yerdeğiştirmelerinin karşılaştırılması 121
4.4.4.3. Taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması 122
4.5. TSM-1A İçin Performans Değerlendirmesi ve Karşılaştırma 123
4.5.1. Kesit hasar bölgelerinin karşılaştırılması 123
4.5.2. Tepe yatay yerdeğiştirmelerinin karşılaştırılması 124
4.5.3. Taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması 125
4.6 . TSM-2 İçin Performans Değerlendirmesi ve Karşılaştırma 126
4.6.1. Kesit hasar bölgelerinin karşılaştırılması 127
4.6.2. Tepe yatay yerdeğiştirmelerinin karşılaştırılması 129
4.6.3. Taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması 129
4.7. TSM-2A İçin Performans Değerlendirmesi ve Karşılaştırma 130
4.7.1. Kesit hasar bölgelerinin karşılaştırılması 130
4.7.2. Tepe yatay yerdeğiştirmelerinin karşılaştırılması 132
4.7.3. Taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması 132
4.8. TSM-3 İçin Performans Değerlendirmesi ve Karşılaştırma 133
4.8.1. Kesit hasar bölgelerinin karşılaştırılması 135
4.8.2. Tepe yatay yerdeğiştirmelerinin karşılaştırılması 136
4.8.3. Taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması 137
4.9. TSM-3A İçin Performans Değerlendirmesi ve Karşılaştırma 138
4.9.1. Kesit hasar bölgelerinin karşılaştırılması 138

4.9.2. Tepe yatay yerdeğiştirmelerinin karşılaştırılması 140
4.9.3. Taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması 141
4.10. Sayısal İncelemelere İlişkin Değerlendirmeler 142

5. SONUÇLAR 149

KAYNAKLAR 151

ÖZGEÇMİŞ 154

KISALTMALAR

ABYYHY' 75	: 1975 Türk Deprem Yönetmeliği
ASCE	: American Society of Civil Engineers
ATC	: Applied Technology Council
ATC 40	: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings
ATC 55	: Evaluation and Improvement of Inelastic Seismic Analysis Procedures
BHB	: Belirgin Hasar Bölgesi
BSSC	: Building Seismic Safety Council
CG	: Can Güvenliği
DBYBHY' 07	: 2007 Türk Deprem Yönetmeliği
EERC-UCB	: Earthquake Engineering Research Center of University of California at Berkeley
EKO	: Etkin Kütle Oranı
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
FEMA 273, 356	: NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings
FEMA 440	**:** Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures
GB	: Göçme Bölgesi
GÇ	: Göçme Sınırı
GÖ	: Göçmenin Önlenmesi
GV	: Güvenlik Sınırı
HK	: Hemen Kullanım
İHB	: İleri Hasar Bölgesi
MHB	: Minimum Hasar Bölgesi
MN	: Minimum Hasar Sınırı
NEHRP	: National Earthquake Hazards Reduction Program
SAP	: Integrated Software for Structural Analysis and Design
TS-500	: Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları
TSM	: Taşıyıcı Sistem Modeli
TSM-1	: Birinci Taşıyıcı Sistem Modeli
TSM-1A	: Birinci Taşıyıcı Sistem Modelinin Altenatifi
TSM-2	: İkinci Taşıyıcı Sistem Modeli
TSM-2A	: İkinci Taşıyıcı Sistem Modelinin Altenatifi
TSM-3	: Üçüncü Taşıyıcı Sistem Modeli
TSM-3A	: Üçüncü Taşıyıcı Sistem Modelinin Altenatifi
XTRACT	: Cross-sectional X Structural Analysis of Components

TABLO LİSTESİ

Sayfa No

Tablo 2.1 : Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmama Nedenleri 8
Tablo 2.2 : Ortalama İvme ve Lineer İvme Yöntemleri 35
Tablo 2.3 : Lineer Olmayan Sistemler İçin Ortalama İvme Yöntemi 36
Tablo 3.1 : Binalar için Bilgi Düzeyi Katsayıları 53
Tablo 3.2 : Binalar İçin Öngörülen Minimum Performans Hedefleri 58
Tablo 3.3 : Betonarme Kirişler İçin Hasar Sınırlarını Tanımlayan Etki/Kapasite Oranları (r_s) 63
Tablo 3.4 : Betonarme Kolonlar İçin Hasar Sınırlarını Tanımlayan Etki/Kapasite Oranları (rs) 64
Tablo 3.5 : Betonarme Kolonlar İçin Hasar Sınırlarını Tanımlayan Etki/Kapasite Oranları (rs) 64
Tablo 4.1 : ABYYHY' 75 Deprem Bölge Katsayısı 79
Tablo 4.2 : ABYYHY' 75 Yapı Tipi Katsayıları 80
Tablo 4.3 : ABYYHY' 75 Yapı Önem Katsayısı 80
Tablo 4.4 : ABYYHY' 75 Zemin Hakim Periyodu 81
Tablo 4.5 : ABYYHY' 75 Hareketli Yük Katsayısı 82
Tablo 4.6 : Bina Genel Özellikleri 84
Tablo 4.7 : Eşdeğer Üniform Yayılı Yükler 85
Tablo 4.8 : Bina Ağırlığının Hesabı 87
Tablo 4.9 : Eşdeğer Deprem Yüklerinin Hesabı 87
Tablo 4.10 : TSM-1 İçin Kolon Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları 90
Tablo 4.11 : TSM-1 İçin Kiriş Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları 90
Tablo 4.12 : TSM-1 Periyod, Etkin Kütle ve Etkin Kütle Oranı 96
Tablo 4.13 : Taban Kesme Kuvveti – Tepe Noktası Yerdeğiştirmesi Değerleri 96
Tablo 4.14 : Etkin Kütle ve Modal Katkı Çarpanının Belirlenmesi 97
Tablo 4.15 : Modal Yerdeğiştirme ve Modal İvme Değerleri 98
Tablo 4.16 : Modal Yerdeğiştirme İsteminin Hesabı 99
Tablo 4.17 : Tepe Noktası Yatay Yerdeğiştirme İsteminin Belirlenmesi 99
Tablo 4.18 : Kirişler İçin Toplam Eğrilik İstem Değerlerinin Elde Edilmesi 101
Tablo 4.19 : Kirişlerin Kesit Hasar Bölgeleri (+X) 102
Tablo 4.20 : Kolonlar İçin Toplam Eğrilik İstem Değerlerinin Elde Edilmesi 103
Tablo 4.21 : Kolonların Kesit Hasar Bölgeleri (+X) 104
Tablo 4.22 : S102 Kolonu Sargılı Beton Malzeme Karakteristikleri 107
Tablo 4.23 : Kirişler İçin Toplam Eğrilik İstem Değerlerinin Elde Edilmesi 112
Tablo 4.24 : Kirişlerin Kesit Hasar Bölgeleri 113
Tablo 4.25 : Kolonlar İçin Toplam Eğrilik İstem Değerlerinin Elde Edilmesi 114
Tablo 4.26 : Kolonların Kesit Hasar Bölgeleri 115
Tablo 4.27 : Kirişlerin Her İki Yöntemle Belirlenen Kesit Hasar Bölgelerinin Karşılaştırılması 120

Tablo 4.28 : Kolonların Her İki Yöntemle Belirlenen Kesit Hasar Bölgelerinin Karşılaştırılması 121
Tablo 4.29 : TSM-1A Kirişlerin Her İki Yöntemle Belirlenen Kesit Hasar Bölgelerinin Karşılaştırılması 123
Tablo 4.30 : TSM-1A Kolonların Her İki Yöntemle Belirlenen Kesit Hasar Bölgelerinin Karşılaştırılması 124
Tablo 4.31 : TSM-2 Kolon Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları 126
Tablo 4.32 : TSM-2 Kiriş Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları 127
Tablo 4.33 : TSM-2 Kirişlerin Her İki Yöntemle Belirlenen Kesit Hasar Bölgelerinin Karşılaştırılması 128
Tablo 4.34 : TSM-2 Kolonların Her İki Yöntemle Belirlenen Kesit Hasar Bölgelerinin Karşılaştırılması 128
Tablo 4.35 : TSM-2A Kirişlerin Her İki Yöntemle Belirlenen Kesit Hasar Bölgelerinin Karşılaştırılması 131
Tablo 4.36 : TSM-2A Kolonların Her İki Yöntemle Belirlenen Kesit Hasar Bölgelerinin Karşılaştırılması 131
Tablo 4.37 : TSM-3 Kolon Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları 134
Tablo 4.38 : TSM-3 Kiriş Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları 134
Tablo 4.39 : TSM-3 Kirişlerin Her İki Yöntemle Belirlenen Kesit Hasar Bölgelerinin Karşılaştırılması 135
Tablo 4.40 : TSM-3 Kolonların Her İki Yöntemle Belirlenen Kesit Hasar Bölgelerinin Karşılaştırılması 136
Tablo 4.41 : TSM-3A Kirişlerin Her İki Yöntemle Belirlenen Kesit Hasar Bölgelerinin Karşılaştırılması 139
Tablo 4.42 : TSM-3A Kolonların Her İki Yöntemle Belirlenen Kesit Hasar Bölgelerinin Karşılaştırılması 140
Tablo 4.43 : Taşıyıcı Sistem Modellerinin Periyod ve Kütle Katılm Oranları 148

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa No

Şekil 2.1 : Çeşitli Teorilere Göre Elde Edilen Yük Parametresi -Yerdeğiştirme Bağıntıları 9
Şekil 2.2 : Dış Kuvvetler Etkisindeki Katı Cisim 11
Şekil 2.3 : Şematik Yük Parametresi – Şekildeğiştirme Diyagramı 11
Şekil 2.4 : İdeal Malzemeler 12
Şekil 2.5 : Beton Çeliğinde σ-ε Diyagramı 13
Şekil 2.6 : Beton Çeliğinin σ-ε Diyagramının İdealleştirilmesi 14
Şekil 2.7 : Betonarme Çubuğun Eğilmesinde Dış Basınç Lifindeki σ-ε Diyagramı 14
Şekil 2.8 : Düzlem Çubuk Elemanda İç Kuvvetler ve Şekildeğiştirmeler 15
Şekil 2.9 : Bünye Denklemlerinin Eğri Grupları Halinde Gösterilimi 17
Şekil 2.10 : Akma Eğrisi (Karşılıklı Etki Diyagramı) 17
Şekil 2.11 : Basit Eğilme Halinde Eğilme Momenti – Eğrilik Diyagramı 18
Şekil 2.12 : Betonarme Kesitlerde M-χ Diyagramı 20
Şekil 2.13 : Betonarme Kesitlerde Karşılıklı Etki Diyagramı (Akma Eğrisi) 21
Şekil 2.14 : Eğilme Momenti - Eğrilik Diyagramı 23
Şekil 2.15 : Doğrusal Olmayan Şekildeğiştirmeler 24
Şekil 2.16 : İdealleştirilmiş Bünye Bağıntısı 24
Şekil 2.17 : Plastik Mafsal Boyu 26
Şekil 2.18 : Plastik Mafsal Hipotezinin Geçerli Olduğu Bir Yapı Sisteminin Artan Yükler Altındaki Davranışı 28
Şekil 2.19 : Tümsel ve Bölgesel Mekanizma Durumları 28
Şekil 2.20 : Yerdeğiştirmelerin Hesabı 30
Şekil 2.21 : Birim Yüklemede Kısaltma Teoreminin Uygulanması 30
Şekil 2.22 : Plastik Mafsalların Dönmelerinin Bulunması 31
Şekil 2.23 : Dinamik Denge 32
Şekil 2.24 : Kütle ve Rijitlikle Orantılı Sönümün Fiziksel Anlamı 37
Şekil 2.25 : Modal Sönüm Oranlarının Frekansla Değişimi 39
Şekil 2.26 : Rayleigh Sönümü 39
Şekil 2.27 : Dayanım ve Süneklik Arasındaki İlişki 40
Şekil 2.28 : Sünekliğin Genel Tanımı 41
Şekil 2.29 : Çeşitli Süneklik Tanımları 42
Şekil 2.30 : Betonarme Bir Perdenin Çevrimsel Yükler Altındaki Histeretik Davranışı ve İskelet Eğrisi 43
Şekil 2.31 : Moment Eğrilik Diyagramı 44
Şekil 2.32 : Plastik Dönme Kapasitesinin Eksenel Kuvvet ile Değişimi 45
Şekil 2.33 : Eğrilik Sünekliğinin Eksenel Kuvvet ile Değişimi 45
Şekil 2.34 : Betonarme Kesitte Sargı Etkisinden Kaynaklanan Yanal Basınçlar 46
Şekil 2.35 : Kesitte ve Boyuna Doğrultuda Sargı Etkisi 47
Şekil 2.36 : Çeşitli Donatı Düzenleri İçin Sargının Etkinliği 48
Şekil 2.37 : Mander Beton Modeli 49

Şekil 2.38 : Kesitte ve Boyuna Doğrultuda Etkin Sargı Alanının Hesaplanması 50
Şekil 3.1 : Kesit Hasar Bölgeleri 55
Şekil 3.2 : Eğilme Momenti – Plastik Dönme Bağıntıları 67
Şekil 3.3 : Performans Noktasının Belirlenmesi ($T_1^{(1)} \geq T_B$) 70
Şekil 3.4 : Performans Noktasının Belirlenmesi($T_1^{(1)} < T_B$) 71
Şekil 3.5 : Performans Noktasının Belirlenmesi($T_1^{(1)} < T_B$) 72
Şekil 4.1 : Taşıyıcı Sistem Modelleri 77
Şekil 4.2 : Sisteme Etkiyen Deprem Yükleri 88
Şekil 4.3 : Sisteme Etkiyen Sabit Yükler 88
Şekil 4.4 : Sisteme Etkiyen Hareketli Yükler 89
Şekil 4.5 : Sistemin Düğüm Noktalarına Etkiyen Tekil Yükler 89
Şekil 4.6 : Detaylı Hesabı Yapılan Kolon ve Kiriş Elemanlar 91
Şekil 4.7 : S102 Kolonu Donatı Detayı 93
Şekil 4.8 : S102 Kolonu İçin Karşılıklı Etki Diyagramı 93
Şekil 4.9 : K102 Kirişi Sol Mesnet Bölgesi Donatı Detayı 94
Şekil 4.10 : K102 Kirişi Sol Mesnedi Moment - Dönme Grafiği 94
Şekil 4.11 : Kolon ve Kiriş Uçlarındaki Olası Plastik Mafsallar 95
Şekil 4.12 : Statik İtme Eğrisi 97
Şekil 4.13 : Spektal İvme – Spektral Yerdeğiştirme Diyagramı 99
Şekil 4.14 : Yerdeğiştirme İsteminde Sistemde Oluşan Plastik Mafsallar 100
Şekil 4.15 : Kesit Analizinde Kullanılan Beton Modeli 105
Şekil 4.16 : Kesit Analizinde Kullanılan Donatı Çeliği Modeli 105
Şekil 4.17 : S102 Kolonu Kesit Analiz Modeli 107
Şekil 4.18 : S102 Kolonu Kesit Hasar Bölgesinin Belirlenmesi 108
Şekil 4.19 : Kayıt 1 İçin İvme Zaman Grafiği 109
Şekil 4.20 : Kayıt 2 İçin İvme Zaman Grafiği 109
Şekil 4.21 : Kayıt 3 İçin İvme Zaman Grafiği 110
Şekil 4.22 : Üretilen Yapay Depremlerin Ortalama Spektrum Eğrisi 110
Şekil 4.23 : K102 Kirişi Histeretik Moment-Plastik Dönme Modeli 111
Şekil 4.24 : K102 Kirişi Sol Ucu Plastik Dönme - Zaman Grafiği 116
Şekil 4.25 : K102 Kirişi Sol Ucu Moment - Plastik Dönme Çevrimi 116
Şekil 4.26 : S102 Kolonu Alt Ucu Plastik Dönme - Zaman Grafiği 118
Şekil 4.27 : S102 Kolonu Alt Ucu Moment - Plastik Dönme Çevrimi 118
Şekil 4.28 : Zaman Tanım Alanında Hesapla S102H1 Kesit Hasar Bölgesinin Belirlenmesi 120
Şekil 4.29 : TSM-1 Zaman Tanım Alanında Analiz Sonucu Bulunan Tepe Yatay Yerdeğiştirmeleri 121
Şekil 4.30 : TSM-1 Zaman Tanım Alanında Analiz Sonucu Bulunan Taban Kesme Kuvveti 122
Şekil 4.31 : TSM-1 Statik İtme Eğrisi 122
Şekil 4.32 : TSM-1A Zaman Tanım Alanında Analiz Sonucu Bulunan Tepe Yatay Yerdeğiştirmeleri 124
Şekil 4.33 : TSM-1A Zaman Tanım Alanında Analiz Sonucu Bulunan Taban Kesme Kuvveti 125
Şekil 4.34 : TSM-1A Statik İtme Eğrisi 125
Şekil 4.35 : TSM-2 Zaman Tanım Alanında Analiz Sonucu Bulunan Tepe Yatay Yerdeğiştirmeleri 129
Şekil 4.36 : TSM-2 Zaman Tanım Alanında Analiz Sonucu Bulunan Taban Kesme Kuvveti 129

Şekil 4.37 : TSM-2 Statik İtme Eğrisi 130
Şekil 4.38 : TSM-2A Zaman Tanım Alanında Analiz Sonucu Bulunan Tepe Yatay Yerdeğiştirmeleri 132
Şekil 4.39 : TSM-2A Zaman Tanım Alanında Analiz Sonucu Bulunan Taban Kesme Kuvveti 132
Şekil 4.40 : TSM-2A Statik İtme Eğrisi 133
Şekil 4.41 : TSM-3 Zaman Tanım Alanında Analiz Sonucu Bulunan Tepe Yatay Yerdeğiştirmeleri 137
Şekil 4.42 : TSM-3 Zaman Tanım Alanında Analiz Sonucu Bulunan Taban Kesme Kuvveti 137
Şekil 4.43 : TSM-3 Statik İtme Eğrisi 138
Şekil 4.44 : TSM-3A Zaman Tanım Alanında Analiz Sonucu Bulunan Tepe Yatay Yerdeğiştirmeleri 141
Şekil 4.45 : TSM-3A Zaman Tanım Alanında Analiz Sonucu Bulunan Taban Kesme Kuvveti 141
Şekil 4.46 : TSM-3A Statik İtme Eğrisi 142

SEMBOL LİSTESİ

$A(T_1)$: T_1 periyot değerindeki spektral ivme katsayısı
a_0 : Kütle orantılı sönüm katsayısı
a_1 : Birinci moda ait modal ivme, rijitlik orantılı sönüm katsayısı
$a_1^{(i)}$: (i)' inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal ivme
a_{y1} : Birinci moda ait eşdeğer akma ivmesi
A_c : Kolonun brüt kesit alanı
A_s : Boyuna donatı alanı
b : Kesit genişliği
b_w : Kirişin gövde genişliği
c : Sönüm matrisi
C : Deprem katsayısı
C_{R1} : Birinci moda ait spektral yerdeğiştirme oranı
C_o : Deprem bölge katsayısı
d : Kirişin ve kolonun faydalı yüksekliği
d_1 : Birinci moda ait modal yerdeğiştirme
$d_1^{(i)}$: (i)' inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal yerdeğiştirme
$d_1^{(p)}$: Birinci moda ait modal yerdeğiştirme istemi
f_c : Beton dayanımı
f_{cc} : Sargılı beton dayanımı
f_{cm} : Mevcut malzeme dayanımı
f_{co} : Sargısız betonun basınç dayanımı
f_e : Etkili sargılama basıncı
f_s : Dayanım kuvveti
e : Güvenlik katsayısı
E : Elastisite modülü
E_c : Beton elastisite modülü
E_{sec} : Sekant elastisite modülü
EI_o : Çatlamamış kesit eğilme rijitliği
f_{ck} : Beton karakteristik basınç dayanımı
f_{cm} : Mevcut beton dayanımı
f_{ctk} : Beton karakteristik çekme dayanımı
f_{ctm} : Mevcut betonun çekme dayanımı
f_{yk} : Donatı çeliği karakteristik akma dayanımı
F_c : Beton basınç kuvveti
F_s : Çekme donatısı çekme kuvveti
$F_i(M,N,T)$: Malzeme karakteristiklerine ve enkesit özelliklerine bağlı doğrusal olmayan fonksiyonlar
h : Çalışan doğrultudaki kesit boyutu
ι : Etki vektörü
I : Kesitin atalet momenti, bina önem katsayısı
k : Rijitlik matrisi

k_1 : Donatı yerleşim durumu katsayısı
k_2 : Paspayı katsayısı
K : Yapı tipi katsayısı
$K_1(\chi,\varepsilon,\gamma)$: Akma (kırılma) eğrisi veya karşılıklı etki diyagramını şekildeğiştirmelere bağlı olarak ifade eden fonksiyon
$K_1(M,N,T)$: Akma (kırılma) eğrisi veya karşılıklı etki diyagramını kesit zorlarına bağlı olarak ifade eden fonksiyon
L_o : Çatlama
L_1 : Plastik şekildeğiştirmenin başlangıcı
L_2 : Kırılma
l_p : Plastik mafsal boyu
m : Kütle matrisi
m_x : X ekseni etrafındaki hesap yüküne ait boyutsuz eğilme momenti
M : Eğilme momenti
M_{cap} : Eğilme momenti kapasitesi
$M_{p,}$: Kesitin eğilme momenti taşıma gücü (plastik moment)
M_p : İndirgenmiş plastik moment
M_{x1} : x deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış için tanımlanan birinci (hakim) moda ait etkin kütle
n : Hesap yüküne ait boyutsuz normal kuvvet, hareketli yük katsayısı
N : Normal kuvvet
N_d : Düşey yükler altında kolonda oluşan eksenel basınç kuvveti
P : Yük parametresi
P_{cr} : Kritik yük
P_G : Göçme yükü
P_i : İşletme yükü
P_L : Limit yük
P_{L1} : Birinci mertebe limit yük
P_{L2} : İkinci mertebe limit yük
P-Δ : Yük parametresi – yerdeğiştirme
P-Δl : Yük parametresi – şekildeğiştirme
$p(t)$: Dinamik yük
r : Etki/kapasite oranı
R_a : Deprem yükü azaltma katsayısı
$R_a(T_1)$: T_1 periyot değerindeki deprem yükü azaltma katsayısı
R_{y1} : Birinci moda ait dayanım azaltma katsayısı
S : Yapı dinamik katsayısı
S_a : Spektral ivme
S_{ae1} : Birinci moda ait elastik spektral ivme
S_d : Spektral yerdeğiştirme
S_{de1} : Birinci moda ait doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme
S_{di1} : Birinci moda ait doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme
t : Kesite etkiyen düzgün sıcaklık değişmesi
T_o : Zemin hakim periyodu
T : Kesme kuvveti
$T_1^{(1)}$: Başlangıçtaki (i=1) itme adımında birinci (hakim) titreşim moduna ait doğal titreşim periyodu
T : Kesme kuvveti
T_1 : Binanın birinci doğal titreşim periyodu
T_B : İvme spektrumundaki karakteristik periyod

$\mathbf{u}$: Yerdeğiştirme

$\mathbf{u_{xN1}^{(i)}}$: Binanın tepesinde (N' inci katında) x deprem doğrultusunda (i)' inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait yerdeğiştirme

$\mathbf{u_{xN1}^{(p)}}$: Binanın tepesinde (N' inci katında) x deprem doğrultusunda tepe yerdeğiştirme istemi

$\dot{\mathbf{u}}$: Hız

$\ddot{\mathbf{u}}$: İvme

$\ddot{u}_g(t)$: Yer ivmesi

$\mathbf{V}$: Kesme kuvveti

$\mathbf{V_t}$: Eşdeğer deprem yükü yönteminde gözönüne alınan deprem doğrultusunda binaya etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti)

$\mathbf{V_{x1}^{(i)}}$: x deprem doğrultusunda (i)' inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda (hakim) ait taban kesme kuvveti

$\mathbf{W}$: Binanın, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığı

α_t : Sıcaklık genleşme katsayısı

β : Newmark yöntemi katsayısı

χ : Birim dönme (eğrilik)

χ_p : Plastik eğrilik

Δ : Yerdeğiştirme

Δl_l : Doğrusal şekildeğiştirmeler

Δl_{p1} ve Δl_{p2} : Doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler

Δt : Kesite etkiyen farklı sıcaklık değişmesi

δ : Yatay yerdeğiştirme

ε : Birim boy değişmesi

ε_c : Beton birim şekildeğiştirmesi

ε_{cg} : Sargılı bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekildeğiştirmesi

ε_{cu} : Beton ezilme birim kısalması

ε_e : Akma şekildeğiştirmesi

ε_s : Donatı çeliği birim şekildeğiştirmesi

ε_{su} : Donatı çeliğinin kopma uzaması

ε_{sy} : Donatı çeliğinin akma birim şekildeğiştirmesi

ξ_i : i. mod için sönüm oranı

ϕ_p : Plastik eğrilik istemi

ϕ : Kesitin eğriliği

ϕ_t : Toplam eğrilik istemi

ϕ_u : Güç tükenmesine karşı gelen toplam eğrilik

ϕ_y : Eşdeğer akma eğriliği

γ : Birim kayma

γ : Newmark yöntemi katsayısı

Φ_{xN1} : Binanın tepesinde (N' inci katında) x deprem doğrultusunda birinci moda ait mod şekli genliği

Γ_{x1} : x deprem doğrultusunda birinci moda ait katkı çarpanı

η_{bi} : (i)' inci katta tanımlanan burulma düzensizliği katsayısı

λ : Eşdeğer deprem yükü azaltma katsayısı

θ_p : Plastik dönme istemi

$\mathbf{maks}\varphi_p$	**:** Dönme kapasitesi
μ	**:** Süneklik oranı, mekanik donatı oranı
ρ	**:** Çekme donatısı oranı
ρ'	**:** Basınç donatısı oranı
ρ_b	**:** Dengeli donatı oranı
ρ_{sm}	**:** Kesitte bulunması gereken enine donatının hacımsal oranı
σ	**:** Gerilme
σ_e	**:** Akma gerilmesi
σ_p	**:** Orantı sınırı
σ_k	**:** Kopma gerilmesi
$\omega_1^{(1)}$	**:** Başlangıçtaki (i=1) itme adımında birinci (hakim) titreşim moduna ait doğal açısal frekans
ω_B	**:** İvme spektrumundaki karakteristik periyoda karşı gelen doğal açısal frekans
ω_i	**:** (i)'inci moda ait doğal frekans

MEVCUT BETONARME BİNALARIN DEPREM PERFORMANSLARININ BELİRLENMESİNDE DOĞRUSAL OLMAYAN YÖNTEMLERİN KARŞILAŞTIRILMASI ÜZERİNE SAYISAL BİR İNCELEME

ÖZET

Binaların deprem performansının belirlenmesinde ana etken olan hasar durumları en gerçekçi olarak yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmelerle ifade edilebilir. Bu nedenle, yerdeğiştirme ve şekildeğiştirme bazlı değerlendirmenin esas alındığı hesap yöntemlerin kullanımı ve seçilecek analiz araçları oldukça önem kazanmaktadır. Diğer taraftan, doğrusal olmayan teoriyi esas alan hesap yöntemlerinden yararlanarak, yapı sistemlerinin dış yükler ve deprem etkileri altındaki davranışları yakından izlenebilmekte, yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmelere bağlı deprem performansları daha gerçekçi olarak belirlenebilmektedir.

Performansa dayalı yapı tasarımı için kullanılacak olan analiz türünün seçimi güncel bir konu olup, son yıllarda doğrusal elastik olmayan analiz yöntemlerinin uygulanması oldukça yaygınlaşmıştır. Bunda önemli bir etken de, hem statik (itme) hem de dinamik (zaman-tanım alanında) doğrusal olmayan analiz için uygun analiz araçlarının mevcut olmasıdır. Doğrusal elastik olmayan analiz için önerilen başlıca yöntemler, zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz ve statik itme analizidir.

Bu çalışmada, 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde mevcut veya güçlendirilmiş binaların deprem performanlarının belirlenmesi amacıyla önerilen doğrusal elastik olmayan değerlendirme yöntemlerinden *Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi* ve *Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi*'nin karşılaştırılmasına yönelik olarak, bir parametrik sayısal inceleme gerçekleştirilmiş ve elde edilen sonuçlar değerlendirilmiştir.

Beş bölümden oluşan yüksek lisans tezinin birinci bölümü, konunun açıklanmasına ve konu ile ilgili çalışmaların gözden geçirilmesine ayrılmış, çalışmanın amacı ve kapsamı hakkında bilgi verilmiştir.

İkinci bölümde, yapı sistemlerinin doğrusal olmayan statik ve dinamik davranışları incelenmekte ve doğrusal olmayan sistemlerin hesap yöntemleri gözden geçirilmektedir. Bu bölümde malzeme bakımından doğrusal olmayan betonarme kesitlerin iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntıları verilmiş, doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin belirli kesitlerde toplandığı varsayımına dayanan plastik mafsal hipotezi ve bu hipotezi esas alan hesap yöntemi açıklanmıştır. İlerleyen kısımlarda doğrusal elastik olmayan sistemlerin deprem davranışı üzerinde durulmuş, dinamik denge denklemleri ve kontrol eden parametreler, denge denklemlerinin sayısal çözümünde kullanılan Newmark yöntemi ve bina deprem davranışında önemli rölü olan süneklik ve sünekliğe katkı sağlayan sargı etkisi gözden geçirilmiştir.

Üçüncü bölüm, mevcut yapıların deprem performanslarının belirlenmesi ve yeni inşa edilecek olan yapıların depreme dayanıklı olarak tasarımı amacıyla geliştirilen performansa dayalı tasarım ve değerlendirme kavramının açıklanmasına ayrılmıştır.

Dördüncü bölümde, sayısal parametrik incelemeler yer almaktadır. Bu bölümde, ülkemizdeki mevcut betonarme binaların bir bölümünü temsil etmek üzere seçilen taşıyıcı sistem modelleri, 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre boyutlandırılmıştır. Bu sistemlerin ve bunların çeşitli alternatiflerinin, 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde tanımlanan doğrusal elastik olmayan değerlendirme yöntemlerinden *Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi* ve *Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi* ile kesit hasar bölgeleri, taban kesme kuvvetleri ve tepe yatay yerdeğiştirmeleri belirlenmiş ve her iki yöntem ile elde edilen sayısal sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Beşinci bölüm, bu çalışmada varılan sonuçları kapsamaktadır. Çalışmanın başlıca özellikleri, sayısal sonuçların değerlendirilmesi ve konunun olası genişleme alanları bu bölümde sunulmuştur.

Çalışmanın sayısal incelemelerinde elde edilen sonuçların başlıcaları aşağıda özetlenmiştir:

a) 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde önerilen doğrusal elastik olmayan yöntemlerden Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi ve Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi ile belirlenen kesit hasar bölgeleri ve bina tepe yerdeğiştirmeleri, gözönüne alınan tüm taşıyıcı sistem modellerinde önemli oranda birbirine yakın sonuçlar vermektedir.

b) 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanabilmesi için öngörülen en çok 8 kat koşulunun yeterli olduğu sonucuna varılmıştır. Ayrıca, 10 katlı taşıyıcı sistem modelleri üzerinde yapılan sayısal incelemelerde gerek kesit hasar bölgeleri, gerekse tepe deplasmanları açısından her iki yöntem ile oldukça birbirine yakın sonuçlar elde edilmesi, diğer koşulların da yerine gelmesi halinde, artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminin 10 katlı binalar için de uygulanmasının mümkün olabileceğini göstermektedir.

c) İncelenen binalarda her iki yöntemle bulunan kesit hasar bölgeleri birbirine oldukça yakın olmasına rağmen, sadece birinci modu gözönüne alan artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminin özellikle bina üst katlarındaki plastik mafsal oluşumlarını yeterli doğrulukta veremediği gözlenmiştir.

d) Sargı etkisi gözönüne alınmayan sistemlerde kolonların kesit hasar sınırlarının birbirine çok yaklaştığı, buna paralel olarak belirgin hasar ve ileri hasar bölgelerinin kaybolduğu gözlenmiştir. Bu nedenle, alternatif olarak oluşturulan sargısız modellerde ayrıca beton dayanımının da az olmasının etkisiyle, kesit hasar bölgelerinin sargılı ve beton dayanımı yüksek olan sistemlere oranla oldukça farklı ve ileri hasar düzeyinde olduğu saptanmıştır.

A NUMERICAL STUDY ON SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF EXISTING REINFORCED CONCRETE BUILDINGS BY NON-LINEAR METHODS OF 2007 TURKISH SEISMIC CODE

SUMMARY

The damage state, which is a fundamental parameter for the evaluation of structural performance, can be reliably expressed in terms of deformations and displacements. Therefore, the use of methods and analysis tools accounting for displacement and deformation based evaluation has crucial importance. By making use of nonlinear methods, overall structural behaviour under gravity and earthquake loads as well as performance levels in terms of deformations and displacements can be reliably observed.

The selection of the type of analysis to be used within the framework of a performance based design and evaluation procedure is also a topical issue and inelastic analysis is gaining popularity during the last few years, a reason for this being that appropriate analytical tools are now available for performing both types of inelastic analysis, such as static ("pushover") and dynamic (time-history). Proposed analysis methods for nonlinear systems mainly involved dynamic time-history analysis and static pushover analysis.

In this study, non-linear pushover and non-linear time history evaluation methods proposed by the 2007 Turkish Seismic Code are used to determine the earthquake performances of several sample frame structures which represent the existing reinforced concrete buildings in our country. The numerical results obtained by these methods are compared and discussed.

The thesis consists of five chapters. The first chapter covers definition of the subject, review of the previous studies, the scope and objectives of the study.

In the second chapter, the non-linear static and dynamic behaviors of structural systems are explained briefly and non-linear analysis methods are investigated. The internal force-deformation relationships of reinforced concrete sections with material nonlinearity, the basic principles of plastic hinge theory and the load incremental method based on this theory are explained. In the following sections, dynamic behavior of nonlinear systems, dynamic equilibrium equations and controlling parameters are discussed. Newmark method is introduced for numerical evaluation of dynamic equilibrium equations. Also ductility concept and confinement effect which have significant role in seismic behavior of structural systems are presented.

The third chapter covers the seismic performance evaluation of existing structures, as well as the performance based design of new structures.

The fourth chapter is devoted to the numerical studies. In this chapter, several frame structures which represent existing reinforced concrete buildings, are designed by the provisions of 1975 Turkish Seismic Code. Then, base shears, top displacements and the earthquake performances of these models and various alternatives are determined according to non-linear pushover and time history evaluation methods imposed by the 2007 Turkish Seismic Code and the results are compared and discussed.

The fifth chapter covers the results achieved in this study. The basic features of the study, the evaluation of the numerical results and possible extensions of the study are presented in this chapter.

The basic conclusions of the numerical evaluations are summarized below.

a. Nonlinear pushover and time history methods proposed by the 2007 Turkish Seismic Code exhibit similar results especially in terms of base shear, performance levels of sections and roof displacements for all considered models.

b. According to 2007 Turkish Seismic Code, nonlinear pushover method is permitted for buildings up to eight stories. It is observed that, for all models, this limitation is reasonable. Besides, nonlinear pushover analysis results for ten storey frames exhibit compatible results with time history analysis in terms of roof displacements and cross-sectional damage levels.

c. Nonlinear pushover analysis is not capable of capturing plastic hinges especially at upper stories.

d. It is observed that, systems in which confinement effect is not considered, the limits of column performance levels are close to each other. Because of this fact and considering low concrete strength of alternative model systems, performance levels differ reasonably, resulting in more extensive cross-sectional damage.

1. GİRİŞ

1.1. Konu

Son yıllarda, yapı mühendisliğinde performansa dayalı tasarım ve değerlendirme kavramı giderek önem kazanmaktadır. Amerika Birleşik Devletleri'nde temelleri atılan bu kavram en genel anlamda, bir yapı sisteminin öngörülen bir veya birden fazla performans seviyesi için tasarımı ve değerlendirmesi olarak düşünülebilir. Bazı son depremler, endüstrileşmiş ülkelerde yapılan binaların yeteri kadar güvenli olmasına karşın, depremlerin yapılarda meydana getirdiği hasardan veya bina kullanımının kesintiye uğramasından kaynaklanan maliyetlerin tolere edilmesinin oldukça zor olduğunu göstermiştir. Bu durumda, yapıların farklı sınır durumlara göre tasarımının gerekli olduğu sonucu çıkmaktadır, [1,2].

Bina performansının belirlenmesinde ana etken olan hasar durumları en gerçekçi olarak yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmelerle ifade edilebilmektedir. Bu nedenle, yerdeğiştirme ve şekildeğiştirme bazlı değerlendirmenin esas alındığı hesap yöntemlerinin kullanımı ve bu yöntemlerin uygulanmasında seçilecek analiz araçları oldukça önem kazanmaktadır. Diğer taraftan, doğrusal olmayan teoriyi esas alan hesap yöntemlerinden yararlanarak, yapı sistemlerinin dış yükler ve deprem etkileri altındaki davranışları yakından izlenebilmekte, yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmelere bağlı deprem performansları daha gerçekçi olarak belirlenebilmektedir.

Performansa dayalı yapı tasarımı ve değerlendirme için kullanılacak olan analiz türünün seçimi güncel bir konu olup, son yıllarda doğrusal elastik olmayan analiz yöntemleri oldukça yaygınlaşmıştır. Bunda önemli bir etken de, hem statik itme hem de zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz yöntemleri için uygun analiz araçlarının mevcut olmasıdır. Doğrusal elastik olmayan analiz için önerilen başlıca yöntemler, zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz ve statik itme analizidir.

Yapıların deprem yükleri altındaki analizi için en güvenilir yöntem zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz olarak kabul edilmektedir. Ancak bu

yöntemin, uygun yer hareketi kaydının elde edilmesi, yapı elemanlarının çevrimsel modellerinin oluşturulması ve uzun hesaplama zamanı gerektirmesi gibi zorlukları vardır. Bu nedenle doğrusal olmayan statik itme analizi pratikte daha çok uygulama alanı bulmaktadır. Doğrusal olmayan statik itme analizi yapının dinamik yükler altında, yerdeğiştirme istemlerinin ve bina kapasitesinin belirlenmesi için basit bir yaklaşım teşkil eder. Yöntem öngörülen bir yatay yük dağılımının yapıya etkitilmesi ve bu yükler altında yapının deprem yerdeğiştirme istemine kadar itilmesini içerir. Ancak, bu yöntemin de bir takım yetersizlikleri bulunmaktadır. Örneğin, bu yöntem yüksek modların etkisini ve yapının rijitliğinin değişimine bağlı olarak değişen dinamik tepkilerini gözönüne alamamaktadır.

1.2. Konu ile İlgili Çalışmalar

Yapı sistemlerinin malzeme bakımından doğrusal olmayan kurama göre hesabını amaçlayan yöntemler üzerindeki çalışmalar uzun bir geçmişe dayanmaktadır. Bu amaçla geliştirilen analiz yöntemleri, temel varsayımları bakımından iki grupta incelenebilirler:

a) doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin sistem üzerine sürekli olarak yayıldığının gözönüne alındığı çalışmalar ve yöntemler [3-7],

b) plastik mafsal hipotezine dayanan yöntemler [8-11].

Bu yöntemlerin geliştirilmesine paralel olarak, doğrusal olmayan kurama dayanan pratik ve etkin bilgisayar programları da giderek gelişmekte ve yaygın olarak kullanılmaktadır, [12, 13].

Yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmelere bağlı performans kriterlerini esas alan yapısal değerlendirme ve tasarım kavramı, özellikle son yıllarda Amerika Birleşik Devletleri'nin deprem bölgelerindeki mevcut yapıların deprem güvenliklerinin daha gerçekçi olarak belirlenmesi ve yeterli güvenlikte olmayan yapıların güçlendirilmeleri çalışmaları sırasında ortaya konulmuş ve geliştirilmiştir.

Amerika Birleşik Devletleri'nin California eyaletinde, 1989 Loma Prieta ve 1994 Northridge depremlerinin neden olduğu büyük hasar, deprem etkileri altında yeterli bir dayanımı öngören performans kriterlerine alternatif olarak, yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmeye bağlı daha gerçekçi performans kriterlerini esas alan yöntemlerin geliştirilmesi gereksinimini ortaya çıkarmıştır.

Bu kapsamda, Applied Technology Council (ATC) tarafından Guidelines and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings - ATC 40 projesi [14] ve Federal Emergency Management Agency (FEMA) tarafından NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings - FEMA 273, 356 yayınları [15, 16] gerçekleştirilmiştir. Daha sonra, bu çalışmaların sonuçlarının irdelenerek geliştirilmesi amacıyla ATC 55 projesi yürütülmüş ve projenin bulgularını içeren FEMA 440 taslak raporu [17] hazırlanmıştır. Bu organizasyonların yanında, Building Seismic Safety Council (BSSC), American Society of Civil Engineers (ASCE) ve Earthquake Engineering Research Center of University of California at Berkeley (EERC-UCB) tarafından yürütülen diğer projeler de bu alandaki araştırmalara katkı sağlamaktadır. Bu projeler ve yayınlardan yararlanarak, deprem bölgelerinde yer alan mevcut yapıların deprem performanslarının belirlenmesi ve yeni inşa edilecek binaların performansa dayalı tasarımı mümkün olmaktadır.

Diğer taraftan, Avrupa Birliği standartları arasında bulunan Eurocode 8.3 standardında da [18], mevcut yapıların deprem performanslarının belirlenmesine yönelik araştırmaların sonuçlarını içeren yaklaşımlar yer almaktadır.

Mevcut yapıların deprem güvenliklerinin belirlenmesi, son yıllarda ülkemizde meydana gelen depremler sonrasında giderek önem kazanmış ve bir gereksinim haline gelmiştir. Nitekim, bu gereksinime cevap vermek amacıyla, yürürlükte olan 1998 Türk Deprem Yönetmeliği'ne, mevcut binaların deprem güvenliklerinin belirlenmesi ve güçlendirilmesi ile ilgili bir bölüm eklenmesi çalışmaları yürütülmüş ve bu çalışmaların sonucunda 2007 Türk Deprem Yönetmeliği [19] hazırlanmıştır.

Bina performansının belirlenmesi için yukarıda sözü edilen rapor ve standartlarda önerilen yöntemlerin (kapasite spektrumu, yerdeğiştirme katsayıları yöntemi vb.) güvenilirliği akademik çevrelerde geniş bir araştırma konusu olmuştur. Bu kapsamda yapılan araştırmalar sonucunda geliştirilen raporlarda önerilen yöntemlerin karşılaştırılması kesin sonuç verdiği kabul edilen zaman tanım alanında hesap yöntemi ile yapılmıştır.

Zaman tanım alanında yapılan hesapta hareket denklemleri adım adım entegre edilmektedir. Özellikle doğrusal olmayan yapı sistemlerinin çözümünde kullanılan başlıca sayısal integrasyon yöntemleri, sabit ortalama ivme ve doğrusal ivme değişimlerini göz önüne alan, Newmark ve Wilson yöntemleridir.

1.3. Çalışmanın Amacı ve Kapsamı

Bu çalışmanın amacı, ülkemizdeki mevcut betonarme binaları temsil eden bir grup yapı sistemi üzerinde, mevcut betonarme binaların deprem performanslarının belirlenmesi için 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde tanımlanan doğrusal olmayan hesap yöntemlerinden *Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi* ve *Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi*'nin uygulanması ve elde edilen sayısal sonuçların değerlendirilmesi suretiyle

a) ülkemizdeki mevcut bina stokunu belirli ölçüde temsil eden söz konusu yapı sistemlerinin deprem performans ve güvenliklerinin belirlenmesi

b) yapı yüksekliği, beton dayanımı ve sargı etkisi gibi parametrelere bağlı olarak, yönetmelikte öngörülen artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yönteminin karşılaştırılmasıdır.

Bu amaçla, ülkemizdeki mevcut betonarme binaların bir bölümünü temsil etmek üzere seçilen ve 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre tasarımları yapılan çeşitli bina çerçevelerinin ve bunların beton dayanımı ve sargı etkisi açısından oluşturulan alternatiflerinin çalışma kapsamında yer alan doğrusal elastik olmayan değerlendirme yöntemlerinden *Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi* ve *Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi*'nin karşılaştırılmasına yönelik olarak, bir parametrik sayısal inceleme gerçekleştirilmiştir.

Çalışmada izlenen yol aşağıdaki adımlardan oluşmaktadır.

a) Malzeme bakımından doğrusal olmayan betonarme yapı sistemlerinin dinamik ve statik hesap yöntemlerinin ve davranışa etkisi olan parametrelerin incelenmesi.

b) Performansa dayalı tasarım ve değerlendirme yöntemlerinin gözden geçirilmesi.

c) Sayısal incelemelere esas oluşturan taşıyıcı sistem modellerinin (TSM) belirlenmesi.

d) Taşıyıcı sistem modellerinin 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre boyutlandırılması, [20].

e) Bu sistemlerin ve bunların çeşitli alternatiflerinin, 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde yer alan doğrusal olmayan hesap yöntemlerinden *Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi* ve *Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi* ile sayısal sonuçların bulunması.

f) Her iki yaklaşım ile elde edilen sayısal sonuçların değerlendirilmesi ve karşılaştırılması.

g) Çalışmada varılan sonuçların açıklanması.

2. YAPI SİSTEMLERİNİN MALZEME BAKIMINDAN DOĞRUSAL OLMAYAN TEORİYE GÖRE STATİK VE DİNAMİK HESABI

2.1. Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Davranışı

Bazı özel durumların dışında, yapı sistemleri işletme yükleri altında genellikle doğrusal veya doğrusala yakın davranış gösterirler. İşletme yükleri altında doğrusal olmayan yapı sistemleri arasında narin yapılar ve elastik zemine oturan sistemler ile bölgesel stabilite yetersizlikleri içeren yapılar sayılabilir.

Doğrusal sistem davranışını esas alan analiz yöntemlerinde, malzemenin gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları (bünye denklemleri) doğrusal-elastik olarak alınmakta ve yerdeğiştirmelerin çok küçük olduğu varsayılmaktadır.

Buna karşılık, dış etkiler işletme yüklerini aşarak yapı sisteminin taşıma gücüne yaklaştıkça, gerilmeler doğrusal-elastik sınırı aşmakta ve narin yapıların yerdeğiştirmeleri çok küçük varsayılamayacak değerler almaktadır.

Günümüzde yapı mühendisliğinde genellikle uygulanmakta olan ve sistem analizi bakımından doğrusal teoriye dayanan tasarım yaklaşımlarında (çelik yapıların güvenlik gerilmeleri esasına göre tasarımı ve betonarme yapıların taşıma gücü yöntemine göre tasarımı), yapı sisteminin doğrusal olmayan davranışı çeşitli şekillerde gözönüne alınmaya çalışılmaktadır. Örneğin, ikinci mertebe etkilerinin hesaba katılması ve burkulmaya karşı yeterli bir güvenlik sağlanması amacıyla moment büyütme yönteminden ve burkulma katsayılarından yararlanılmakta, yapı sisteminin doğrusal olmayan şekildeğiştirmeleri nedeniyle iç kuvvet dağılımının değişmesi yeniden dağılım ilkesi yardımı ile göz önüne alınmaya çalışılmaktadır. Diğer taraftan, deprem etkilerine göre hesapta, malzemenin doğrusal-elastik sınır ötesindeki davranışını ve deprem enerjisinin söndürülmesini hesaba katmak üzere, taşıyıcı sistem davranış katsayısı tanımlanmakta ve elastik deprem yükleri bu katsayıya bağlı bir deprem yükü azaltma katsayısı ile bölünerek küçültülmektedir. Yapı malzemelerinin doğrusal-elastik sınır ötesindeki taşıma kapasitelerini göz önüne almak, çok küçük olmayan yerdeğiştirmelerin denge denklemlerine ve gerekli

olduğu hallerde geometrik uygunluk koşullarına etkilerini hesaba katmak suretiyle, yapı sistemlerinin dış etkiler altındaki davranışlarının daha yakından izlenebilmesi ve bunun sonucunda daha gerçekçi ve ekonomik çözümler elde edilmesi mümkün olabilmektedir.

Doğrusal olmayan sistem davranışını esas alan hesap yöntemlerinin geliştirilmesinde ve uygulanmasında genel olarak iki durumla karşılaşılmaktadır. Bunlardan birincisi, yapı sisteminin doğrusal olmamasına neden olan etkenlerin belirlenerek, sistem davranışını gerçeğe yakın bir biçimde temsil eden bir hesap modelinin oluşturulması, diğeri ise bu hesap modelinin doğrusal olmayan teoriye göre analizidir.

2.1.1. Çözümün sağlaması gereken koşullar

Bir yapı sisteminin dış etkiler altında analizi ile elde edilen iç kuvvetler, şekildeğiştirmeler ve yerdeğiştirmelerin çözüm olabilmeleri için aşağıdaki üç koşulu bir arada sağlamaları gerekmektedir, [3, 4].

1- Bünye denklemleri: Malzemenin cinsine ve özelliklerine bağlı olan gerilme-şekildeğiştirme ve iç kuvvet-şekildeğiştirme bağlantılarına bünye denklemleri denilmektedir.

2- Denge koşulları: Sistemi oluşturan elemanların ve bu elemanların birleştiği düğüm noktalarının denge denklemlerinden oluşmaktadır.

3- Geometrik uygunluk koşulları: Elemanların ve düğüm noktalarının geometrik süreklilik denklemleri ile mesnetlerdeki geometrik sınır koşullardır.

2.1.2. Yapı sistemlerinin doğrusal olmama nedenleri

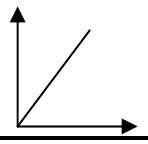
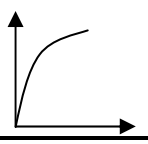
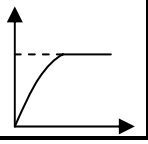
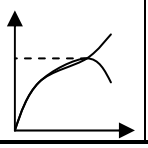
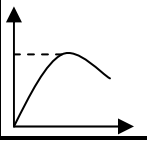
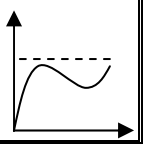
Bir yapı sisteminin dış yükler altındaki davranışının doğrusal olmaması genel olarak iki temel nedenden kaynaklanmaktadır, [21]:

1- malzemenin doğrusal-elastik olmaması nedeniyle iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntılarının (bünye denklemlerinin) doğrusal olmaması,

2- geometri değişimlerinin yeter derecede küçük olmaması nedeniyle denge denklemlerinin (ve bazı hallerde geometrik süreklilik denklemlerinin) doğrusal olmaması.

Yapı sistemlerinin doğrusal olmamasına neden olan etkenler ve bu etkenleri göz önüne alan teoriler Tablo 2.1'de topluca özetlenmiştir.

Tablo 2.1 : Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmama Nedenleri

Çözümün Sağlaması Gereken Koşullar	Doğrusal Sistemler	Doğrusal Olmayan Sistemler				
		Malzeme Bakımından (1)	Geometri Değişimleri Bakımından (2)		Her İki Bakımdan (1+2)	
			İkinci Mertebe Teorisi	Sonlu Deplasman Teorisi	İkinci Mertebe Teorisi	Sonlu Deplasman Teorisi
Bünye Denklemleri (Gerilme-Şekildeğiştirme Bağıntıları)	Doğrusal Elastik	Doğrusal Elastik **Değil**	Doğrusal Elastik	Doğrusal Elastik	Doğrusal Elastik **Değil**	Doğrusal Elastik **Değil**
Denge Denklemlerinde Yer Değiştirmeler	Küçük	Küçük	Küçük **Değil**	Küçük **Değil**	Küçük **Değil**	Küçük **Değil**
Geometrik Uygunluk Koşullarında Yer Değiştirmeler	Küçük	Küçük	Küçük	Küçük **Değil**	Küçük	Küçük **Değil**
P-δ Bağıntıları						

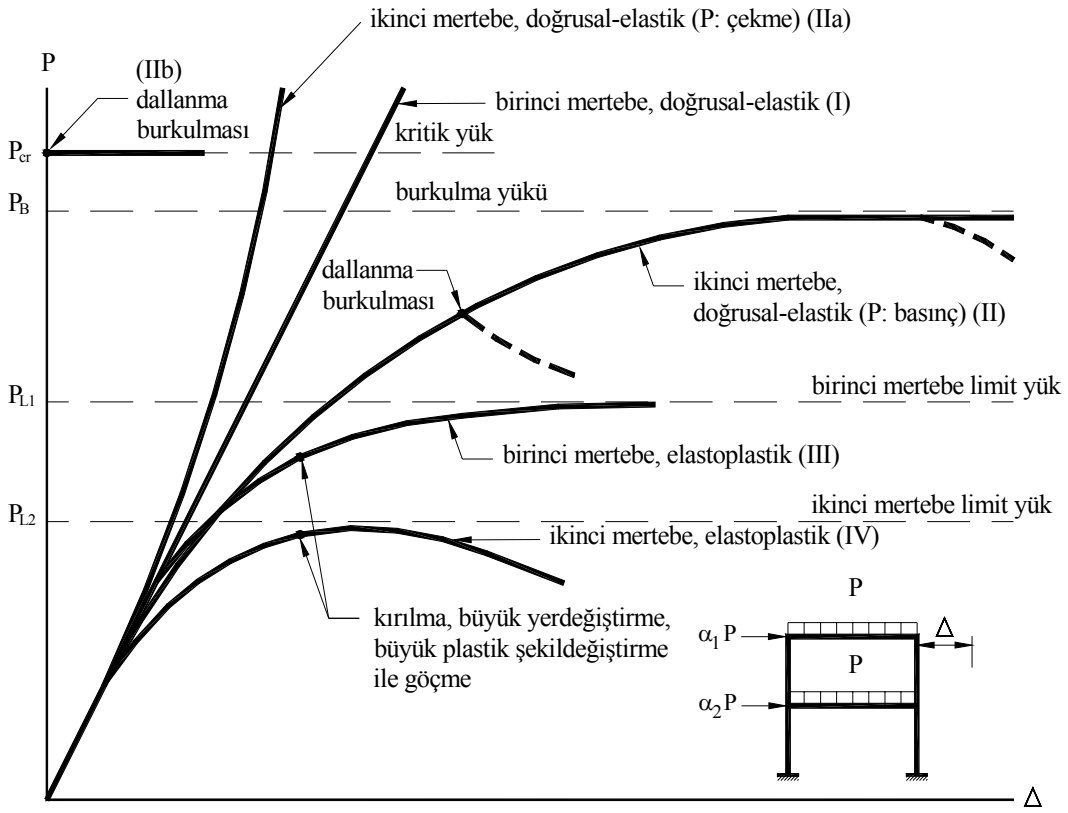
Denge denklemlerinde yerdeğiştirmelerin küçük olmadığı sistemlerde, denge denklemleri şekildeğiştirmiş eksen üzerinde yazılmaktadır.

Geometrik uygunluk koşullarında yerdeğiştirmelerin küçük olmadığı sistemlerde ise, geometrik süreklilik denklemlerinin de şekildeğiştirmiş eksen üzerinde yazılması gerekmektedir.

2.1.3. Yapı sistemlerinin dış yükler altındaki doğrusal olmayan davranışı

Düşey ve yatay yükler etkisindeki bir yapı sisteminin doğrusal ve doğrusal olmayan teorilere göre hesabı ile elde edilen yük parametresi – yerdeğiştirme (P-Δ) bağıntıları Şekil 2.1'de şematik olarak gösterilmişlerdir.

Malzemenin sınırsız olarak doğrusal-elastik varsayıldığı bir yapı sisteminin, artan dış yükler altında, birinci mertebe teorisine göre elde edilen davranışı (I) doğrusu ile ifade edilmektedir. Geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisinin, diğer bir deyişle, eksenel kuvvetlerin şekildeğiştirmiş sistem üzerinde oluşturduğu ikinci mertebe etkilerinin (P-Δ etkilerinin) hesaba katıldığı ikinci mertebe teorisinde ise, eksenel kuvvetin basınç veya çekme olmasına göre iki farklı sistem davranışı ile karşılaşılabilmektedir.



Şekil 2.1 : Çeşitli Teorilere Göre Elde Edilen
Yük Parametresi -Yerdeğiştirme Bağıntıları

Örneğin eksenel kuvvetin basınç olması halinde, (II) eğrisinden görüldüğü gibi, artan dış yüklere daha hızla artan yerdeğiştirmeler karşı gelmektedir. Aralarındaki oran sabit kalacak şekilde değişen dış kuvvetlerin büyüklüğünü ifade eden yük parametresi artarak *doğrusal-elastik burkulma yükü* adı verilen bir P_B değerine eşit olduğu zaman, yerdeğiştirmeler artarak sonsuza erişir ve sistem burkularak göçer. Bazı özel durumlarda, burkulmadan sonra artan yerdeğiştirmelere azalan yük parametresi karşı gelebilir. Örneğin asma sistemler gibi eksenel kuvvetin çekme olduğu durumlarda ise, şekilde (IIa) ile gösterilen P-Δ diyagramı pekleşen özellik gösterir. Yanal yük etkisinde olmayan ve bu nedenle burkulmadan önce şekildeğiştirmeyen sistemlerde, yük parametresinin bir P_{cr} değerinde dallanma burkulması oluşur ve şekildeki (IIb) diyagramından görüldüğü gibi, yerdeğiştirmeler birden artarak sonsuza gider. Dallanma burkulmasına neden olan bu yüke *kritik yük* denilmektedir. Kritik yük genellikle burkulma yükünden biraz daha büyük veya ona eşittir. Dallanma burkulması, bazı hallerde burkulmadan önce şekildeğiştiren sistemlerde de oluşabilir, (II eğrisi).

Doğrusal olmayan malzemeden yapılmış sistemlerde, artan dış yüklerle birlikte iç kuvvetler de artarak bazı kesitlerde doğrusal-elastik sınırı aşmakta ve bu kesitler dolayında doğrusal olmayan (plastik) şekildeğiştirmeler meydana gelmektedir. Doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler genel olarak sistem üzerinde sürekli olarak yayılmaktadır. Buna karşılık, taşıma kapasitesine karşı gelen toplam şekildeğiştirmelerin doğrusal şekildeğiştirmelere oranının büyük olduğu, sünek malzemeden yapılmış sistemlerde, doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin plastik mafsal (veya genel anlamda plastik kesit) adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bu kesitlerin dışındaki bölgelerde ise sistemin doğrusal-elastik davrandığı varsayılabilir. Bu varsayım plastik mafsal (plastik kesit) hipotezi olarak isimlendirilmektedir. Plastik mafsal hipotezinin esas alındığı bir yapı sisteminin birinci mertebe teorisine göre hesabında (III eğrisi), oluşan plastik mafsallar nedeniyle sistemin tümünün veya bir bölümünün mekanizma durumuna gelmesi taşıma kapasitesine erişildiğini gösterir. Bu yük *birinci mertebe limit yük* adını alır.

Doğrusallığı bozan her iki etkinin birlikte gözönüne alınması halinde, diğer bir deyişle, yapı sisteminin ikinci mertebe elastoplastik teoriye göre hesabı ile elde edilen P-Δ diyagramı şekilde (IV) eğrisi ile gösterilmiştir. Bu diyagram ilk kritik kesitte doğrusal-elastik sınırın aşılmasına kadar (II) eğrisini izlemekte, daha sonra oluşan doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler nedeniyle yerdeğiştirmeler daha hızlı olarak artmaktadır. Plastik mafsal hipotezinin esas alındığı yapı sistemlerinde, dış yükler artarak bir P_{L2} sınır değerine eşit olunca, meydana gelen plastik mafsallar nedeniyle rijitliği azalan sistemin burkulma yükü dış yük parametresinin altına düşer, yani P-Δ diyagramında artan yerdeğiştirmelere azalan yükler karşı gelir. Sistemin stabilite yetersizliği nedeniyle taşıma gücünü yitirmesine sebep olan bu yük parametresine *ikinci mertebe limit yük* denilmektedir.

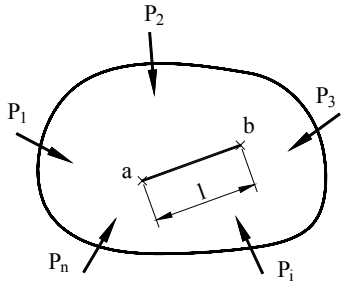
Bazı hallerde, dış yükler limit yüke erişmeden önce, meydana gelen büyük yerdeğiştirmeler, büyük plastik şekildeğiştirmeler ile betonarme sistemlerde oluşan büyük çatlaklar ve kırılma yapının göçmesine neden olabilmektedir.

2.2. İç Kuvvet-Şekildeğiştirme Bağıntıları ve Akma (Kırılma) Koşulları

Aşağıda, çeşitli yapı malzemelerinin gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları ile düzlem çubuk elemanlarda ve özellikle betonarme çubuklarda iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntıları ve akma (kırılma) koşulları incelenecektir.

2.2.1. Malzemelerin şekildeğiştirme özellikleri

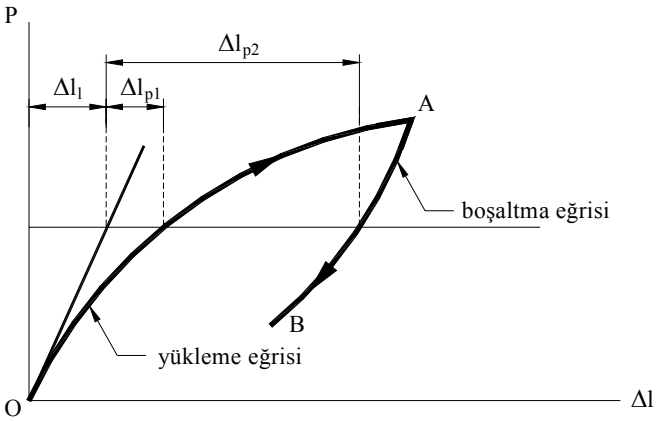
Şekil 2.2'de verilen katı cisim, aralarındaki oran sabit kalacak şekilde artan P_i dış kuvvetlerinin etkisi altındadır. Bu dış kuvvetlerin büyüklüğünü tanımlayan P yük parametresi ordinata, bu kuvvetlerden dolayı katı cismin a ve b noktaları arasındaki l uzunluğunun Δl değişimi absise taşınarak çizilen P-Δl diyagramı Şekil 2.3'te şematik olarak gösterilmiştir.



$$P_i = p_i P$$

P : yük parametresi

Şekil 2.2 : Dış Kuvvetler Etkisindeki Katı Cisim



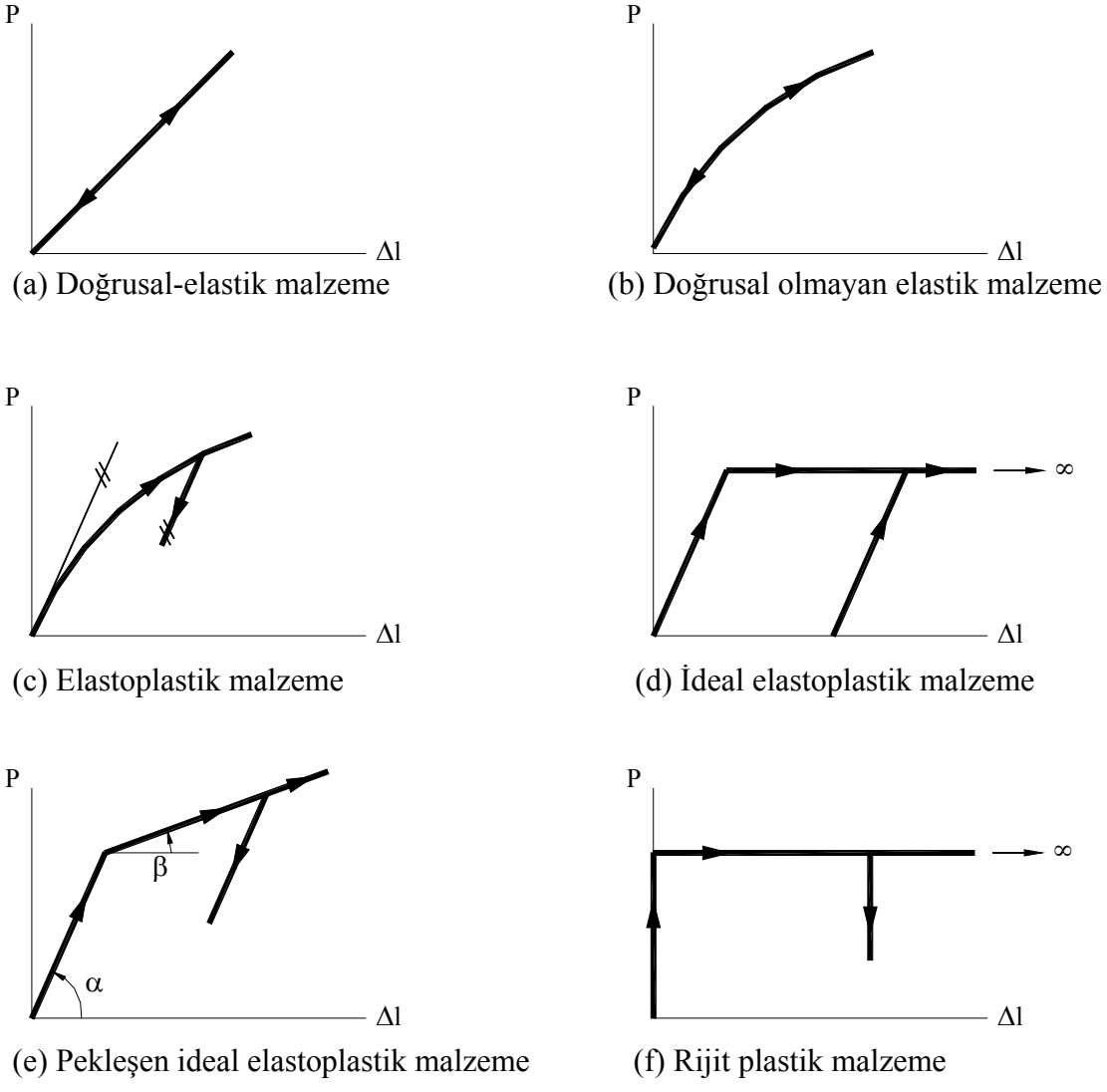
Şekil 2.3 : Şematik Yük Parametresi – Şekildeğiştirme Diyagramı

Bu diyagramın, artan yük parametresi için elde edilen OA bölümüne yükleme eğrisi, yüklerin kaldırılması durumuna karşı gelen AB bölümüne de boşaltma eğrisi denir. Eğrinin başlangıç teğeti ile ordinat ekseni arasındaki Δl_l şekildeğiştirmeleri doğrusal şekildeğiştirmeler, başlangıç teğeti ile yükleme ve boşaltma eğrileri arasında kalan

Δl_{p1} ve Δl_{p2} şekildeğiştirmeleri ise doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler olarak tanımlanır.

2.2.1.1. İdeal malzemeler

Yapı sistemlerinde kullanılan gerçek yapı malzemelerinin şekildeğiştirme özellikleri üzerinde bazı idealleştirmeler yaparak tanımlanan ideal malzemelerin başlıcaları Şekil 2.4'te gösterilmiştir.



(a) Doğrusal-elastik malzeme

(b) Doğrusal olmayan elastik malzeme

(c) Elastoplastik malzeme

(d) İdeal elastoplastik malzeme

(e) Pekleşen ideal elastoplastik malzeme

(f) Rijit plastik malzeme

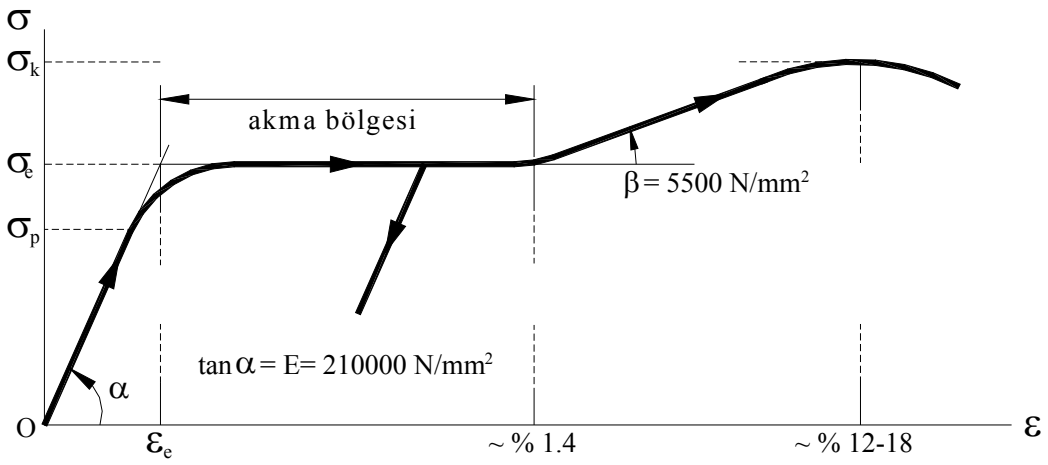
Şekil 2.4 : İdeal Malzemeler

2.2.1.2. Yapı malzemelerinin gerilme–şekildeğiştirme bağıntıları

Betonarme yapı elemanlarını oluşturan beton çeliği ve betonun gerilme-şekildeğiştirme (σ-ε) diyagramları ve bu diyagramlara ait bazı sayısal değerler aşağıda verilmiştir.

a) Beton Çeliği

Beton çeliğinin gerilme-şekildeğiştirme diyagramı Şekil 2.5'te görülmektedir.

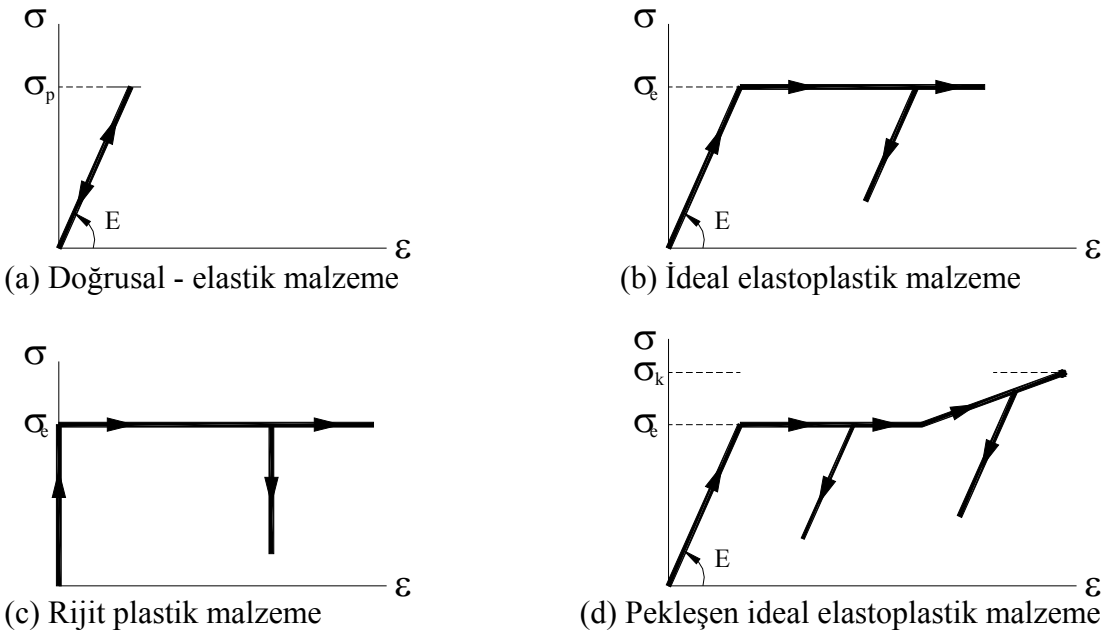


Şekil 2.5 : Beton Çeliğinde σ-ε Diyagramı

Bu diyagramı tanımlayan σ_k kopma gerilmesi, σ_e akma gerilmesi ve ε_e akma şekildeğiştirmesinin **S420** beton çeliği için aldığı değerler aşağıda verilmiştir:

S420 *beton çeliği* : σ_k=550 N/mm^2 , σ_e=420 N/mm^2 ($\varepsilon_e \cong 0{,}0021$)

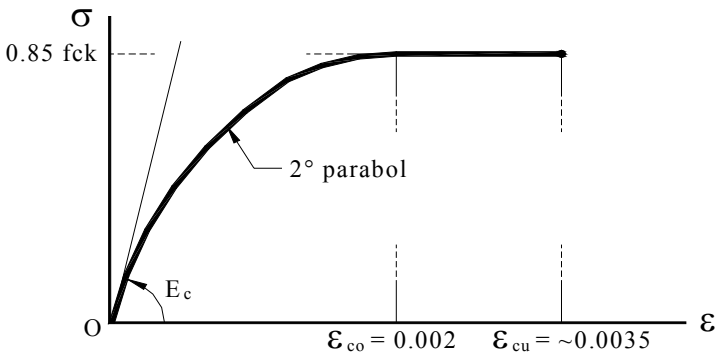
Betonarme yapı elemanlarının iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntılarının elde edilmesinde, uygulanan analiz ve tasarım yaklaşımına bağlı olarak, beton çeliğinin σ-ε diyagramının bir bölümü veya tümü Şekil 2.6'daki modellerden birine uygun olarak idealleştirilebilir.



Şekil 2.6 : Beton Çeliğinin σ-ε Diyagramının İdealleştirilmesi

b) Beton

Betonarme bir çubuk elemanın eğilmesinde, dış basınç lifindeki betonun σ-ε bağıntısı Şekil 2.7'de görülmektedir.



Şekil 2.7 : Betonarme Çubuğun Eğilmesinde Dış Basınç Lifindeki σ-ε Diyagramı

Şekil 2.7' de f_{ck} karakteristik basınç dayanımını, E_c ise

$$E_c = 14000 + 3250\sqrt{f_{ck}} \quad (N/mm^2) \tag{2.1}$$

formülü ile hesaplanabilen beton elastisite modülünü göstermektedir.

Betonun ezilerek kırılmasına neden olan ε_{cu} birim kısalması sargısız betonda yaklaşık olarak 0.003-0.0035 iken, sargılı betonda sargı donatısı (etriye) miktarına bağlı olarak önemli oranda artabilmektedir.

2007 Türk Deprem Yönetmeliği, başkaca bir seçim yapılmadığı durumlarda, sargılı veya sargısız beton modelleri için Mander beton modelinin kullanılmasını önermektedir, [19]. Mander sargılı beton modelinde, sargı etkisiyle artan beton basınç dayanımı ve ε_{cu} birim kısalması, malzeme dayanımlarının yanında elemanda enine ve boyuna donatı yerleşimi gözönüne alınarak hesaplanır. Mander sargısız beton modelinde ise ε_{cu} birim kısalmasının değeri 0.004 olarak alınmaktadır. Mander modeli ile ilgili ayrıntılı bilgi Bölüm 2.4.6'da verilmiştir.

2.2.2. Düzlem çubuk elemanlarda iç kuvvet – şekildeğiştirme bağıntıları ve akma (kırılma) koşulları

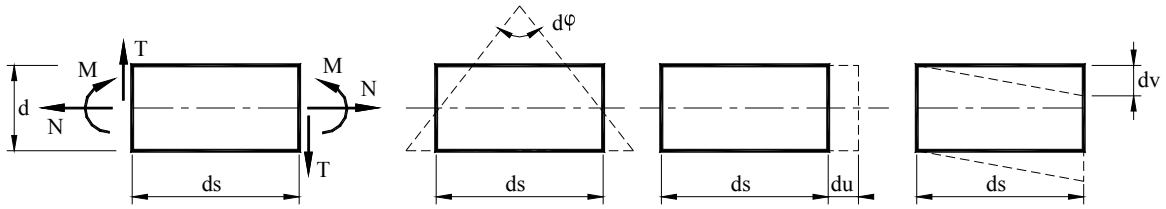
Düzlemi içindeki kuvvetlerin etkisi altında bulunan düzlem çubuk elemanlarda iç kuvvetler (kesit zorları), M eğilme momenti, N normal kuvveti ve T kesme kuvvetidir. ds boyundaki bir çubuk elemanın bir yüzünün diğer yüzüne göre göreli (rölatif) yerdeğiştirmelerinin kesit zorları doğrultularındaki bileşenleri ds elemanın birim şekildeğiştirmeleri olarak tanımlanır. Bunlar φ kesitin dönmesini, u ve v kesitin çubuk ekseni ve ona dik doğrultudaki yerdeğiştirmelerini göstermek üzere

$\chi = d\varphi / ds$: birim dönme (eğrilik)

$\varepsilon = du / ds$: birim boy değişmesi

$\gamma = dv / ds$: birim kayma

adını alırlar, Şekil 2.8.



Şekil 2.8 : Düzlem Çubuk Elemanda İç Kuvvetler ve Şekildeğiştirmeler

Düzlem çubuk sistemlerde iç kuvvetler ile şekildeğiştirmeler arasındaki bağıntılar (bünye denklemleri), genel olarak

$$\chi = \frac{d\varphi}{ds} = F_1(M, N, T) + \frac{\alpha_t \Delta t}{d} \tag{2.2}$$

$$\varepsilon = \frac{du}{ds} = F_2(M, N, T) + \alpha_t t \tag{2.3}$$

$$\gamma = \frac{dv}{ds} = F_3(M, N, T) \tag{2.4}$$

şeklindedir. Burada F_1, F_2, F_3 malzeme karakteristiklerine ve enkesit özelliklerine bağlı olarak belirlenen doğrusal olmayan fonksiyonları, t ve $\triangle$t kesite etkiyen düzgün ve farklı sıcaklık değişmelerini, α_t sıcaklık genleşme katsayısını göstermektedir.

İç kuvvetlerin artarak, belirli bir sınır duruma erişmesi halinde kırılma veya akma nedeniyle kesitin taşıma gücü sona erer. Kesitin daha büyük kesit zorlarını taşıyamayacağını ifade eden bu sınır durum kısaca akma veya kırılma olarak tanımlanır. Bu duruma karşı gelen iç kuvvetlere de kesitin taşıma gücü adı verilir. Akma (kırılma) durumunu kesit zorlarına veya şekildeğiştirmelere bağlı olarak ifade eden

$$K_1(M, N, T) = 0 \tag{2.5}$$

veya

$$K_2(\chi, \varepsilon, \gamma) = 0 \tag{2.6}$$

bağıntılarına akma (kırılma) koşulları denilmektedir.

Uygulamada genellikle olduğu gibi, kayma şekildeğiştirmeleri eğilme ve uzama şekildeğiştirmeleri yanında terkedilir ve kesme kuvvetinin birim dönme ve birim boy değişmesine etkileri ihmal edilirse, iç kuvvet şekildeğiştirme bağıntıları (bünye denklemleri)

$$\chi = \frac{d\varphi}{ds} = F_1(M, N) + \frac{\alpha_t \Delta t}{d} \tag{2.2a}$$

$$\varepsilon = \frac{du}{ds} = F_2(M, N) + \alpha_t t \tag{2.3a}$$

ve akma (kırılma) koşulu da

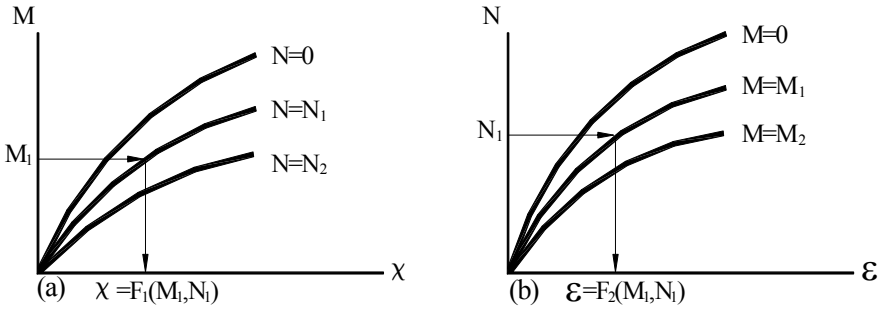
$$K_1(M, N) = 0 \tag{2.5a}$$

veya

$$K_2(\chi, \varepsilon) = 0 \tag{2.6a}$$

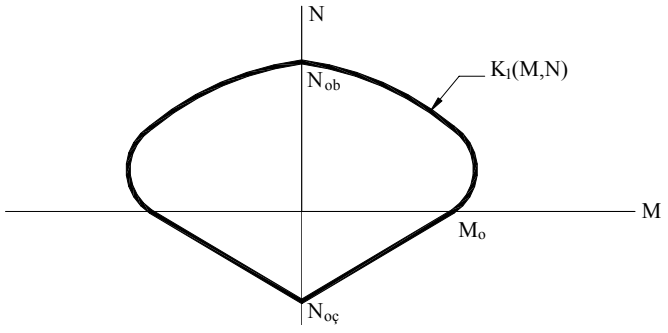
şeklini alır.

Bünye bağıntılarının belirlediği yüzeyler, pratikte genellikle eğri grupları halinde gösterilebilirler, Şekil 2.9.



Şekil 2.9 : Bünye Denklemlerinin Eğri Grupları Halinde Gösterilimi

Akma koşulunu kesit zorları cinsinden ifade eden $K_1(M, N) = 0$ denkleminin belirlediği kapalı eğri, akma (kırılma) eğrisi veya karşılıklı etki diyagramı adını almaktadır, Şekil 2.10.



Şekil 2.10 : Akma Eğrisi (Karşılıklı Etki Diyagramı)

Özel Hal: N=0 hali

Normal kuvvetin sıfır veya terkedilebilecek kadar küçük olması ve kesite sıcaklık değişmesi etkimemesi halinde, iç kuvvet – şekildeğiştirme (eğilme momenti - eğrilik) bağıntısı

$$\chi = \frac{d\varphi}{ds} = F_1(M) \tag{2.7}$$

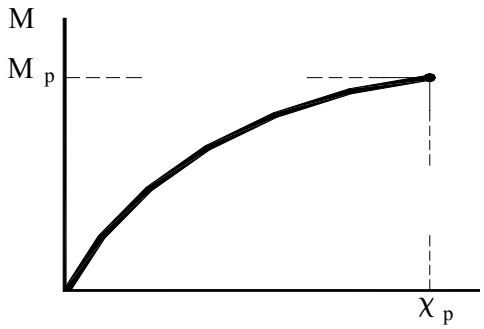
şeklinde yazılabilir. Akma koşulu ise

$$M - M_p = 0 \tag{2.8}$$

veya

$$\chi - \chi_p = 0 \tag{2.9}$$

bağıntıları ile ifade edilir. Burada M_p kesitin eğilme momenti taşıma gücünü, χ_p ise buna karşı gelen birim dönmeyi göstermektedir, Şekil 2.11.



Şekil 2.11 : Basit Eğilme Halinde Eğilme Momenti – Eğrilik Diyagramı

2.2.2.1. Betonarme çubuklar

Eğilme momenti ve normal kuvvet (bileşik eğilme) etkisindeki betonarme çubuk elemanlarda iç kuvvet–şekildeğiştirme bağıntıları ve akma (kırılma) koşulları incelenecektir. Ayrıca, bu bağıntı ve koşulların nasıl idealleştirilebileceği açıklanacaktır. Basit eğilme $(M \neq 0, N = 0)$ etkisindeki çubuklar, incelenen durumun özel bir halini oluşturmaktadır.

a) Varsayımlar ve Esaslar

Betonarme çubuk elemanların iç kuvvet–şekildeğiştirme bağıntılarının elde edilmesinde şu temel varsayımlar ve esaslar gözönünde tutulmaktadır.

1- Dik kesit şekildeğiştirdikten sonra da düzlem kalmaktadır.

2- Beton ve donatı arasında tam aderans bulunmaktadır.

3- Çatlamış betonun çekme dayanımı terk edilmektedir.

4- Betonun σ-ε diyagramı için Şekil 2.7'de verilen parabol ve dikdörtgen modeli veya benzeri bir beton modeli, örneğin Mander modeli esas alınmaktadır.

5- Beton çeliğinin σ-ε diyagramı için ideal elastoplastik malzeme varsayımı yapılmaktadır, Şekil 2.5 ve Şekil 2.6 (b).

b) Eğilme Momenti ve Normal Kuvvet Etkisindeki Çubuklar

b1) Eğilme Momenti – Birim Dönme $(M-\chi)$ Bağıntısı

Sabit normal kuvvet ($N=N_o$) altında, artan eğilme momenti ile zorlanan betonarme bir kesitte M eğilme momenti ile χ birim dönmesi (eğriliği) arasındaki bağıntı üç bölgeden oluşmaktadır, Şekil 2.12. Bu bölgeleri sınırlayan L_o, L_1 ve L_2 noktalarına karşı gelen durumlar aşağıda açıklanmıştır, [22].

L_o: Beton kesitin dış çekme lifinde çatlakların başladığı durumdur. Dış çekme lifindeki normal gerilme, eğilmedeki betonun çekme dayanımına eşit olunca betonda çatlakların meydana geldiği varsayılmaktadır. Eğilmedeki betonun çekme dayanımı ise

$$f'_{ctk} = 0,70\sqrt{f_{ck}} \qquad (\mathrm{N/mm^2}) \tag{2.10}$$

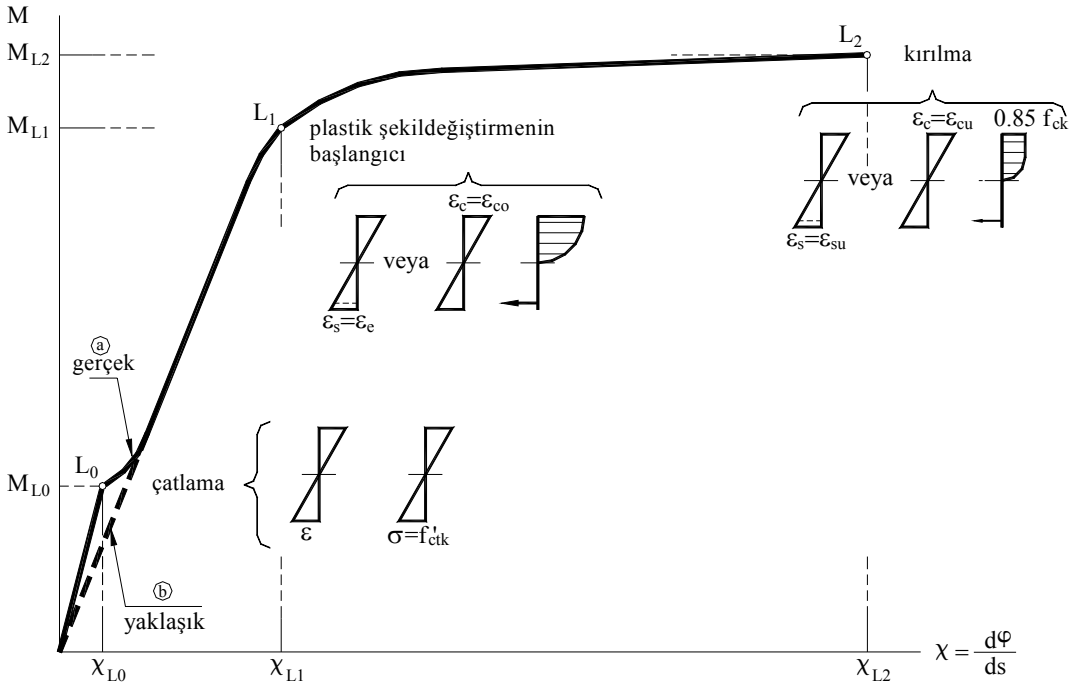
bağıntısı ile hesaplanabilir.

L_o çatlama noktasına karşı gelen M_{Lo} momentinin hesabında, beton kesitin homojen olduğu varsayılmakta ve betonun σ-ε bağıntısı doğrusal-elastik olarak alınmaktadır.

L_1: Betonun dış basınç lifinde veya çekme donatısında plastik şekildeğiştirmelerin başlamasına karşı gelen durumdur. Plastik şekildeğiştirmelerin betonda

$\varepsilon_{co} = 0,002$ birim kısalmasında, çelikte ise ε_e akma sınırında başladığı göz önünde tutulmaktadır. M_{L1} eğilme momentinin hesabında betonun çekme dayanımı gözönüne alınmaz.

L_2: Eğilme momenti artarak betonarme kesitin taşıma gücü adı verilen $M_{L2} = M_p$ değerine eşit olunca basınç bölgesindeki beton ezilerek kırılır veya çekme donatısı kopar. Betonun ezilerek kırılması birim kısalmanın ε_{cu} sınır değerine erişmesi suretiyle meydana gelir. Sargısız betonda kısa süreli yükler için $\varepsilon_{cu} = 0.003 - 0,0035$ olan bu sınır değer sargı donatısına bağlı olarak artmaktadır. Betonarme kesitlerin boyutlandırılmasında, çekme donatısının kopması yerine, genellikle çelikteki birim uzamanın $\varepsilon_{su} = 0,01$ değeri ile sınırlandırılması esas alınır.



Şekil 2.12 : Betonarme Kesitlerde $(M - \chi)$ Diyagramı

Betonunun çekme dayanımının terk edildiği durumlarda, $M - \chi$ bağıntısının çatlamadan önceki bölümü yaklaşık olarak (b) eğrisi ile temsil edilmektedir.

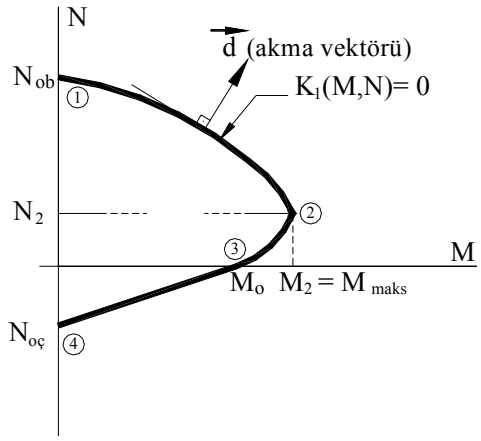
Betonarme kesitlerin taşıma gücü esasına göre boyutlandırılmasında, betonarme betonu ve beton çeliğinin karakteristik dayanımları malzeme güvenlik katsayılarına bölünerek küçültülür. Buna karşılık, betonarme sistemlerin dış yükler altındaki

davranışlarının incelenmesinde, örneğin kapasite diyagramlarının elde edilmesinde, malzeme güvenlik katsayılarının kullanılmasına ve çelikteki birim uzamanın $\varepsilon_{su} = 0,01$ değeri ile sınırlandırılmasına gerek olmamaktadır.

b2) Akma Koşulu (Karşılıklı Etki Diyagramı)

Eğilme Momenti ve normal kuvvet etkisindeki betonarme bir kesitte taşıma gücünü ifade eden karşılıklı etki diyagramı Şekil 2.13' te şematik olarak gösterilmiştir.

Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin, plastik kesit adı verilen belirli kesitlerde toplandığı varsayılan betonarme sistemlerde, iç kuvvet durumunun bu eğri üzerinde bulunması bir plastik kesitin oluştuğunu ve bu kesitte sonlu plastik şekildeğiştirmelerin meydana geldiğini (yani kesitin aktığı) ifade etmektedir. Bu nedenle, karşılıklı etki diyagramına akma eğrisi de denilmektedir. Denklem 2.5a'daki bağıntı ile tanımlanan akma eğrisi N normal kuvvetinin çeşitli değerleri için hesaplanan $M_{L2} = M_p$ eğilme momentleri yardımı ile elde edilebilir.



Şekil 2.13 : Betonarme Kesitlerde Karşılıklı Etki Diyagramı (Akma Eğrisi)

Akma eğrisi dört karakteristik noktası ile tanımlanmaktadır. Akma eğrisinin idealleştirilmesinde de yararlanılabilecek olan bu noktalar eksenel basınç, basit eğilme ve eksenel çekme hallerine karşı gelen (1), (3) ve (4) noktaları ile kesitin en büyük eğilme momenti taşıma gücüne sahip olduğu dengeli duruma karşı gelen (2) noktasıdır.

Bileşik eğilme etkisindeki betonarme kesitlerde, plastik şekildeğiştirme bileşenlerini içeren akma vektörünün bazı koşullar altında ve yaklaşık olarak akma eğrisine dik olduğu bilinmektedir, [23].

2.3. Malzeme Bakımından Doğrusal Olmayan Betonarme Sistemlerin Hesabı

Malzeme bakımından doğrusal olmayan betonarme sistemlerin hesabı, doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin sistem üzerinde yayılı olması ve plastik kesit adı verilen belirli kesitlerde toplandığının varsayılması halleri için ayrı ayrı incelenecektir. Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin sistem üzerinde yayılı olması hali hakkında kısa ön bilgi verildikten sonra, bu çalışmanın kapsamı içinde olan plastik mafsal hipotezi ve bu hipoteze dayanan hesap yöntemi ayrıntılı olarak incelenecektir.

2.3.1. Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin sistem üzerinde yayılı olması hali

Malzeme bakımından doğrusal olmayan yapı sistemlerinde, doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin sistem üzerinde sürekli olarak yayıldığının göz önüne alınması halinde, yük parametresi-yerdeğiştirme bağıntılarının (kapasite eğrilerinin) belirlenmesi ve göçme yüklerinin hesabı için, ardışık yaklaşım yöntemlerinden veya yük artımı yöntemlerinden yararlanılabilir, [7, 21, 24].

2.3.2. Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin belirli kesitlerde toplandığının varsayılması hali

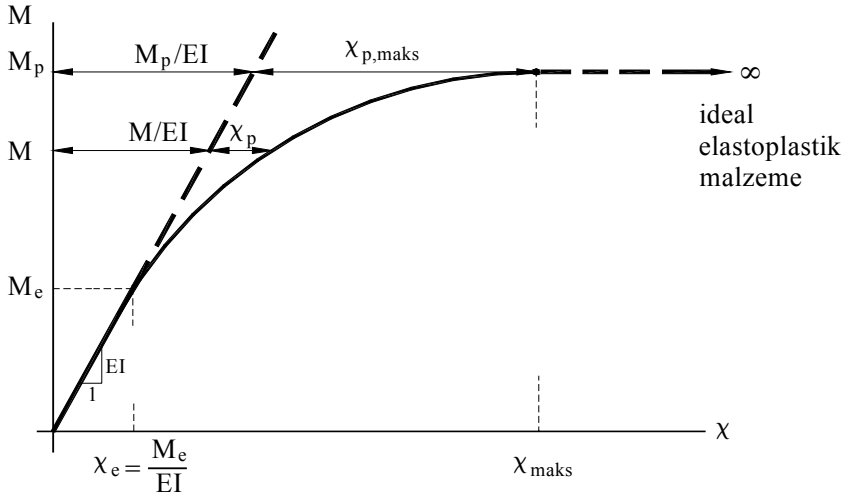
Malzeme bakımından doğrusal olmayan ve yeterli düzeyde sünek davranış gösteren yapı sistemlerinde, doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin plastik mafsal (veya genel anlamda plastik kesit) adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, sistemin diğer bölümlerinin ise doğrusal-elastik davrandığı varsayımı yapılabilir, [21].

2.3.2.1. Plastik mafsal hipotezi

Toplam şekildeğiştirmelerin doğrusal şekildeğiştirmelere oranı olarak tanımlanan süneklik oranının büyük olduğu ve doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin küçük bir bölgeye yayıldığı sistemlerde, doğrusal olmayan eğilme şekildeğiştirmelerinin plastik mafsal adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde ise sistemin doğrusal-elastik davrandığı kabul edilebilir. Bu hipoteze, *plastik mafsal (plastik kesit) hipotezi* adı verilir.

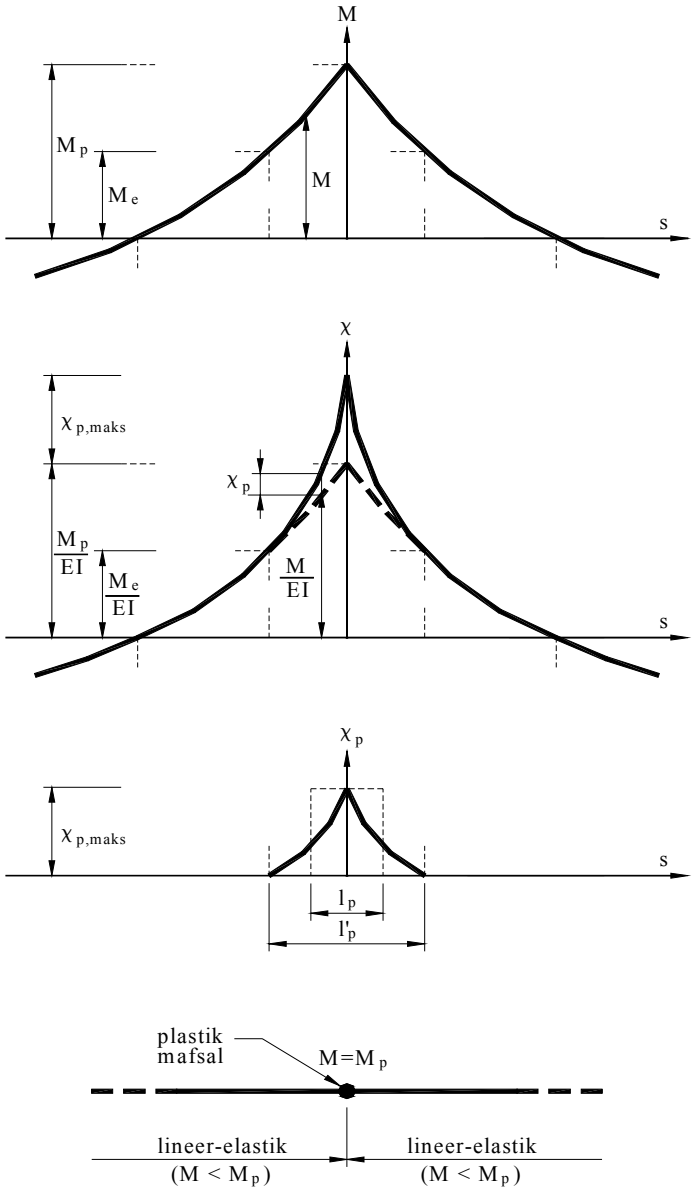
Yeterli düzeyde sünek davranış gösteren sistemlerde (çelik yapılar ve bazı koşullar altında betonarme yapılar), plastik mafsal hipotezi yapılarak sistem hesapları önemli ölçüde kısaltılabilmektedir.

Doğrusal olmayan malzemeden yapılmış bir kesitteki gerçek eğilme momenti-eğrilik bağıntısı Şekil 2.14'te verilen bir düzlem çubuk elemanın bir bölgesine ait eğilme momenti diyagramı, toplam eğilme şekildeğiştirmeleri ve doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler ise Şekil 2.15' te gösterilmişlerdir.

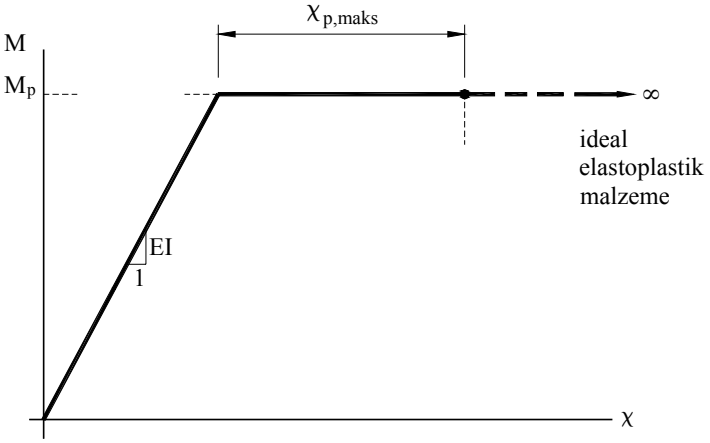


Şekil 2.14 : Eğilme Momenti - Eğrilik Diyagramı

Çelik kesitlerin ve yeterli sünekliğe sahip olan betonarme kesitlerin eğilme momenti-eğrilik bağıntıları incelendiğinde, bu bağıntıların esas olarak iki farklı bölgeden oluştuğu gözlenir. Birinci bölgede, eğilme momentinin küçük değerleri için eğilme momenti-eğrilik ilişkisi yaklaşık olarak doğrusal-elastik varsayılabilir. Betonarme kesitlerde, bu bölgede beton ve beton çeliği doğrusal davranış bölgesinde kaldığı için, eğilme momenti-eğrilik bağıntısında da benzer özellik ortaya çıkar. Ancak beton ve çelik gerilmelerinin artmasına paralel olarak, doğrusal olmayan gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinin kesitin davranışında etkili olmaya başlaması, eğilme momenti-eğrilik bağıntısının da doğrusal davranıştan ayrılmasına neden olur. Eğilme momenti-eğrilik bağıntısının ikinci bölgesinde eğrinin eğimi giderek azalır. Bu bölgede elastik ötesi, elastoplastik davranış etkilidir. Kesite etkiyen eğilme momentinde çok küçük artım meydana gelirken, eğrilik belirgin bir şekilde artar ve eğriliğin sınır değerine erişmesi ile kesitte güç tükenmesi meydana gelir. Plastik mafsal hipotezinde, eğilme momenti-eğrilik bağıntısını oluşturan bu iki bölge ideal olarak, biri yatay olan iki doğru parçası ile ifade edilir, Şekil 2.16.



Şekil 2.15 : Doğrusal Olmayan Şekildeğiştirmeler



Şekil 2.16 : İdealleştirilmiş Bünye Bağıntısı

İdealleştirilmiş bünye bağıntısının her iki bölümü birbirinden kesin bir nokta ile ayrılmaz. Ancak, çekme donatısının akmaya başlaması veya betondaki birim kısalmanın ε_{co} sınır değerine erişmesi bu iki bölgeyi ayıran nokta olarak varsayılabilir ve bu duruma karşı gelen eğrilik χ_y olarak gösterilir.

Güç tükenmesine karşı gelen toplam eğrilik de χ_u ile gösterilirse, kesitin eğilme sünekliği

$$\mu = \chi_u / \chi_y \tag{2.11}$$

şeklinde tanımlanır.

Plastik mafsal hipotezinin uygulanması, gerçek eğilme momenti-eğrilik bağıntısının iki doğru parçasından oluşacak şekilde idealleştirilmesine karşı gelmektedir. Bu idealleştirme, Denklem (2.12) ve (2.13)' te verilen bağıntılarla temsil edilmektedir.

$$M < M_p \text{ için } \chi = \frac{M}{EI} \tag{2.12}$$

$$M = M_p \text{ için } \chi \rightarrow \chi_u \tag{2.13}$$

Artan dış yükler altında, plastik mafsalın dönmesi artarak *dönme kapasitesi* adı verilen bir sınır değere ulaşınca, meydana gelen büyük plastik şekildeğiştirmeler nedeniyle kesit kullanılamaz hale gelebilir. Yapı sisteminin bir veya daha çok kesitindeki plastik mafsal dönmelerinin kendilerine ait dönme kapasitelerine ulaşması halinde ise, yapı sisteminin kullanım dışı kaldığı varsayılır.

Şekil 2.16'dan görüldüğü gibi, doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler çubuk üzerindeki l_p uzunluğundaki bir bölgede yoğunlaşmakta ve en büyük plastik eğrilik $\chi_{p,maks}$ değerine eşit olmaktadır. Bu hipotezde doğrusal olmayan (plastik) şekildeğiştirmelerin çubuk elemanı üzerinde l_p uzunluğunda bir bölgede sürekli olarak düzgün yayıldığı varsayılmaktadır. Buna göre plastikleşen bölgedeki toplam plastik dönme

$$\varphi_p = \int_{l_p'} \chi_p ds \tag{2.14}$$

şeklinde hesaplanabilir ve plastik mafsal dönmesi olarak isimlendirilir.

Plastik mafsalın *dönme kapasitesi* ise

$$\text{maks}\varphi_p = \int_{l_p'} \chi_p ds \qquad (\chi \rightarrow \chi_{p,maks}) \tag{2.15}$$

şeklinde, eğilme momenti diyagramının şekline ve (M-χ) bağıntısına bağlı olarak belirlenir.

Plastik dönme kapasitesi yaklaşık olarak

$$\text{maks}\varphi_p = l_p \chi_{p,maks} \tag{2.16}$$

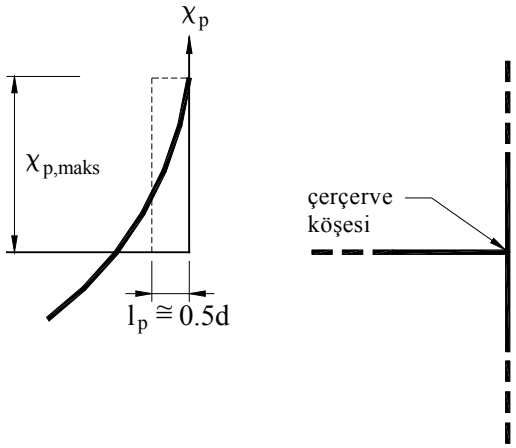
$$l_p \cong 0.5d \tag{2.17}$$

bağıntıları ile hesaplanabilir. Burada

d : enkesit yüksekliği

l_p : plastik mafsal boyu

olarak tanımlanmaktadır, Şekil 2.17.



Şekil 2.17 : Plastik Mafsal Boyu

Betonarme yapı sistemlerinde dönme kapasitesi çeşitli etkenlere bağlıdır. Bunların başlıcaları

a. betonarme betonu ve beton çeliğinin σ-ε diyagramlarını belirleyen ε_{cu} ve ε_{su} sınır birim boy değişmeleri,

b. betonarme betonunun ε_{cu} birim boy değişmesini etkileyen sargı donatısının miktarı, şekli ve yerleşim düzeni,

c. plastik bölge uzunluğunu etkileyen enkesit boyutları,

d. eğilme momenti diyagramının şekli,

e. kesitteki normal kuvvettir.

Diğer taraftan, bu çalışmada esas alınan performansa dayanan tasarım ve değerlendirme yöntemlerinde, yukarıdaki bu faktörlerin yanında, yapıdan beklenen performans düzeyi de dönme kapasitesinin belirlenmesinde etken olmaktadır.

Yukarıda ayrıntılı olarak açıklanan plastik mafsal hipotezinin esasları aşağıda özetlenmiştir.

1. Bir kesitteki eğilme momenti artarak M_p plastik moment değerine eşit olunca, o kesitte bir plastik mafsal oluşur. Daha sonra, kesitteki eğilme momenti ($M=M_p$) sabit olarak kalır ve kesit serbestçe döner. Böylece kesitteki eğilme momentinin $M=M_p$ değerinde sabit kalması sağlanır. Plastik mafsaldaki φ_p plastik dönmesi artarak dönme kapasitesine ($maks\varphi_p$) erişince kesitte güç tükenmesi meydana gelir.
2. Plastik mafsallar arasında sistem doğrusal-elastik olarak davranır.
3. Düzlem sistemlerde, kesite eğilme momenti ile birlikte normal kuvvetin de etkimesi halinde, M_p plastik momenti yerine, kesitteki N normal kuvvetine bağlı olarak akma koşulundan bulunan indirgenmiş plastik moment (M_p') değeri kullanılır.

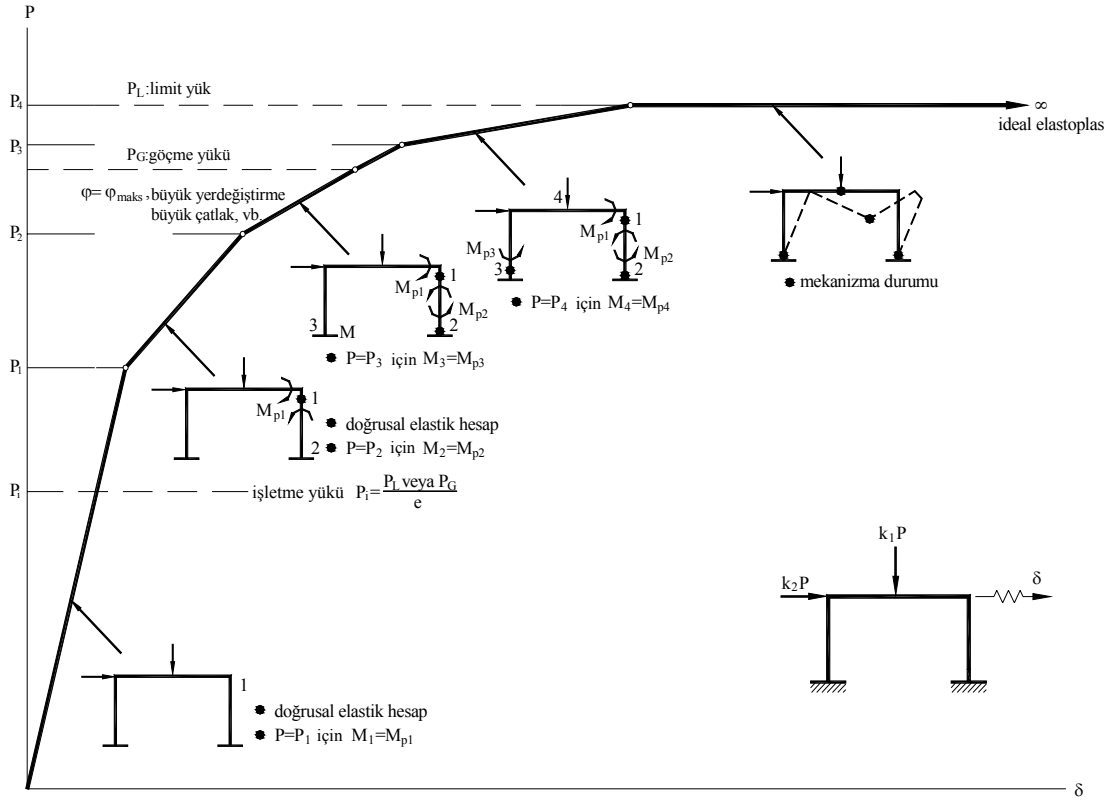
2.3.2.2. Yük artımı yöntemi

Plastik mafsal hipotezinin geçerli olduğu bir yapı sisteminin artan dış yükler altındaki davranışı Şekil 2.18' te şematik olarak gösterilmiştir.

Bu davranışı izleyerek sistem analizinin gerçekleştirildiği yük artımı yönteminde, her plastik mafsalın oluşumundan sonra, o noktaya bir adi mafsal koymak ve M_p plastik momentini dış yük olarak etkitmek suretiyle elde edilen sistem doğrusal-elastik teoriye göre hesaplanır.

Sistem belirli sayıda plastik mafsalın oluşumundan sonra, kısmen veya tamamen mekanizma durumuna ulaşır, diğer bir deyişle, stabilitesini yitirerek yük taşıyamaz hale gelir, Şekil 2.19. Bu duruma karşı gelen P_L yük parametresi limit yük (birinci mertebe limit yük) olarak tanımlanır. Bu tanıma göre, birinci mertebe limit yük sistemin tümünü veya bir bölümünü mekanizma durumuna getiren yüktür.

Bazı hallerde limit yükten önce, plastik mafsallardaki dönmelerin dönme kapasitesini aşması, büyük yerdeğiştirmelerin oluşması veya betonarme sistemlerde büyük çatlaklar meydana gelmesi nedeniyle sistem kullanım dışı kalabilir. Bu duruma karşı gelen P_G yük parametresi *göçme yükü* olarak tanımlanır.



Şekil 2.18 : Plastik Mafsal Hipotezinin Geçerli Olduğu Bir Yapı Sisteminin Artan Yükler Altındaki Davranışı



tümsel mekanizma bölgesel mekanizma

Şekil 2.19 : Tümsel ve Bölgesel Mekanizma Durumları

Limit yük (veya göçme yükü) bulunduktan sonra, yapının yeter güvenlikle taşıyabileceği yük, yani işletme yükü

$$P_i = \frac{P_G \; veya \; P_L}{e} \qquad \text{(e: güvenlik katsayısı)} \qquad (2.18)$$

şeklinde hesaplanır. Ayrıca işletme yükleri altında doğrusal-elastik sınırın pek aşılmaması, zararlı yerdeğiştirme ve çatlakların oluşmaması istenir.

Bir yapı sisteminin artan yükler altındaki hesabı iki şekilde yapılabilir.

1- Sistem, aralarındaki oran sabit kalacak şekilde artan düşey ve yatay yükler altında hesaplanarak bu yükler için ortak bir göçme güvenliği belirlenir.

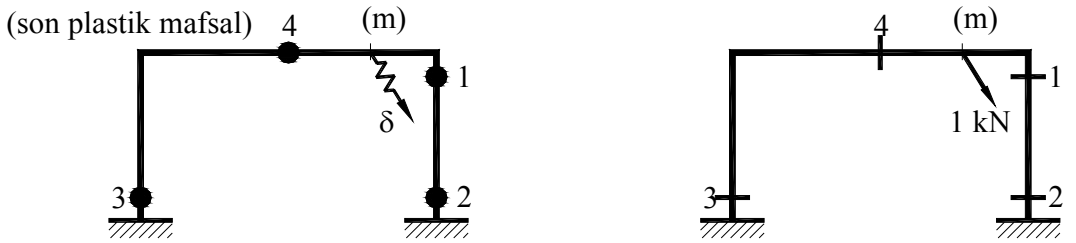
2- Düşey yükler, bu yükler için öngörülen bir güvenlik katsayısı ile çarpılarak sisteme etkitildikten sonra, artan yatay yükler için hesap yapılır ve yatay yüklere ait limit yük (veya göçme yükü) parametresi bulunur. Böylece, düşey yükler için öngörülen bir güvenlik altında, sistemin yatay yükler altındaki davranışı izlenir ve yatay yük taşıma kapasitesi belirlenir.

Büyük oranda yapı ağırlığından oluşan düşey yüklerin daha belirgin olduğu, buna karşılık rüzgar ve deprem etkilerini temsil eden yatay yüklerin değişme olasılığının daha fazla olduğu göz önünde tutulduğunda, yapı sisteminin gerçek göçme güvenliğinin belirlenmesi açısından, ikinci yolun daha gerçekçi sonuç vereceği görülmektedir. Diğer taraftan, doğrusal olmayan yöntemlerle deprem performansının belirlenmesinde esas alınan statik itme analizi artan yatay yükler altında gerçekleştirilmektedir.

Plastik mafsallarda eğilme momentinin yanında normal kuvvetin de bulunması halinde, akma koşulunu sağlayacak şekilde belirlenen indirgenmiş eğilme momenti (M_P') esas alınarak hesap yapılması gerekmektedir. Plastik mafsallardaki normal kuvvetler başlangıçta bilinmediğinden, bir ardışık yaklaşım yolu uygulanması gerekebilir. Bileşik iç kuvvetler etkisindeki sistemlerin, ardışık yaklaşıma gerek kalmaksızın, yük artımı yöntemi ile doğrudan doğruya hesabı için geliştirilen bir yöntem kaynak [10, 11, 25] te verilmiştir.

Yerdeğiştirmelerin ve Plastik Mafsal Dönmelerinin Hesabı

Üzerinde plastik mafsallar bulunan bir sistemde, limit yüke karşı gelen son plastik mafsalın oluştuğu fakat dönmenin başlamadığı andaki yerdeğiştirmeler virtüel iş teoremi ile hesaplanabilir, Şekil 2.20.



yerdeğiştirmesi aranan sistem (virtüel şekildeğiştirme durumu)

birim yükleme (yükleme durumu)

Kesit Zorları : M, N, T

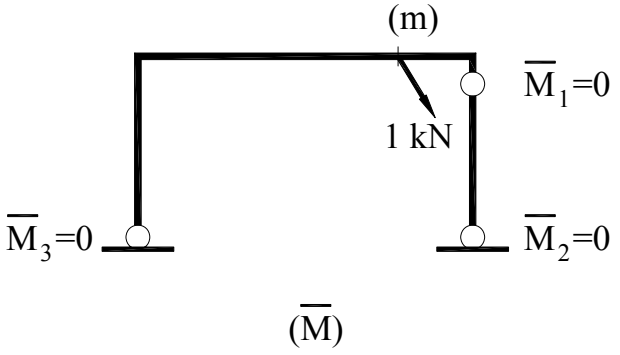
Plastik Mafsal Dönmeleri : $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3, \varphi_4 = 0$

Şekil 2.20 : Yerdeğiştirmelerin Hesabı

Yerdeğiştirmesi aranan sistem virtüel şekildeğiştirme durumu, yerdeğiştirmesi aranan noktaya aranan yerdeğiştirme doğrultusunda yapılan birim yükleme durumu olarak alınır ve virtüel iş teoremi uygulanırsa

$$\sum 1.\delta = \int \overline{M}\frac{M}{EI}ds + \int \overline{N}\frac{N}{EF}ds + \int \overline{T}\frac{T}{GF'} + \sum M_i\varphi_i \qquad (2.19)$$

elde edilir. Kısaltma teoremi uyarınca, son plastik mafsalın dışındaki plastik mafsalların bulunduğu noktalara adi mafsallar konularak elde edilen sisteme birim yükleme yapılırsa (Şekil 2.21)



Şekil 2.21 : Birim Yüklemede Kısaltma Teoreminin Uygulanması

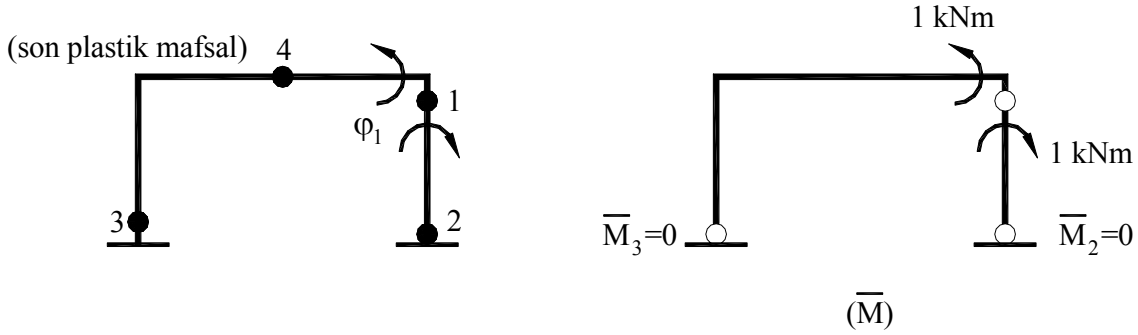
$$\overline{M}_1\varphi_1=\overline{M}_2\varphi_2=\overline{M}_3\varphi_3=\ldots=0 \tag{2.20}$$

olacağından, δ yerdeğiştirmesi

$$\delta=\int(\overline{M})\frac{M}{EI}ds+\int(\overline{N})\frac{N}{EF}ds+\int(\overline{T})\frac{T}{GF'}ds \tag{2.21}$$

şeklinde, plastik mafsalların dönmelerinden bağımsız olarak hesaplanabilir.

Plastik mafsalların dönmeleri de benzer şekilde hesaplanabilir. Bunun için, plastik mafsallara birim moment çifti uygulanır, Şekil 2.22.



Şekil 2.22 : Plastik Mafsalların Dönmelerinin Bulunması

Limit yükten önceki aşamalara ait yerdeğiştirmeler de benzer şekilde hesaplanabilir. Ancak bu durumda, plastik mafsallar konulmak suretiyle elde edilen sistem hiperstatik olacağından, ayrıca kesimler yapılarak izostatik hale getirilir.

2.3.2.3. Limit yükün doğrudan doğruya hesabı

Büyük yerdeğiştirmelere ve plastik şekildeğiştirmelere izin verilen süneklik düzeyi yüksek sistemler (örneğin yumuşak çelikten yapılan sistemler ile beton basınç bölgesi derinliği a/d≤ 0.25 koşulunu sağlayan bazı betonarme sistemler), kendilerine etkiyen dış yükleri limit yüke kadar göçmeden taşıyabilirler; yani bu sistemlerde $P_G=P_L$ olur. Bu nedenle, söz konusu sistemlerin dayanım bazlı yöntemlerle boyutlandırılmaları doğrudan doğruya limit yük esas alınarak yapılabilir.

Limit yükün doğrudan doğruya hesabı için uygulanmakta olan yöntemlerin başlıcaları, plastik teorinin alt sınır teoremine dayanan statik yöntem ile üst sınır teoreminin uygulandığı sinematik yöntemdir, [26, 27].

2.4. Elastik Olmayan Binaların Deprem Davranışı

Deprem yer hareketleri yapıların ivmelenmesine neden olur. Bu ivmelenme, yapı kütlesi ile orantılı (F = ma) eylemsizlik kuvvetlerinin oluşmasına ve dolayısı ile yapı içinde zorlanmalara yol açar, [28]. Genel olarak, yönetmeliklere göre bina tasarımı, oluşabilecek kuvvetli yer hareketi için hesaplanan elastik taban kesme kuvvetinden daha küçük kesme kuvvetleri gözönüne alınarak yapılır, [29]. Yönetmeliklerde bu durum elastik ivme spektrumu ile hesaplanan deprem yüklerine bir azaltma katsayısı uygulanmasına karşı gelmektedir. Diğer bir deyişle, yönetmeliklerin öngördüğü süneklik koşullarına uygun olarak tasarımı yapılan binaların elastik ötesi davranış gösterecekleri varsayılır. Görüldüğü gibi, binaların tasarımının yönetmeliklere uygun olarak yapılmış olması deprem etkisi nedeniyle hiç hasar görmeyeceği anlamına gelmez. Başarılı bir tasarım, yapıda oluşabilecek bu hasarın göçmeye sebep olmayacak ve kabul edilebilir ölçüde kalacak şekilde sınırlandırılmasıyla yapılabilir. Bu nedenle, yapıların elastik ötesi davranışları önem kazanmaktadır.

2.4.1. Denge denklemleri ve kontrol eden parametreler

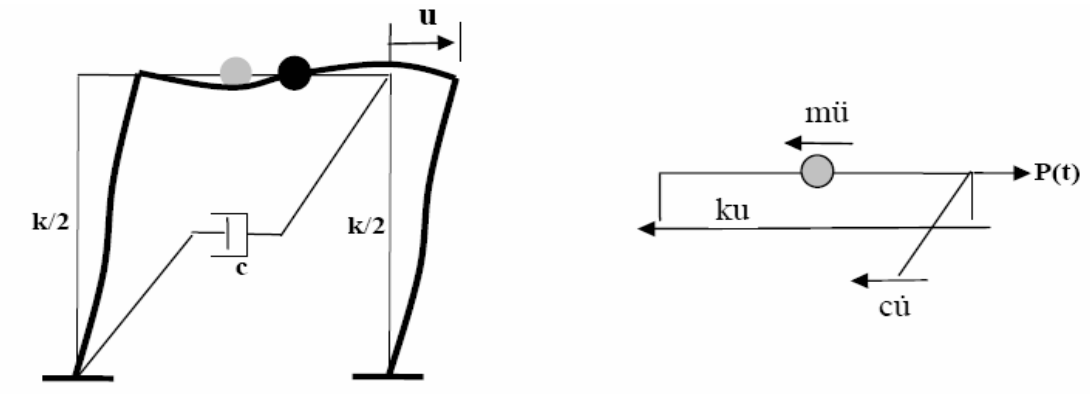
Şekil 2.23'de gösterilen, dinamik p(t) yükü etkisindeki tek serbestlik dereceli doğrusal elastik sistemin dinamik hareket denklemi aşağıdaki bağıntıyla ifade edilir.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \tag{2.22}$$

Elastik olmayan sistemlerde ise bu denklem

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u, \dot{u}) = p(t) \tag{2.23}$$

şeklini alır.



Şekil 2.23 : Dinamik Denge

Denklem 2.22'de m yapının kütlesini, c sönüm katsayısını, k rijitliğini, $u, \dot{u}$ ve $\ddot{u}$ sırayla yerdeğiştirme, hız ve ivmeyi göstermektedir. Denklem 2.23'de, Denklem 2.22'den farklı olarak, doğrusal elastik sistemde dinamik harekete karşı koyan ve f_s =ku bağıntısı ile tanımlanan kuvvetin elastik olmayan sistem için tek değerli olmayacağı, bu kuvvetin yapının yerdeğiştirme geçmişine ve hızına bağlı olduğu $f_s(u,\dot{u})$ bağıntısı ile ifade edilmektedir.

Hareket denklemleri çok serbestlik dereceli sistemler için yazılmak istenirse yukarıda verilen denklemler matris formuna dönüşür.

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{f}_s(\mathbf{u},\dot{\mathbf{u}}) = \mathbf{p}(t) \tag{2.24}$$

Bu matris denkleminde **m** kütle matrisini, **c** sönüm matrisini, $\mathbf{f_s}$ elastik olmayan dayanım kuvveti matrisini, **p(t)** zamana bağlı olarak değişen dinamik etkiyi, $\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}}$ ve $\ddot{\mathbf{u}}$ sırasıyla yerdeğiştirme, hız ve ivme vektörlerini ifade etmektedir.

Yapı sistemi **p(t)** dinamik kuvveti yerine yer hareketine maruz kalırsa, Denklem 2.24

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{f}_s(\mathbf{u},\dot{\mathbf{u}}) = -\mathbf{m}\boldsymbol{\iota}\ddot{u}_g(t) \tag{2.25}$$

şeklini alır. Denklemde $\boldsymbol{\iota} = \mathbf{[1\ 1\ 1....1]^T}$ etki vektörü, $\ddot{u}_g(t)$ yer ivmesidir.

t= 0 anında $\mathbf{u} = \mathbf{u}(0)$ ve $\dot{\mathbf{u}} = \dot{\mathbf{u}}(0)$ başlangıç koşulları dikkate alınarak yukarıda belirtilen hareket denkleminin çözümü ile zamana bağlı olarak değişen yerdeğiştirme vektörü **u(t)** elde edilir.

2.4.2. Denge denklemlerinin çözümünde kullanılan sayısal yöntemler

Elastik ötesi davranış gösteren veya sönüm matrisi klasik olmayan sistemlerde, yukarıda tanımlanan hareket denklemlerinin çözümü için, bu denklemlere uygulanan modal dönüşümlerle elde edilen modal denklemlerin ayrıklaştırılması mümkün olmamaktadır. Bu nedenle, ayrık olmayan hareket denklemlerinin çözümü için sayısal yöntemler kullanılır. Dinamik denge denklemlerinin doğrudan sayısal integrasyonu, çözümün bulunması için kullanılan en genel yöntemdir.

Literatürde diferansiyel denklemlerin integrasyonu için çeşitli yöntemler kullanılmaktadır. Bu bölümde, uygulamada en yaygın olarak kullanılan sayısal yöntemlerden "Newmark Yöntemi" tanıtılmaktadır, [29].

2.4.2.1. Newmark yöntemi

N. M. Newmark, 1959 yılında yapı dinamiği problemlerinin çözümü için sayısal integrasyon yöntemi önermiştir, [30]. Bu yöntemin temelini aşağıda belirtilen bağıntılar oluşturmaktadır:

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \left[(1-\gamma)\cdot\Delta t\right]\cdot\ddot{u}_i + \left(\gamma\cdot\Delta t\right)\cdot\ddot{u}_{i+1} \tag{2.26}$$

$$u_{i+1} = u_i + \left(\Delta t\right)\cdot\dot{u}_i + \left[(0.5-\beta)\cdot\left(\Delta t\right)^2\right]\cdot\ddot{u}_i + \left[\beta\cdot\left(\Delta t\right)^2\right]\ddot{u}_{i+1} \tag{2.27}$$

Belirlenen Δt zaman aralığında, ivmenin değişimini, çözümün stabilitesini ve doğruluğunu denklemlerdeki β ve γ katsayıları kontrol etmektedir. Bu denklemler

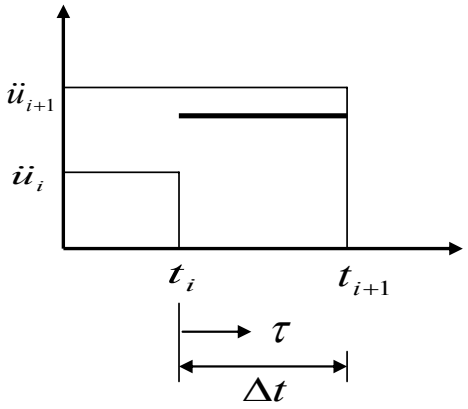
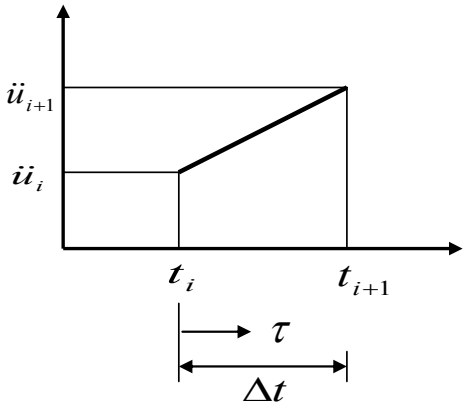
$$m\ddot{u}_{i+1} + c\dot{u}_{i+1} + (fs)_{i+1} = p_{i+1} \tag{2.28}$$

hareket denklemi ile beraber çözülerek *i* zamanı için bilinen yerdeğiştirme, hız ve ivme değerlerinden (u_i $\dot{u}_i$ $\ddot{u}_i$), i+1 zamanı için yerdeğiştirme, hız ve ivme (u_{i+1} $\dot{u}_{i+1}$ $\ddot{u}_{i+1}$) değerlerine geçilir.

Yöntemin stabilitesinin ve doğruluğunun sağlanması amacıyla genelde $\gamma = 0.5$, β ise $\frac{1}{6} \le \beta \le \frac{1}{4}$ aralığında tanımlanır.

Newmark Yönteminin *lineer ivme* ve *ortalama ivme* yöntemi olarak bilinen iki özel durumu vardır. Lineer ivme yöntemi seçilen Δt zaman aralığında ivmenin doğrusal olarak değiştiği, ortalama ivme yöntemi ise Δt zaman aralığında ivme değişiminin sabit ve ortalama ivmeye eşit olduğu varsayımını yapmaktadır. Aşağıdaki tabloda, bu iki yönteme göre i ve i+1 zamanı için yerdeğiştirme, hız ve ivme büyüklüklerine ilişkin bağıntıların çıkarılması özet olarak açıklanmıştır, Tablo 2.2.

Tablo 2.2 : Ortalama İvme ve Lineer İvme Yöntemleri [29]

Ortalama İvme	Lineer İvme
	
$\ddot{u}(\tau) = \frac{1}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i)$	$\ddot{u}(\tau) = \ddot{u}_i + \frac{\tau}{\Delta t}(\ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i)$
$\dot{u}(\tau) = \dot{u}_i + \frac{\tau}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i)$	$\dot{u}(\tau) = \dot{u}_i + \ddot{u}_i\tau + \frac{\tau^2}{2\Delta t}(\ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i)$
$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \frac{\Delta t}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i)$	$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \frac{\Delta t}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i)$
$u(\tau) = u_i + \dot{u}_i\tau + \frac{\tau^2}{4}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i)$	$u(\tau) = u_i + \dot{u}_i\tau + \ddot{u}_i\frac{\tau^2}{4} + \frac{\tau^3}{6\Delta t}(\ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i)$
$u_{i+1} = u_i + \dot{u}_i\Delta t + \frac{\Delta t^2}{4}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i)$	$u_{i+1} = u_i + \dot{u}_i\Delta t + \Delta t^2(\frac{1}{6}\ddot{u}_{i+1} + \frac{1}{3}\ddot{u}_i)$

Newmark'ın önerdiği ve Denklem 2.26 ve 2.27'de i+1 zamanı için verilen hız ve yerdeğiştirme bağıntılarında $\gamma = \frac{1}{2}$ ve $\beta = \frac{1}{6}$ değerleri yerine konursa Tablo 2.2 den de izleneceği gibi lineer ivme yöntemi ile bulunan hız ve yerdeğiştirmeler için aynı denklemler elde edilir. Benzer şekilde, Denklem 2.26 ve 2.27 de i+1 zamanı için verilen hız ve yerdeğiştirme bağıntılarında $\gamma = \frac{1}{2}$ ve $\beta = \frac{1}{4}$ değerleri yerine konursa ortalama ivme yöntemi ile bulunan hız ve yerdeğiştirme bağıntıları elde edilir.

Tek serbestlik dereceli sistemler için yukarıda verilen denklemleri çok serbestlik dereceli sistemlere genellemek için, verilen skaler denklemler matris formuna dönüştürülerek matris denklemleri olarak yazılır.

Newmark'ın önerdiği ortalama ivme yöntemi, her bir adımda sistemin rijitlik matrisinin yenilenmesine, üçgenleştirilmesine ve denge denklemlerinin sağlanmasına olanak sağlayacak ardışık yaklaşım (iterasyon) tekniklerinin kullanılmasıyla, lineer olmayan sistemler için de uygulanabilir. Tablo 2.3'de lineer olmayan çok serbestlik dereceli sistemler için ortalama ivme yönteminin hesap adımları özetlenmiştir.

Tablo 2.3 : Lineer Olmayan Sistemler İçin Ortalama İvme Yöntemi

---

1.0 *Başlangıç hesapları*

1.1 Çöz: $\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}}_0 = \mathbf{p}_0 - \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}}_0 - (\mathbf{f}_S)_0 \Rightarrow \ddot{\mathbf{u}}_0$

1.2 Seç: $\Delta\mathbf{t}$

1.3 $\mathbf{a} = \frac{4}{\Delta\mathbf{t}}\mathbf{m} + 2\mathbf{c}$ ve $\mathbf{b}=2\mathbf{m}$

2.0 *Her i zaman adımı için hesaplar*

2.1 $\Delta\hat{\mathbf{p}}_i = \Delta\hat{\mathbf{p}}_i + \mathbf{a}\dot{\mathbf{u}}_i + \mathbf{b}\ddot{\mathbf{u}}_i$

2.2 $\mathbf{k}_i$ tanjant rijitlik matrisini belirle

2.3 $\hat{\mathbf{k}}_i = \mathbf{k}_i + \frac{2}{\Delta\mathbf{t}}\mathbf{c} + \frac{4}{(\Delta\mathbf{t})^2}\mathbf{m}$

2.4 İterasyon yöntemleri kullanarak $\hat{\mathbf{k}}_i$ ve $\Delta\hat{\mathbf{p}}_i$ den $\Delta\mathbf{u}_i$ için çöz

2.5 $\Delta\dot{\mathbf{u}}_i = \frac{2}{\Delta\mathbf{t}}\Delta\mathbf{u}_i - 2\dot{\mathbf{u}}_i$

2.6 $\Delta\ddot{\mathbf{u}}_i = \frac{4}{(\Delta\mathbf{t})^2}\Delta\mathbf{u}_i - \frac{4}{\Delta\mathbf{t}}\dot{\mathbf{u}}_i - 2\ddot{\mathbf{u}}_i$

2.7 $\mathbf{u}_{i+1} = \mathbf{u}_i + \Delta\mathbf{u}_i$, $\dot{\mathbf{u}}_{i+1} = \dot{\mathbf{u}}_i + \Delta\dot{\mathbf{u}}_i$, $\ddot{\mathbf{u}}_{i+1} = \ddot{\mathbf{u}}_i + \Delta\ddot{\mathbf{u}}_i$

3.0 *Bir sonraki zaman adımı için tekrar*

i yerine *i+1* koy ve 2.1 - 2.6 arası adımları bir sonraki zaman adımı için tekrarla.

2.4.3. Yapı sistemlerinde sönüm

Titreşim hareketi yapan sistemlerde enerji sönümü birçok mekanizma ile gerçekleşebilir. Bu mekanizmalara örnek olarak, yapı elemanlarındaki içsel sürtünme, yapı elemanları ve yapısal olmayan elemanlar arasındaki sürtünme, betondaki mikro çatlakların açılıp kapanması verilebilir. Yapı için bu sönüm mekanizmalarının hepsinin gözönüne alınması mümkün olmadığından bütün mekanizmalar sebebiyle yapıda oluşacak sönüm için idealleştirme yapılarak tek bir sönüm katsayısı (c) kullanılır. Ancak, yapı elemanlarının her biri için sönüm katsayısı hesaplayarak yapı için sönüm matrisinin oluşturulması da pratik

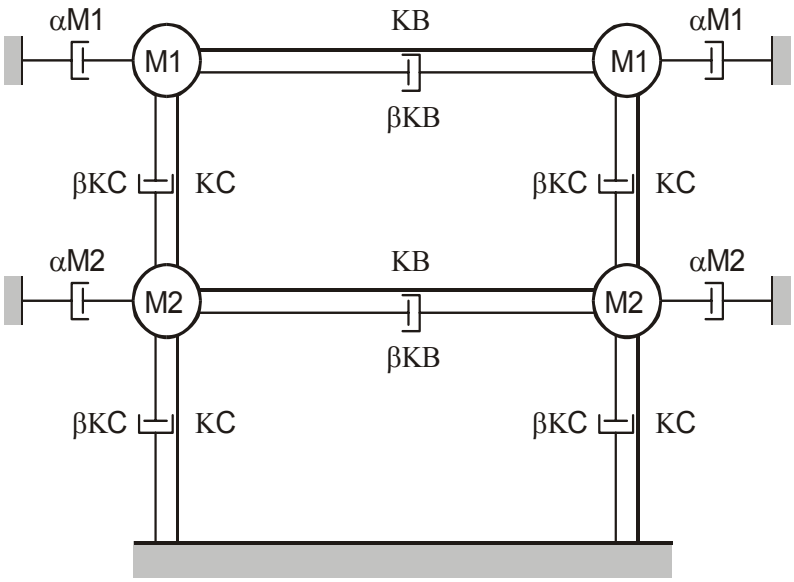
olmadığından, genellikle sönüm modal sönüm oranlarına bağlı olarak sayısal şekilde hesaplanır. Genelde yapılarda sönümün, her bir doğal titreşim periyodu için kritik viskoz sönümün 5%'i dolayında olduğu varsayılır, [29].

Eğer yapı genelinde benzer sönüm mekanizmaları oluşuyor ise klasik sönüm, sönüm mekanizmaları benzer değilse klasik olmayan sönüm söz konusudur. Klasik olmayan sönüme örnek olarak farklı modal sönüm oranlarına sahip yapı ve zemin analiz sisteminin etkileşimli olarak incelenmesi örnek olarak verilebilir, [29].

Doğrusal olmayan dinamik analizlerde enerji sönümü, elastik ve elastik olmayan sönümlerin toplamı olarak gözönüne alınır. Elastik olmayan sönüm yapı modelindeki elemanların doğrusal olmayan kuvvet–şekildeğiştirme ilişkileri kullanılan analiz programına veri olarak girilerek doğrudan modellenir. Elastik enerji sönümü viskoz sönüm modeli varsayımı yapılarak gözönüne alınır.

Yukarıda belirtilen zorluklar nedeniyle klasik sönüm matrisinin kurulmasında, pratikte yaygın olarak, sönüm matrisinin kütle matrisiyle, rijitlik matrisiyle veya hem kütle hem de rijitlik matrisi ile orantılı olduğu varsayımı yapılır. Son yapılan varsayım literatürde "Rayleigh Sönümü" olarak da geçmektedir.

Kütle ve rijitlikle orantılı olan sönümün fiziksel olarak anlamı Şekil 2.24'de şematik olarak açıklanmıştır.



Şekil 2.24 : Kütle ve Rijitlikle Orantılı Sönümün Fiziksel Anlamı [13]

Şekilde KB kiriş rijitliklerini, KC kolon rijitliklerini, M1 ve M2 kütleleri göstermektedir. Kütle ile orantılı olan sönüm fiziksel olarak, şekilde αM1 ve αM2 ile gösterilen sönüm katsayılı dış viskoz sönümleyicilerin, M1 ve M2 ile gösterilen kütlelerine yapı dışından bağlanması anlamını taşır. Rijitlikle orantılı olan sönüm ise fiziksel olarak, şekilde βKB ve βKC ile gösterilen sönüm katsayılı iç viskoz sönümleyicilerin yapı elemanları ile paralel çalışması anlamını taşımaktadır. Chopra [29], rijitlikle orantılı olan sönümün kullanılmasının daha akla yatkın olduğunu belirtmiştir. Sebep olarak, rijitlikle orantılı sönüm kullanılarak, kat şekildeğiştirmeleri sonucunda meydana gelen enerji sönümünün modellendiğinin düşünülebileceğini; fakat kütle orantılı sönümde ise havadan kaynaklanan sönümün belirlenmesinin hem zor hem de çoğu yapı için ihmal edilecek düzeyde olduğunu belirtmiştir.

Kütle orantılı ve rijitlik orantılı sönüm matrisleri

$$\mathbf{c} = a_0\mathbf{m} \qquad \text{ve} \qquad \mathbf{c} = a_1\mathbf{k} \tag{2.29}$$

şeklinde ifade edilebilir. Denklemde a_0 kütle orantılı sönüm katsayısı, a_1 rijitlik orantılı sönüm katsayısıdır.

Kütle orantılı sönüm modal sönüm oranları cinsinden, aşağıdaki şekilde yazılabilir:

$$a_0 = 2\xi_i\omega_i \tag{2.30}$$

Denklemdeki ξ_i i. mod için modal sönüm oranını, ω_i, i. moda ait doğal frekansı göstermektedir.

Kütle orantılı sönümde, uzun periyodlu düşük modlarda daha fazla sönüm uygulanırken, kısa periyodlu yüksek modlarda daha az sönüm uygulanmaktadır, Şekil 2.25.

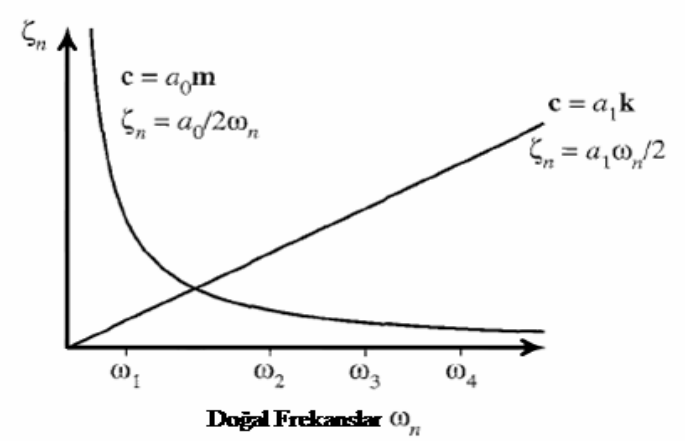
Benzer şekilde, rijitlik orantılı sönüm oranı için

$$a_1 = \frac{2\xi_j}{\omega_j} \tag{2.31}$$

denklemi yazılır.

Denklemdeki ξ_j j. mod için modal sönüm oranını, ω_j, j. moda ait doğal frekansı belirtmektedir.

Rijitlik orantılı sönümde, uzun periyodlu düşük modlarda daha az sönüm uygulanırken, kısa periyodlu yüksek modlarda daha fazla sönüm uygulanmaktadır, Şekil 2.25.



Şekil 2.25 : Modal Sönüm Oranlarının Frekansla Değişimi

Rayleigh sönümünde (Şekil 2.26) sönüm matrisi

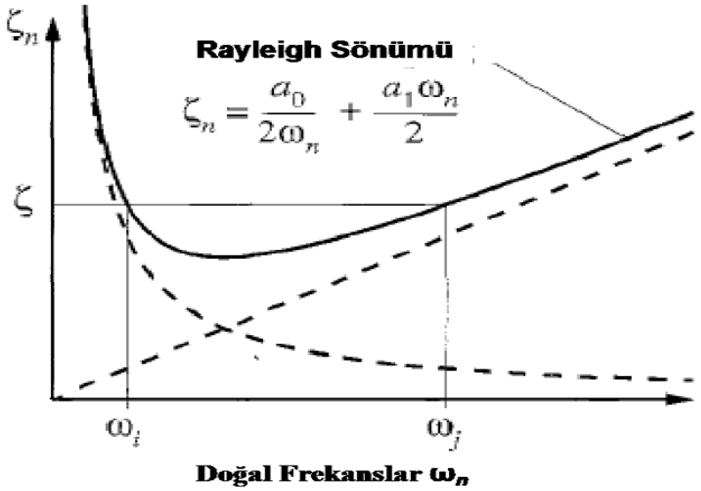
$$\mathbf{c} = a_0\mathbf{m} + a_1\mathbf{k} \tag{2.32}$$

şeklinde yazılır.

İki farklı mod için sönüm oranının (ξ) aynı olduğu varsayımı ile, a_0 ve a_1 katsayıları

$$a_0 = \xi\frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \qquad a_1 = \xi\frac{2}{\omega_i + \omega_j} \tag{2.33}$$

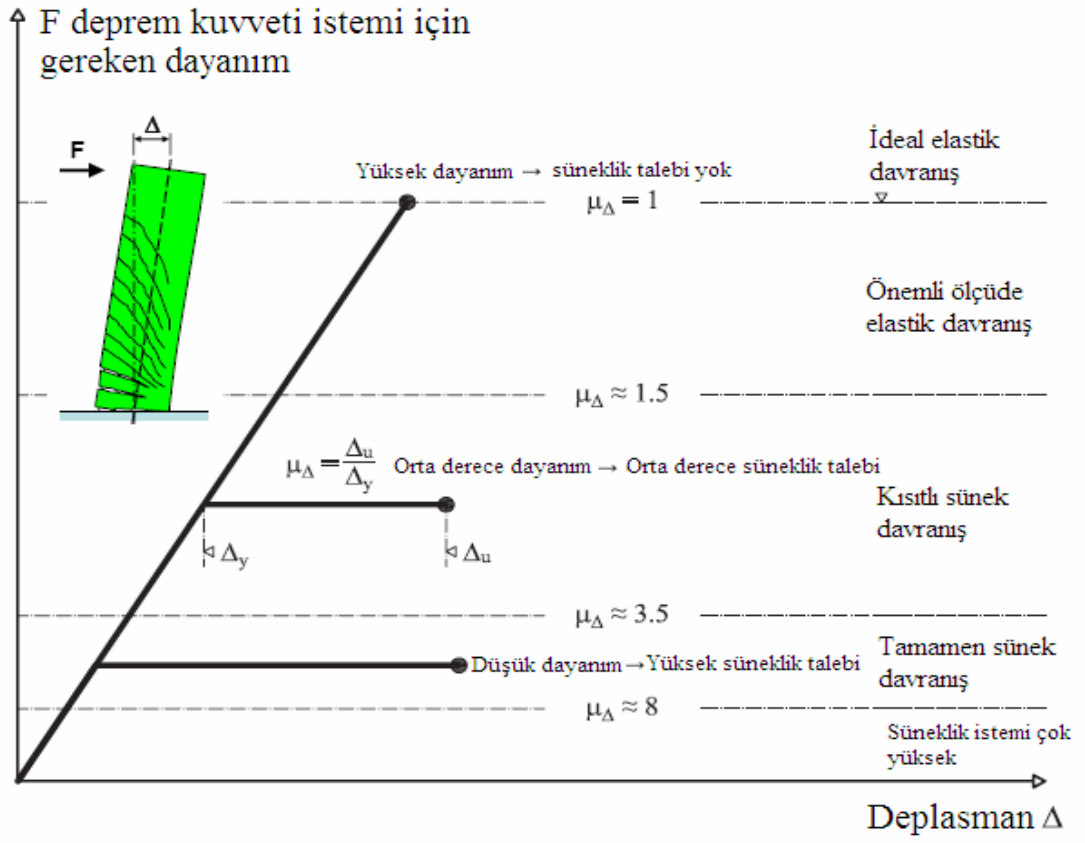
şeklinde yazılır.



Şekil 2.26 : Rayleigh Sönümü

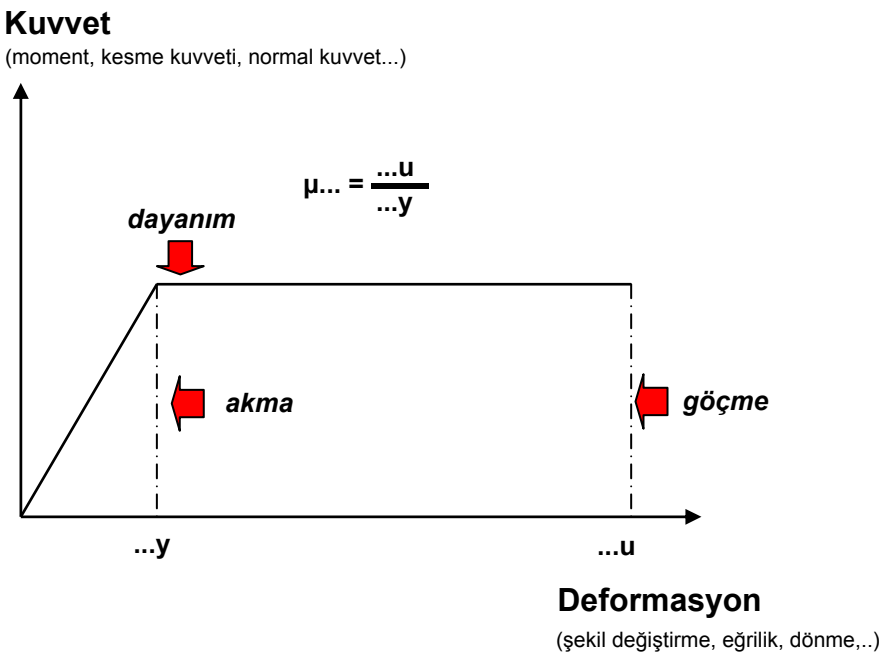
2.4.4. Yapı sistemlerinde süneklik

Yapıları şiddetli depremde elastik davranacak şekilde tasarlamak ekonomik bir yol değildir. Bu sebeple tasarım, genellikle yapı kapasitesi elastik deprem talebinin altında kalacak şekilde yapılır. Depremin yapıya uyguladığı enerji yüklemesinin, yapı tarafından göçmeye neden olmayacak biçimde tüketilmesi gerekir. Deprem, tasarımı elastik deprem kuvvetleri azaltılarak yapılan binadan, elastik sınıra karşı gelen gerilmeler aşıldıktan sonra, doğrusal olmayan yerdeğiştirme talep eder. Tasarımda yapı dayanımının azaltılması depremin yerdeğiştirme talebini arttırır, Şekil 2.27. Yapılar şiddetli depremler nedeniyle maruz kalacakları yerdeğiştirme taleplerini, dayanımlarında önemli azalma olmadan karşılamalıdır. Bu durum ancak sünek yapı tasarımı ile sağlanabilir.



Şekil 2.27 : Dayanım ve Süneklik Arasındaki İlişki [31]

Süneklik, yapının, yapı elemanlarının veya bir kesitin dayanımında önemli bir azalma olmadan büyük şekildeğiştirme yapabilme özelliğidir. Bu tanım, büyük şekildeğiştirme yeteneği ile birlikte histeretik çevrimlerle enerji tüketebilme kapasitesine sahip olmayı da kapsamaktadır [31].



Şekil 2.28 : Sünekliğin Genel Tanımı

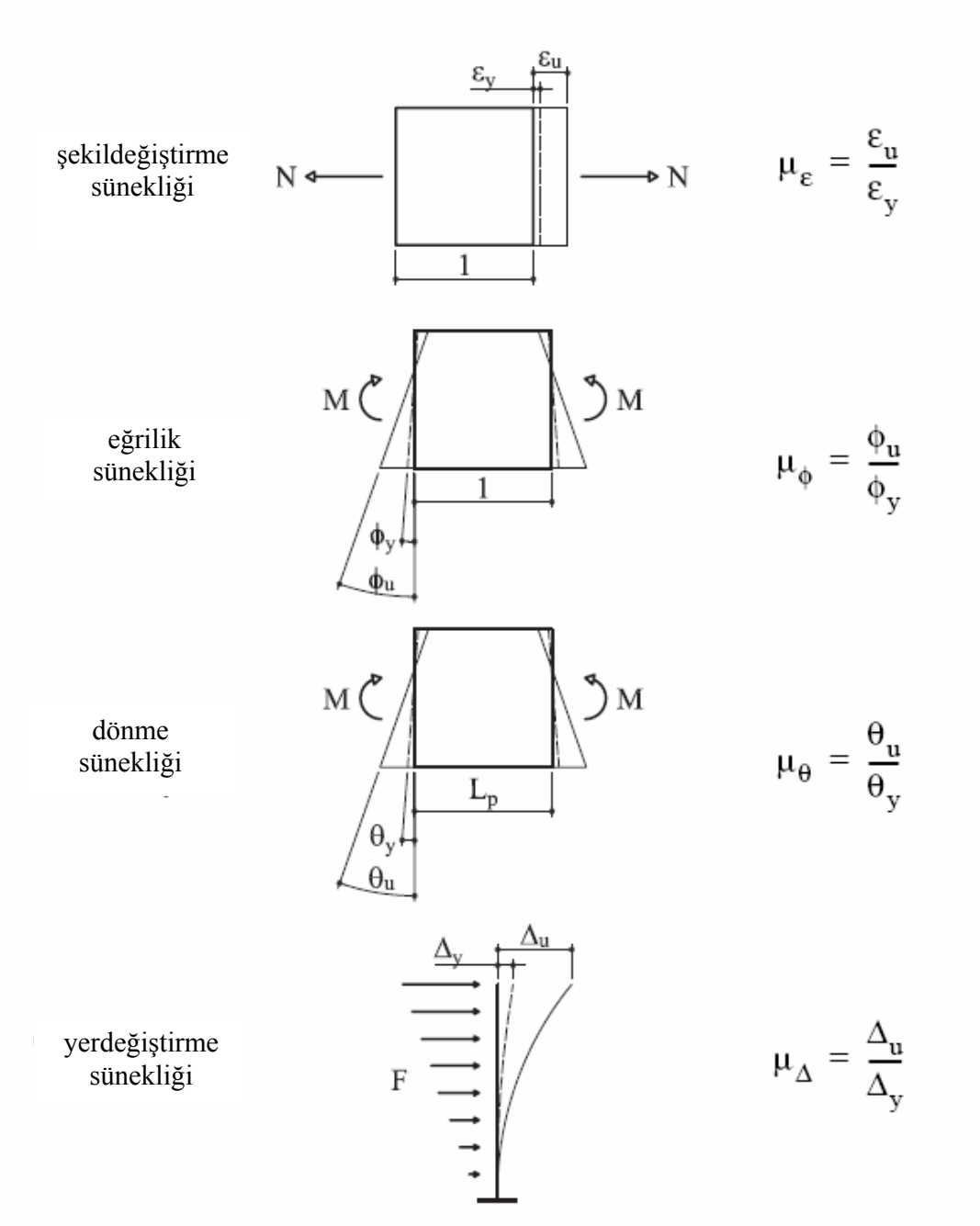
Süneklik sayısal olarak μ *süneklik katsayısı* ile tanımlanabilir. Şekil 2.28' den izlenebileceği gibi en genel anlamda süneklik katsayısı, kuvvet (moment, kesme kuvveti, normal kuvvet...) etkileri altındaki yapının, yapı elemanının veya kesitin göçme şekildeğiştirmesinin (eğrilik, dönme, yerdeğiştirme) akma şekildeğiştirmesine oranıdır.

Şiddetli deprem etkisi altında eleman kesitleri akma dayanımlarına ulaşarak, yapıda plastik kesitler oluşur. Yapıdaki plastikleşmeler arttıkça yapı rijitliği azalır. Rijitliği azalan yapının maruz kaldığı enerji yüklemesini tüketmesi ancak kesitin dayanımında önemli bir azalma olmadan, şekildeğiştirme kapasitesinin yüksek olması ile sağlanabilir. Yeterli sünekliğe sahip olmayan plastik kesitler, şekildeğiştirme kapasitelerine erişerek binada göçme mekanizmaları oluşturabilirler. Bu nedenle, süneklik yapıda enerjinin tüketilmesi veya deprem etkisi altında binanın göçme sınırından uzakta kalabilmesi açısından çok önemlidir.

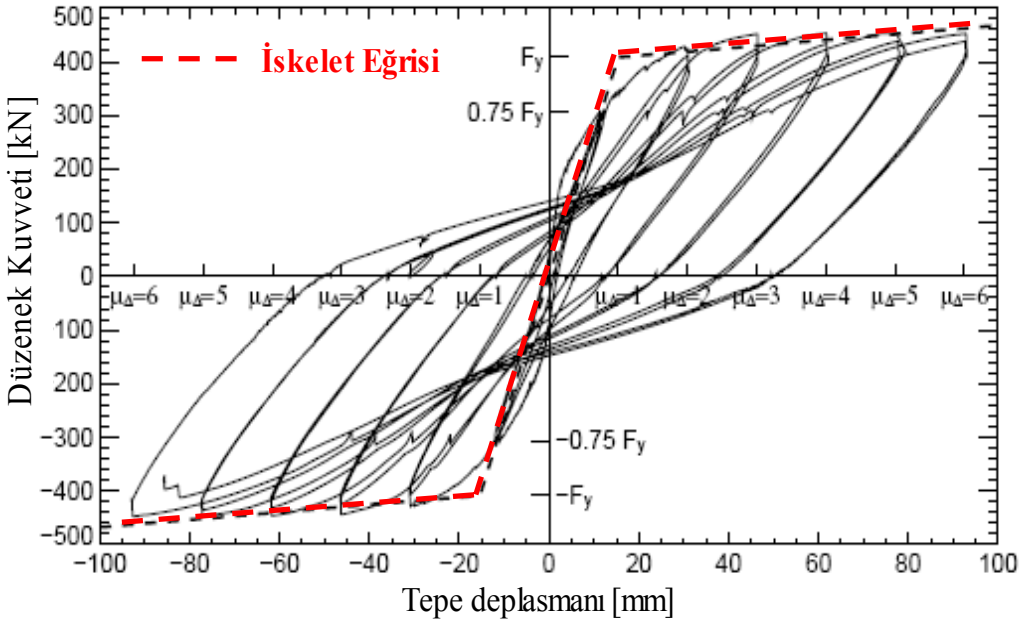
Sünekliğin

- Şekildeğiştirme sünekliği
- Eğrilik sünekliği
- Dönme Sünekliği
- Yerdeğiştirme Sünekliği

gibi, tanımları Şekil 2.29'da yapılan farklı çeşitleri bulunmaktadır, [31].



Şekil 2.29 : Çeşitli Süneklik Tanımları



Şekil 2.30 : Betonarme Bir Perdenin Çevrimsel Yükler Altındaki Histeretik Davranışı ve İskelet Eğrisi

Önceki paragraflarda belirtildiği gibi deprem gibi çevrimsel yükler altında elemanların sünek davranması istenir. Şekil 2.30'da betonarme bir perdenin çevrimsel yükler altındaki histeretik davranışı gösterilmiştir. Grafiğin x ekseninde, betonarme perdenin çeşitli tepe deplasman seviyelerine karşı gelen süneklik katsayıları gösterilmektedir. Şekilde kesik çizgi ile gösterilen eğri histeretik davranışın iskelet (zarf) eğrisidir. Eleman bazında gösterilen histererik davranışın iskelet (zarf) eğrisi genelde uygulamada kullanılan bilgisayar programlarına kesit bazında (plastik kesit) veri olarak girilerek malzeme bakımından doğrusal olmayan kesit davranışı modellenebilmektedir.

Sonuç olarak sünekliğin önemi şu ana başlıklar altında sıralanabilir:

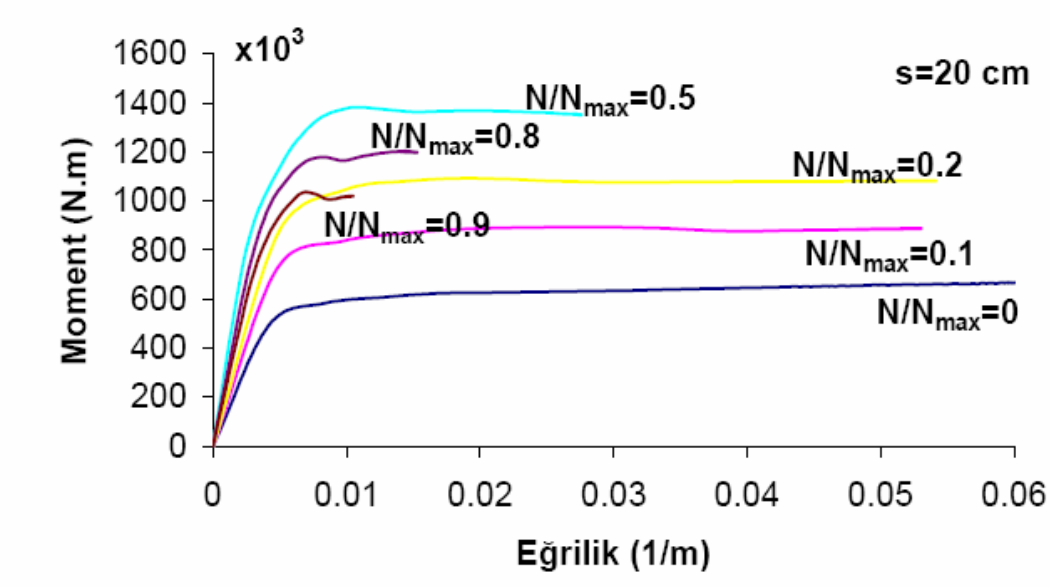
- Deprem vb. dinamik etkilerle yapıya geçen enerjinin yüksek şekildeğiştirme kapasitesi ile yutulmasını sağlar.
- Yapı tasarımının azaltılmış elastik deprem kuvvetleri altında yapılmasına olanak tanır.
- Yapıda gevrek davranıştan (ani göçme) farklı olarak süneklik yapıda göçmenin işaretlerini verir.
- Yapıda kuvvetlerin yeniden dağılımını sağlar.

2.4.5. Sargı etkisi ve önemi

Önceki bölümde açıklandığı gibi, şiddetli deprem enerjisi yapıda olası plastik mafsal bölgelerinin (kolon, kiriş uçları) yeterli şekildeğiştirme yapabilme yeteneği, yani sünekliği ile yapı göçmeden tüketilmelidir. Bu nedenle, söz konusu bölgelerde detaylandırmaya özel önem gösterilmesi gerekir. Yönetmelikler olası plastik mafsal bölgelerinde yeterli sünekliğin sağlanması için kapsamlı detaylandırma koşulları öngörmektedir.

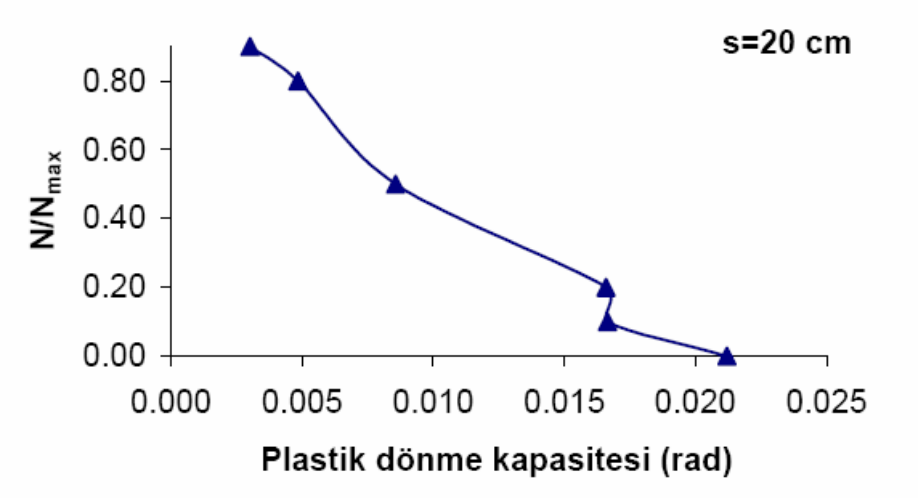
Betonarme bir kesitte eksenel yük seviyesi arttıkça süneklik azalır. Bu nedenle, yapıda meydana gelebilecek olası plastik mafsalların, eksenel yük düzeyinin fazla olduğu kolonlara oranla eksenel yük düzeyinin az olduğu, dolayısı ile daha sünek davranış gösteren kirişlerde oluşması istenir. Yönetmeliklerde bu kavram güçlü kolon, zayıf kiriş tasarımı olarak yer alır.

Betonarme kesit davranışında eksenel kuvvet, malzeme modeli ve sargı donatısı oranının incelendiği parametrik bir çalışmada [32], kesitin eğrilik sünekliği ve dönme kapasitesinin eksenel yük seviyesi ile azaldığı aşağıdaki şekillerde gösterilmiştir, Şekil 2.31, Şekil 2.32.



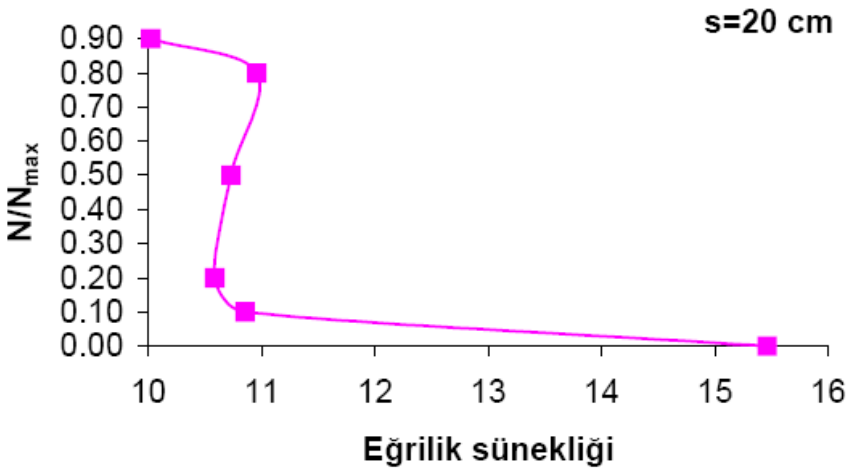
Şekil 2.31 : Moment Eğrilik Diyagramı

(etriye aralığı sabit(20cm), eksenel kuvvet değişken) [32]



Şekil 2.32 : Plastik Dönme Kapasitesinin Eksenel Kuvvet ile Değişimi

(s=20 cm etriye aralığı için) [32]



Şekil 2.33 : Eğrilik Sünekliğinin Eksenel Kuvvet ile Değişimi

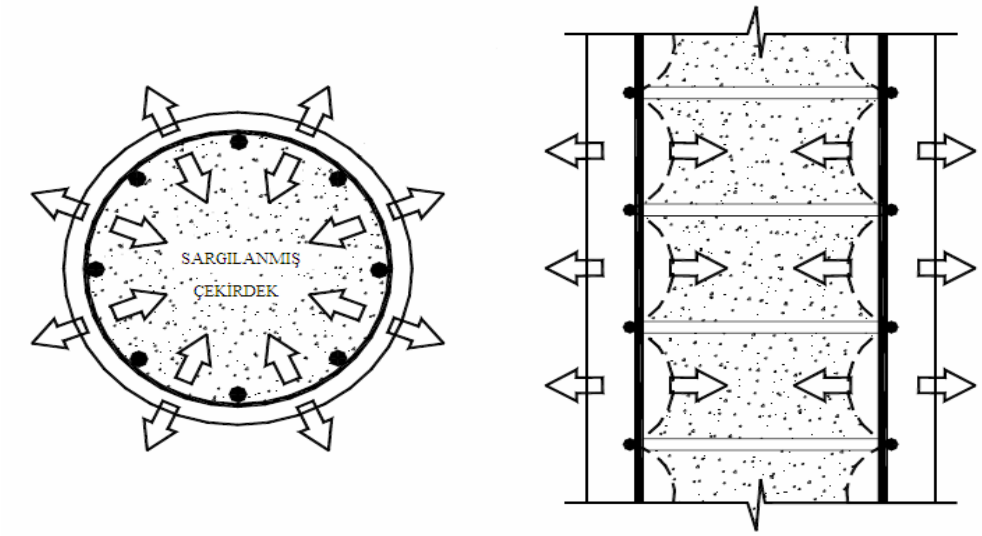
(s=20 cm etriye aralığı için) [32]

Aynı çalışmanın sonucunda eksenel kuvvetin küçük olduğu kesitlerde sünek davranış gözlemlendiği ve kesitin kiriş olarak donatılması gerektiği, eksenel yük seviyesi arttıkça sünekliğin azaldığı ve kolon davranışının başladığı belirtilmiştir. Kolon davranışı başlangıç sınırı $N_d = 0.1xA_cxf_c$ olarak belirlenmiş, daha büyük eksenel kuvvet değerleri için kesitlerin kolon olarak donatılması önerilmiştir, [32].

Kolonlar şiddetli deprem etkileri nedeniyle yüksek eksenel kuvvetlere maruz kalabilirler. Yüksek eksenel kuvvet düzeyi, önceki paragraflarda belirtildiği gibi, kesitin hem sünekliğini hem de moment taşıma kapasitesini azaltır. Sargı bu olumsuzlukların ortadan kaldırılması için gereklidir. Sargı etkisi ise ancak kesme

donatısının miktarı ve detaylandırma açısından uygun şekilde yerleştirilmesi ile sağlanabilir.

Artan eksenel kuvvet etkisi ile kabuk (etriye dışı) betonu sınır basınç dayanımına erişerek dökülür. Çekirdek (etriye içi) betonu hacimsel genişleme yapar. Genişlemeye sargı donatısı (fret, etriye) karşı koyarak çekirdek betonuna yanal basınç uygular. Yanal basınca maruz kalan çekirdek betonu tek eksenli basınç gerilme durumuna göre daha büyük eksenel birim şekildeğiştirme kapasitesine sahip olur, [33]. Bu sebeple sargı donatısı, çekirdek betonunun dağılmasını engelleyerek dayanımı önemli ölçüde azalmadan şekildeğiştirebilmesine yardımcı olur, Şekil 2.34.

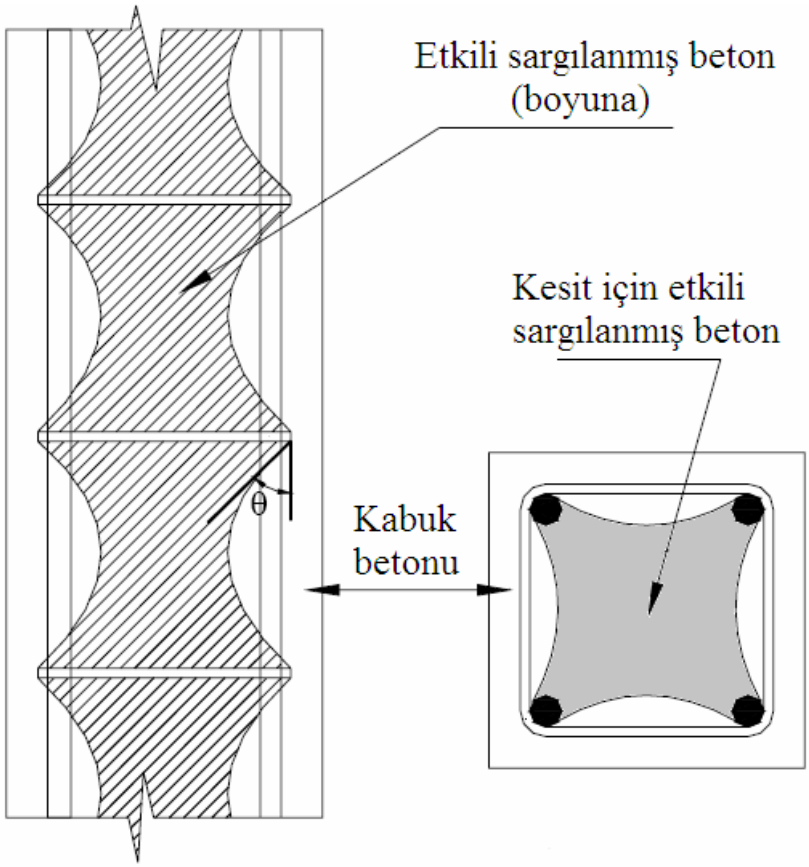


Şekil 2.34 : Betonarme Kesitte Sargı Etkisinden Kaynaklanan Yanal Basınçlar

Yapılan testlerde [34] aşağıdaki koşulların sargı etkinliğini arttırdığı gözlemlenmiştir:

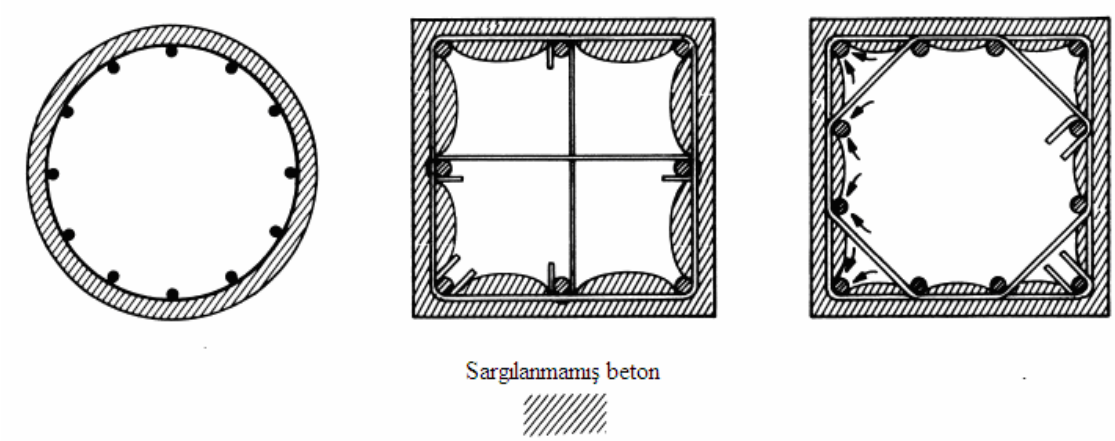
- Enine donatı aralığının azaltılması.
- Kesite ek etriyeler ve çiroz yerleştirilmesi.
- Boyuna donatının kesit çevresi boyunca düzgün dağılımı.
- Enine donatı hacminin çekirdek betonu hacmine oranının artması.
- Enine donatının akma dayanımının arttırılması.
- Dikdörtgen etriye ve yardımcı çiroz yerine, mümkün olan durumlarda dairesel (spiral) etriyelerin kullanılması.

Yukarıdaki maddelerde de belirtildiği gibi dikdörtgen etriye sargısı, fret sargısına oranla daha az sargı etkisi sağlar. Etkin sargı alanı hem yatay hem de boyuna doğrultuda, çeşitli yaklaşımlar ile hesaplanmıştır. Bu yaklaşımlarda, örneğin boyuna doğrultuda etkili ve etkili olmayan beton sınırı için parabolik bir eğri veya üçgen eğri önererek etkin sargı alanının hesaplanması için, Şekil 2.35'de gösterilen θ açısı için varsayım yapılır. Boyuna doğrultuda etkin sargı alanı şekilde θ için yapılan varsayımla bulunan parabol alanının, kuşatılmış çekirdek alanından çıkarılması ile elde edilir.



Şekil 2.35 : Kesitte ve Boyuna Doğrultuda Sargı Etkisi

Sargının etkinliği çeşitli donatı düzenlemeleri ile arttırılabilir. Örneğin dikdörtgen kesitte etriyelerle beraber çirozların kullanılması veya kesite çok kollu etriyeler yerleştirilerek mesnetlenmiş donatı aralığının azaltılması, sargının etkinliğini önemli ölçüde iyileştirir, Şekil 2.36.



Şekil 2.36 : Çeşitli Donatı Düzenleri İçin Sargının Etkinliği [31]

2.4.6. Mander modeli

Yüksek eksenel kuvvet etkisindeki kesitin tarafsız eksen derinliği büyük olduğundan, kolonların eğilme kapasiteleri betonun basınç altındaki gerilme dağılımına daha çok bağlıdır. Bu nedenle yapının performansını belirlemek için kullanılan analiz modellerinde gerçekçi moment–eğrilik ilişkileri tanımlamak için, sargı etkisini de göz önüne alan beton modelleri kullanılmalıdır. Modelde kabuk betonu için sargısız, çekirdek betonu için sargılı model esas alınır. Mander 1988 yılında beton için sargı etkisini de gözönüne alan gerilme-şekildeğiştirme modeli önermiştir, [34].

Mander modelinde beton basınç gerilmesi

$$f_c = \frac{f_{cc}\, x\, r}{r - 1 + x^r} \tag{2.34}$$

bağıntısı ile verilir. Denklemde f_{cc} sargılı beton dayanımı, x ise

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \tag{2.35}$$

şeklinde tanımlanan bir oranı göstermektedir. Burada ε_c beton basınç birim şekildeğiştirmesi, ε_{cc} ise, λ_c sargılı beton dayanımı ile sargısız beton dayanımı arasındaki ilişkiyi kuran bir katsayı ve ε_{co}=0.002 olmak üzere,

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}[1 + 5(\lambda_c - 1)] \tag{2.36}$$

ile tanımlanan birim şekildeğiştirmedir.

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \tag{2.37}$$

ile tanımlanırken, bağıntıda

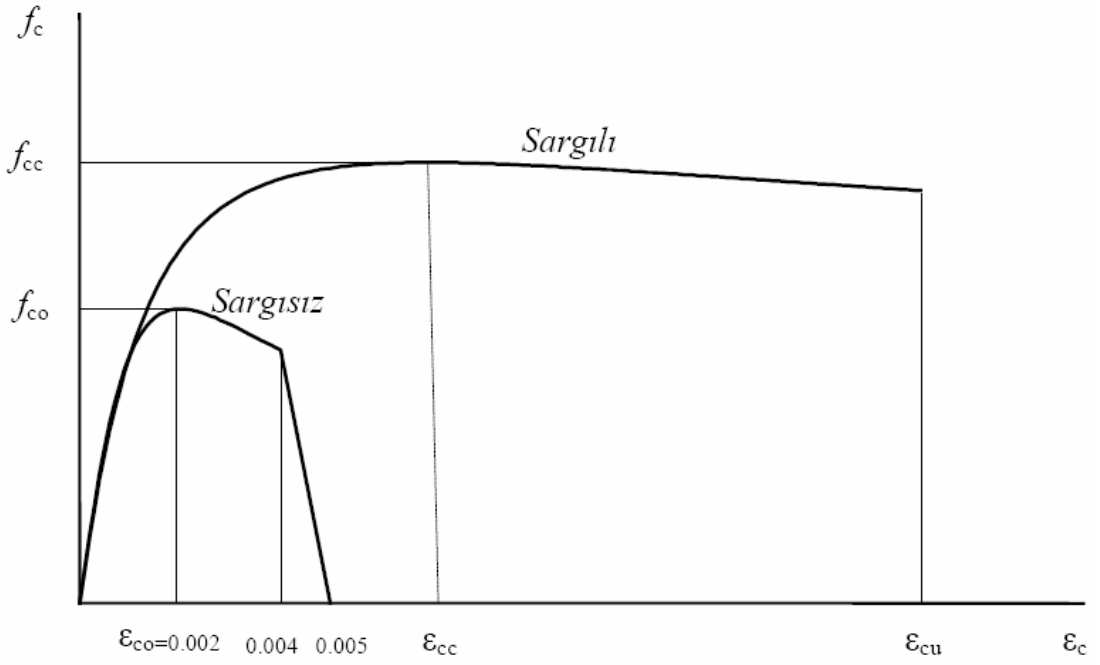
$$E_c \cong 5000\sqrt{f_{co}} \quad [MPa] \tag{2.38}$$

beton elastisite modülünü

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \tag{2.39}$$

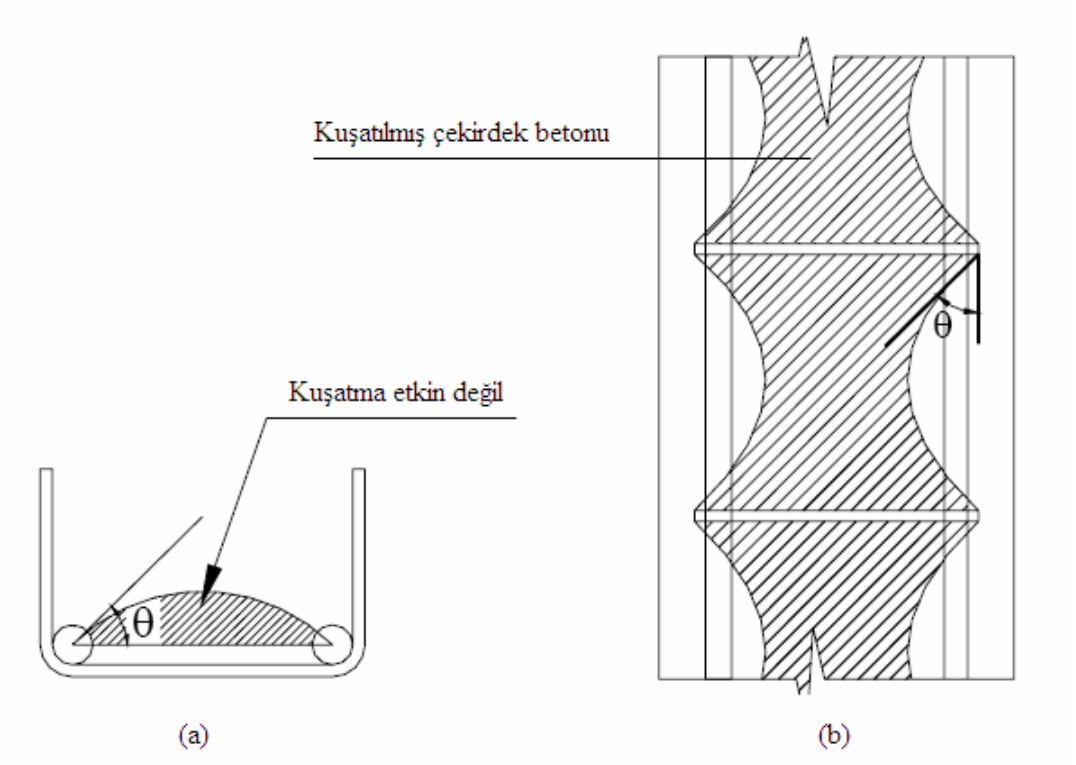
sekant elastisite modülünü göstermektedir.

Sargısız kabuk betonu için $\varepsilon_c > 2\varepsilon_{c0}$ olan bölgede gerilme – birim şekildeğiştirme bağıntısının doğrusal olarak azaldığı varsayılarak betonun dökülmesine karşı gelen birim şekildeğiştirme değerinde gerilme sıfır değerini alır.



Şekil 2.37 : Mander Beton Modeli

Mander, betonarme kesitte sargı basıncının etkili olduğu bölgeleri belirlemek için Sheikh ve Üzümeri'nin [34] yaklaşımını kullanmış, düşeyde etriyeler arasındaki ve yatayda mesnetlenmiş boyuna donatı çubukları arasındaki bölgede, kesitteki sargı gerilmelerinin ikinci derece parabol şeklinde değişeceği varsayımını yapmıştır, Şekil 2.38.



Şekil 2.38 : Kesitte ve Boyuna Doğrultuda Etkin Sargı Alanının Hesaplanması

Mander ikinci derece parabollerinin başlangıç teğet eğimini $\theta = 45^0$ alarak, kuşatmanın etkin olmadığı parabol alanlarını hesaplayarak bu değerleri çekirdek beton alanından çıkarmış ve etkin sargılanmış beton alanını bulmuştur. Bulunan etkin sargılanmış çekirdek beton alanını, çevre etriye eksenleri arasında kalan ve boyuna donatı alanı içermeyen çekirdek betonu alanına oranlayarak k_e *sargılama etkinlik katsayısını* belirlemiştir.

$$k_e = \left(1-\frac{\sum a_i^2}{6b_o h_o}\right)\left(1-\frac{s}{2b_o}\right)\left(1-\frac{s}{2h_o}\right)\left(1-\frac{A_s}{b_o h_o}\right)^{-1} \qquad (2.40)$$

Bu katsayı kullanılarak, x ve y doğrultularındaki etkili sargılama basıncı

$$f_{ex} = k_e \rho_x f_{yw} \quad ; \quad f_{ey} = k_e \rho_y f_{yw} \qquad (2.41)$$

ile hesaplanır.

Sargılanmış beton dayanımını veren

$$f_{cc} = \lambda_c f_{co} \qquad (2.42)$$

denkleminde, f_{co} sargısız betonun basınç dayanımıdır. λ_c ise

$$\lambda_c = 2.254\sqrt{1+7.94\frac{f_e}{f_{co}}} - 2\frac{f_e}{f_{co}} - 1.254 \tag{2.43}$$

bağıntısı ile belirlenir.

2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde f_e etkili sargılama basıncı için dikdörtgen kesitlerde Denklem 2.41'de verilen değerlerin ortalamasının alınması öngörülmektedir.

Sargılı betondaki maksimum basınç birim şekildeğiştirmesi

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\,\rho_s\,f_{yw}\,\varepsilon_{su}}{f_{cc}} \tag{2.44}$$

formülü ile hesaplanır.

Formülde ρ_s enine donatının hacimsel oranını, ε_{su} enine donatı çeliğinde maksimum gerilme altındaki birim uzama şekildeğiştirmesini göstermektedir.

3. PERFORMANSA DAYALI TASARIM VE DEĞERLENDİRME

Yerdeğiştirmeye bağlı performans kriterlerini esas alan yapısal değerlendirme ve tasarım kavramı, özellikle son yıllarda Amerika Birleşik Devletleri'nin deprem bölgelerindeki mevcut yapıların deprem güvenliklerinin daha gerçekçi olarak belirlenmesi ve yeterli güvenlikte olmayan yapıların güçlendirilmeleri çalışmaları sırasında ortaya konulmuş ve geliştirilmiştir.

Amerika Birleşik Devletleri'nin California eyaletinde, 1989 Loma Prieta ve 1994 Northridge depremlerinin neden olduğu büyük hasar, deprem etkileri altında yeterli bir dayanımı öngören performans kriterlerine alternatif olarak, yerdeğiştirmeye bağlı daha gerçekçi performans kriterlerini esas alan yöntemlerin geliştirilmesi gereksinimini ortaya çıkarmıştır.

Bu gereksinimi karşılamaya yönelik olarak, Applied Technology Council (ATC) tarafından *Guidelines and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings* - **ATC 40** [14] ve Federal Emergency Management Agency (FEMA) tarafından *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings* – **FEMA 273** [15]**, FEMA 356** [16] raporları yayınlanmıştır. Daha sonra, bu çalışmaların sonuçlarının irdelenerek geliştirilmesi amacıyla **ATC 55** projesi yürütülmüş ve projenin bulgularını içeren **FEMA 440** taslak raporu [17] hazırlanmıştır.

Ülkemizde, özellikle 1999 Adapazarı-Kocaeli ve Düzce depremlerinin ardından, mevcut yapıların deprem güvenliklerinin belirlenmesini ve yeterli deprem güvenliğine sahip olmayan yapıların güçlendirilmesini amaçlayan pratik uygulamalara hız verilmiştir. Ancak o tarihlerde, diğer bir çok ülkede olduğu gibi ülkemizde de mevcut yapıların deprem güvenliklerinin belirlenmesine yönelik bir yönetmeliğin henüz mevcut olmaması nedeniyle, bu uygulamaların önemli bir bölümü yeni yapılacak yapılar için geçerli olan yönetmelik (1998 Türk Deprem Yönetmeliği) esas alınarak gerçekleştirilmiştir. Bu durumun oluşturduğu sakıncaları

ortadan kaldırmak amacıyla, 2003 yılından başlayarak, deprem yönetmeliğine mevcut binaların deprem güvenliklerinin belirlenmesi ve güçlendirilmesi ile ilgili bir bölüm eklenmesi ve buna paralel olarak yönetmeliğin diğer bölümlerinin de güncelleştirilmesi çalışmaları yürütülerek tamamlanmıştır.

Aşağıdaki bölümlerde, 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nin (DBBHY'07), mevcut betonarme binaların deprem performans ve güvenliklerinin değerlendirmesine ilişkin bölümünün (Bölüm 7) temel ilkelerine ve uygulanmasına yönelik bilgi verilecektir, [19].

3.1. Binalardan Bilgi Toplanması

Mevcut binaların deprem performanslarının değerlendirilmesinde kullanılmak üzere, taşıyıcı sistem geometrisine, elemanların enkesit özelliklerine, malzeme karakteristiklerine ve zemin özelliklerine ilişkin bilgiler, binaların projelerinden, ilgili raporlardan, binada yapılacak gözlem ve ölçümler ile binadan alınacak malzeme örneklerine uygulanacak deneylerden elde edilebilir. Binalardan toplanan bilginin kapsam ve güvenilirliğine bağlı olarak

a) sınırlı bilgi düzeyi

b) orta bilgi düzeyi

c) kapsamlı bilgi düzeyi

olmak üzere, yönetmelikte üç bilgi düzeyi tanımlanmış ve bu bilgi düzeyleri için eleman kapasitelerine uygulanacak bilgi düzeyi katsayıları verilmiştir, Tablo 3.1.

Tablo 3.1 : Binalar için Bilgi Düzeyi Katsayıları

Bilgi Düzeyi	Bilgi Düzeyi Katsayısı
Sınırlı	0.75
Orta	0.90
Kapsamlı	1.00

3.2. Yapı Elemanlarında Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri

Yapıların deprem etkileri altındaki performanslarının değerlendirmesi genel olarak iki farklı kritere göre yapılabilmektedir. Doğrusal elastik değerlendirme yöntemlerinin esasını oluşturan ve *dayanım (kuvvet) bazlı değerlendirme* adı verilen

birinci tür değerlendirmede, yapı elemanlarının dayanım kapasiteleri elastik deprem yüklerinden oluşan ve doğrusal teoriye göre hesaplanan etkilerle karşılaştırılmakta ve yapı elemanının sünekliğini gözönüne alan, eleman bazındaki bir tür deprem yükü azaltma katsayıları çerçevesinde, binadan beklenen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmektedir. Doğrusal elastik olmayan değerlendirme yöntemlerinin esasını oluşturan, *yerdeğiştirme ve şekildeğiştirme bazlı değerlendirmenin* esas alındığı ve genel olarak malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan sistem hesabına dayanan yöntemlerde ise, belirli bir deprem etkisi için binadaki yerdeğiştirme istemine ulaşıldığında, yapıdan beklenen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmektedir.

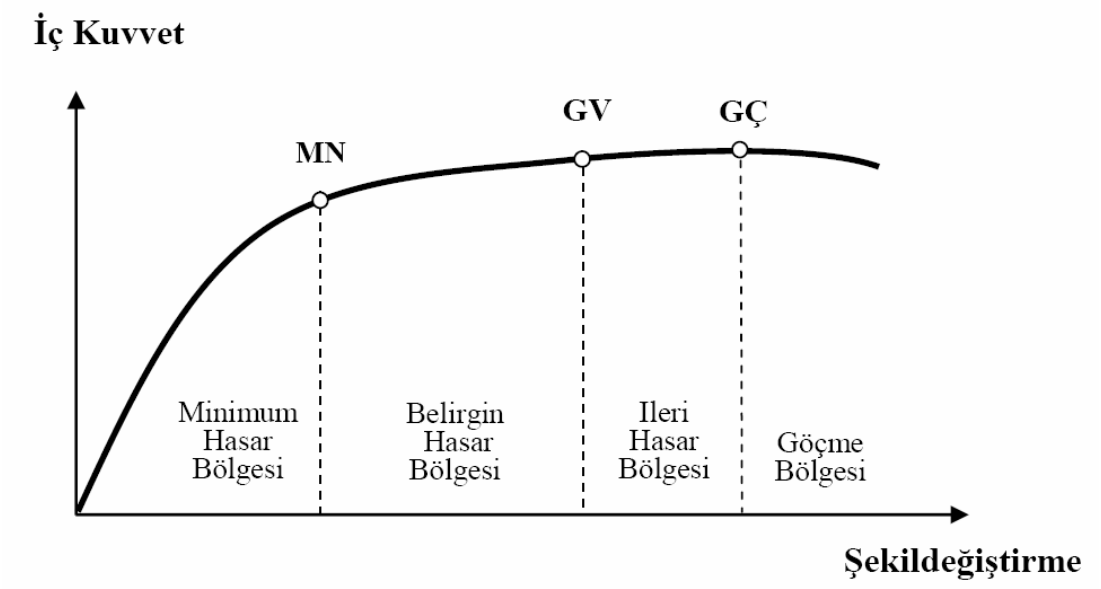
Her iki yaklaşımda da, yapı elemanları için hasar sınırları ve hasar bölgeleri tanımlanmıştır. Hasar sınırlarının belirlenmesinde, yapı elemanları "*sünek*" ve "*gevrek*" olarak iki sınıfa ayrılırlar. Sünek ve gevrek eleman tanımları, elemanların kapasitelerine hangi kırılma türü ile ulaştıkları ile ilgilidir.

3.2.1. Kesit hasar sınırları

Sünek elemanlar için kesit düzeyinde üç sınır durum tanımlanmıştır. Bunlar Minimum Hasar Sınırı (MN), Güvenlik Sınırı (GV) ve Göçme Sınırı (GÇ)'dır. Minimum hasar sınırı ilgili kesitte elastik ötesi davranışın başlangıcını, güvenlik sınırı kesitin dayanımını güvenli olarak sağlayabileceği elastik ötesi davranışın sınırını, göçme sınırı ise kesitin göçme öncesi davranışının sınırını tanımlamaktadır. Eksenel basınç ve kesme gibi etkiler altında kapasitesine ulaşan gevrek elemanlar için elastik ötesi davranışa izin verilmemektedir.

3.2.2. Kesit hasar bölgeleri

Kritik kesitlerinin hasarı MN'ye ulaşmayan elemanlar Minimum Hasar Bölgesi'nde, MN ile GV arasında kalan elemanlar Belirgin Hasar Bölgesi'nde, GV ve GÇ arasında kalan elemanlar İleri Hasar Bölgesi'nde, GÇ'yi aşan elemanlar ise Göçme Bölgesi'nde kabül edilirler, Şekil 3.1.



Şekil 3.1 : Kesit Hasar Bölgeleri

3.3. Bina Deprem Performans Düzeyleri

Performans düzeyleri verilen bir yapı için, verilen bir deprem etkisi altında öngörülen hasar miktarının sınır durumlarıdır. Bu sınır durumlar, binadaki taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanlardaki hasarın miktarına, bu hasarın can güvenliği bakımından bir tehlike oluşturup oluşturmamasına, deprem sonrasında binanın kullanılıp kullanılmamasına ve hasarın neden olduğu ekonomik kayıplara bağlı olarak belirlenir, [21].

2007 Türk Deprem Yönetmeliği binaların deprem performansını, uygulanan deprem etkisi altında binada oluşması beklenen yapısal hasara bağlı olarak tanımlamaktadır. Yönetmelikte tanımlanan doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerinin uygulanması ve eleman hasar bölgelerine karar verilmesi ile bina deprem performans seviyesi belirlenir.

3.3.1. Hemen kullanım performans düzeyi

Uygulanan deprem etkisi altında yapısal elemanlarda oluşan hasar minimum düzeydedir ve elemanlar rijitlik ve dayanım özelliklerini korumaktadırlar. Yapıda kalıcı ötelenmeler oluşmamıştır. Az sayıda elemanda akma sınırı aşılmış olabilir. Yapısal olmayan elemanlarda çatlamalar görülebilir, ancak bunlar onarılabilir düzeydedir.

Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda kirişlerin en fazla %10'u belirgin hasar bölgesi'ne geçebilir, ancak diğer taşıyıcı elemanlarının tümü minimum hasar bölgesi'ndedir. Eğer varsa, gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirilmeleri kaydı ile, bu durumdaki binaların *Hemen Kullanım Performans Düzeyi*'nde olduğu kabul edilir.

3.3.2. Can güvenliği performans düzeyi

Uygulanan deprem etkisi altında yapısal elemanların bir kısmında hasar görülür, ancak bu elemanlar yatay rijitliklerinin ve dayanımlarının önemli bölümünü korumaktadırlar. Düşey elemanlar düşey yüklerin taşınması için yeterlidir. Yapısal olmayan elemanlarda hasar bulunmakla birlikte dolgu duvarları yıkılmamıştır. Yapıda az miktarda kalıcı ötelenmeler oluşabilir; ancak gözle farkedilebilir değerlerde değildir.

Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda kirişlerin en fazla %30'u ve kolonların bir kısmı ileri hasar bölgesine geçebilir. Ancak ileri hasar bölgesindeki kolonların, tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine katkısı %20'nin altında olmalıdır. Diğer taşıyıcı elemanların tümü minimum hasar bölgesi veya belirgin hasar bölgesindedir. Bu durumda, eğer varsa, gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirilmeleri koşulu ile, bina *Can Güvenliği Performans Düzeyi*'nde kabul edilir. Can güvenliği performans düzeyinin kabul edilebilmesi için herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden minimum hasar sınırı aşılmış olan kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetinin, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine oranının %30'u aşmaması gerekir. En üst katta ileri hasar bölgesindeki kolonların kesme kuvvetleri toplamının, o kattaki tüm kolonların kesme kuvvetlerinin toplamına oranı en fazla %40 olabilir. Binanın güçlendirilmesine, güvenlik sınırını aşan elemanların sayısına ve yapı içindeki dağılımına göre karar verilir.

3.3.3. Göçme öncesi performans düzeyi

Uygulanan deprem etkisi altında yapısal elemanların önemli bir kısmında hasar görülür. Bu elemanların bazıları yatay rijitliklerinin ve dayanımlarının önemli bölümünü yitirmişlerdir. Düşey elemanlar düşey yüklerin taşınmasında yeterlidir; ancak bazıları eksenel kapasitelerine ulaşmıştır. Yapısal olmayan elemanlar

hasarlıdır, dolgu duvarların bir bölümü yıkılmıştır. Yapıda kalıcı ötelenmeler oluşmuştur.

Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda kirişlerin en fazla %20'si göçme bölgesine geçebilir. Diğer taşıyıcı elemanların tümü minimum hasar bölgesi, belirgin hasar bölgesi veya ileri hasar bölgesindedir. Bu durumda bina, eğer varsa, gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirilmeleri koşulu ile, *Göçmenin Öncesi Performans Düzeyi*'nde kabul edilir. Göçmenin önlenmesi durumunun kabul edilebilmesi için herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden minimum hasar sınırı aşılmış olan kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetinin, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kat kesme kuvvetine oranının %30'u aşmaması gerekir. Binanın mevcut durumunda kullanımı can güvenliği bakımından sakıncalıdır ve bina güçlendirilmelidir. Ancak güçlendirmenin ekonomik verimliliği değerlendirilmelidir.

3.3.4. Göçme durumu

Yapı uygulanan deprem etkisi altında göçme durumuna ulaşır. Düşey elemanların bir bölümü göçmüştür. Göçmeyenler düşey yükleri taşıyabilmektedir; ancak rijitlikleri ve dayanımları çok azalmıştır. Yapısal olmayan elemanların büyük çoğunluğu göçmüştür. Yapıda belirgin kalıcı ötelenmeler oluşmuştur. Yapı tamamen göçmüştür veya yıkılmanın eşiğindedir ve daha sonra meydana gelebilecek hafif şiddette bir yer hareketi altında bile yıkılma olasılığı yüksektir.

Bina göçme öncesi performans düzeyini sağlamıyorsa *Göçme Durumu*'ndadır. Binanın güçlendirme uygulanmadan, mevcut durumu ile kullanılması can güvenliği bakımından sakıncalıdır. Bununla beraber, güçlendirme de çok kere ekonomik olmayabilir.

3.4. Performans Belirlemede Esas Alınacak Deprem Hareketleri

Performansa dayalı değerlendirme ve tasarımda gözönüne alınmak üzere, farklı düzeyde üç deprem hareketi tanımlanmıştır. Bu deprem hareketleri genel olarak, 50 yıllık bir süreç içindeki aşılma olasılıkları ile ve benzer depremlerin oluşumu arasındaki zaman aralığı (dönüş periyodu) ile ifade edilirler.

1- *Servis (kullanım) depremi* : 50 yılda aşılma olasılığı % 50 olan yer hareketidir. Yaklaşık dönüş periyodu 72 yıldır. Bu depremin etkisi, aşağıda tanımlanan tasarım depreminin yarısı kadardır.

2- *Tasarım depremi* : 50 yılda aşılma olasılığı % 10 olan yer hareketidir. Yaklaşık dönüş periyodu 475 yıldır. Bu deprem 1998 ve 2007 Türk Deprem Yönetmelikleri'nde esas alınmaktadır.

3- *En büyük deprem* : 50 yılda aşılma olasılığı % 2, dönüş periyodu yaklaşık 2475 yıl olan bir depremdir. Bu depremin etkisi tasarım depreminin yaklaşık olarak 1.50 katıdır.

3.5. Performans Hedefi ve Çok Seviyeli Performans Hedefleri

Belirli bir deprem hareketi altında, bina için öngörülen yapısal performans düzeyi, *performans hedefi* olarak tanımlanır. Bir bina için, birden fazla yer hareketi altında farklı performans hedefleri öngörülebilir. Buna *çok seviyeli performans hedefi* denir. Mevcut ve güçlendirilecek binaların deprem performanslarının belirlenmesinde esas alınacak deprem düzeyleri ve bu deprem düzeylerinde binalar için öngörülen minimum performans hedefleri Tablo 3.2'de verilmiştir.

Tablo 3.2 : Binalar İçin Öngörülen Minimum Performans Hedefleri

Binanın Kullanım Amacı ve Türü	***Depremin Aşılma Olasılığı***		
	50 yılda %50	*50 yılda %10*	*50 yılda %2*
Deprem Sonrası Kullanımı Gereken Binalar: Hastaneler, sağlık tesisleri, itfaiye binaları, haberleşme ve enerji tesisleri, ulaşım istasyonları, vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, afet yönetim merkezleri, vb.	–	**HK**	**CG**
İnsanların Uzun Süreli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar: Okullar, yatakhaneler, yurtlar, pansiyonlar, askeri kışlalar, cezaevleri, müzeler, vb.	–	**HK**	**CG**
İnsanların Kısa Süreli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar: Sinema, tiyatro, konser salonları, kültür merkezleri, spor tesisleri	**HK**	**CG**	–
Tehlikeli Madde İçeren Binalar: Toksik, parlayıcı ve patlayıcı özellikleri olan maddelerin bulunduğu ve depolandığı binalar	–	**HK**	**GÖ**
Diğer Binalar: Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (konutlar, işyerleri, oteller, turistik tesisler, endüstri yapıları, vb.)	–	**CG**	–

3.6. Performans Belirlenmesi ve Kullanılan Analiz Yöntemleri

Aşağıdaki paragraflarda ilk olarak, 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre mevcut ve güçlendirilecek binaların deprem performanslarının belirlenmesi amacıyla uygulanan doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri için öngörülen genel ilke ve kurallar açıklanacak, daha sonra doğrusal elastik hesap yöntemleri ile deprem performansı belirlenmesi hakkında bilgi verilecektir. İlerleyen bölümlerde, tez kapsamında yer alan doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerinin 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde belirtilen hesap adımları incelenecek ve son olarak doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleriyle deprem performansının nasıl belirleneceği açıklanacaktır.

3.6.1. Doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri için genel ilke ve kurallar

2007 Türk Deprem Yönetmeliği, mevcut ve güçlendirilecek binaların deprem performanslarının belirlenmesi amacıyla uygulanmak üzere doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerini önermektedir. Teorik olarak farklı yaklaşımları esas alan bu yöntemlerle yapılacak performans değerlendirmelerinin tamamen aynı sonucu vermesi beklenmemektedir. Her iki yöntem için geçerli olan genel ilke ve kurallar aşağıda belirtilmiştir, [19].

- Deprem etkisinin tanımında, yönetmelikte aynı zamanda tasarım için verilmiş olan 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremin elastik (azaltılmamış) ivme spektrumu kullanılır. Çok seviyeli performans değerlendirmesi gerekli olan binalarda, 50 yılda aşılma olasıkları %50 ve %2 olan depremler için spektrum ordinatları sırası ile 0.5 ve 1.5 katsayıları ile çarpılır, buna karşılık bina önem katsayısı uygulanmaz (I =1.0).
- Binaların deprem performansı, yapıya etkiyen düşey yüklerin ve deprem kuvvetlerinin birleşik etkileri altında değerlendirilir. Kat kütleleri kat ağırlıkları ile, hareketli düşey yükler de gözönüne alınan kütleler ile uyumlu olacak şekilde tanımlanır.
- Deprem kuvvetleri binaya her iki doğrultuda ve her iki yönde ayrı ayrı etki ettirilir.

- Deprem hesabında kullanılacak zemin parametreleri yönetmeliğin ilgili bölümüne göre belirlenir.
- Binanın taşıyıcı sistem modeli, deprem kuvvetleri ile düşey yüklerin ortak etkileri altında yapı elemanlarında oluşacak iç kuvvet, yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmeleri hesaplamak için yeterli doğrulukta hazırlanır.
- Döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, her katta iki yatay yerdeğiştirme ile düşey eksen etrafında dönme serbestlik dereceleri gözönüne alınır. Kat serbestlik dereceleri her katın kütle merkezinde tanımlanır ve ek dışmerkezlik uygulanmaz.
- Mevcut binaların taşıyıcı sistemlerindeki belirsizlikler, bilgi düzeyi katsayıları aracılığı ile hesap yöntemlerine yansıtılır.
- Kısa kolonlar, taşıyıcı sistem modelinde gerçek serbest boyları ile tanımlanır.
- Bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki betonarme kesitlerin etkileşim diyagramlarının tanımlanması aşağıda verilen ilkelere göre yapılır.
    (a) Analizde beton ve donatı çeliğinin bilgi düzeyine göre belirlenen mevcut dayanımları esas alınır.
    (b) Betonun maksimum basınç birim şekildeğiştirmesi 0.003, donatı çeliğinin maksimum birim şekil değiştirmesi ise 0.01 olarak alınabilir.
    (c) Etkileşim diyagramları uygun biçimde doğrusallaştırılarak çok doğrulu veya çok düzlemli diyagramlar olarak modellenebilir.
- Betonarme sistemlerin eleman boyutlarının tanımında birleşim bölgeleri sonsuz rijit uç bölgeleri olarak gözönüne alınabilir.
- Eğilme etkisindeki betonarme elemanlarda çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitlikleri $(EI)_e$ kullanılır. Daha kesin bir hesap yapılmadıkça, etkin eğilme rijitlikleri için
    (a) kirişlerde: $(EI)_e = 0.40\ (EI)_o$
    (b) kolon ve perdelerde, $N_D / (A_c\ f_{cm}) \leq 0.10$ durumunda: $(EI)_e = 0.40\ (EI)_o$
    $N_D / (A_c\ f_{cm}) \geq 0.40$ durumunda: $(EI)_e = 0.80\ (EI)_o$
    değerleri kullanılır. Eksenel basınç kuvveti N_D'nin ara değerleri için

doğrusal enterpolasyon yapılabilir. N_D, deprem hesabında esas alınan toplam kütlelerle uyumlu yüklerin gözönüne alındığı ve çatlamamış kesitlere ait $(EI)_o$ eğilme rijitliklerinin kullanıldığı bir ön düşey yük hesabı ile belirlenir. Deprem hesabı için başlangıç durumunu oluşturan düşey yük hesabı, çatlamış kesit için tanımlanan etkin eğilme rijitliği $(EI)_e$ kullanılarak deprem hesabında esas alınan kütlelerle uyumlu yüklere göre yeniden yapılır. Deprem hesabında da aynı rijitlikler kullanılır.

- Betonarme tablalı kirişlerin pozitif ve negatif plastik momentlerinin hesabında tabla betonu ve içindeki donatı hesaba katılabilir.
- Betonarme elemanlarda kenetlenme veya bindirme boyunun yetersiz olması durumunda, kesit kapasite momentinin hesabında ilgili donatının akma gerilmesi kenetlenme veya bindirme boyundaki eksikliği oranında azaltılabilir.
- Zemindeki şekildeğiştirmelerin yapı davranışını etkileyebileceği durumlarda zemin özellikleri analiz modeline yansıtılır.

3.6.2. Doğrusal elastik hesap yöntemleri

3.6.2.1. Yöntemin esasları

2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde öngörülen ve binaların deprem performanslarının belirlenmesi için kullanılan doğrusal elastik hesap yöntemleri, *Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi ve Mod Birleştirme Yöntemi*' dir. Dayanım bazlı olan bu yöntemlerin amacı, verilen bir deprem etkisi altında, deprem yükü azaltma katsayısının R_a=1 değeri için hesaplanan etkiler ile yapı elemanlarının artık kapasiteleri arasındaki etki/kapasite oranlarının hesaplanması ve bu değerlerin ilgili sınır değerler ile karşılaştırılması suretiyle yapı elemanlarının kesit hasar bölgelerinin belirlenmesi ve bunlardan yararlanarak bina düzeyinde performans değerlendirmesi yapılmasıdır.

3.6.2.2. Eşdeğer deprem yükü yöntemi

Eşdeğer deprem yükü yöntemi, bodrum üzerinde toplam yüksekliği 25 metreyi ve toplam kat sayısı 8'i aşmayan, ayrıca ek dışmerkezlik gözönüne alınmaksızın hesaplanan burulma düzensizliği katsayısı $\eta_{bi} < 1.4$ olan binalara uygulanır. Toplam

eşdeğer deprem yükünün (taban kesme kuvveti) hesabında R_a=1 alınır ve denklemin sağ tarafı λ katsayısı ile çarpılır. λ katsayısı bodrum hariç bir ve iki katlı binalarda 1.0, diğerlerinde 0.85 değerini almaktadır.

3.6.2.3. Mod birleştirme yöntemi

Mod Birleştirme Yöntemi ile hesapta R_a=1 alınır, diğer bir deyişle, elastik deprem spektrumları azaltılmadan, aynen kullanılır. Uygulanan deprem doğrultusu ve yönü ile uyumlu eleman iç kuvvetlerinin ve kapasitelerinin hesabında, bu doğrultuda hakim olan modda elde edilen iç kuvvet doğrultuları esas alınır.

3.6.2.4. Yapı elemanlarında hasar düzeylerinin belirlenmesi

Doğrusal elastik hesap yöntemleri ile betonarme sünek elemanların hasar düzeylerinin belirlenmesinde, gözönüne alınan elemanın etki/kapasite oranı (r) olarak ifade edilen sayısal değerler kullanılır.

Kırılma türü eğilme olan elemanlar sünek, kesme olan elemanlar ise gevrek eleman olarak sınıflanır. Kolon, kiriş ve perdelerin sünek eleman olarak sayılabilmeleri için bu elemanların kritik kesitlerinde eğilme kapasitesi ile uyumlu olarak hesaplanan kesme kuvveti V_e'nin, bilgi düzeyi ile uyumlu mevcut malzeme dayanımı değerleri kullanılarak TS-500'e göre hesaplanan kesme kapasitesi V_r'yi aşmaması gereklidir. V_e'nin hesabı kolonlar, kirişler ve perdeler için yönetmelikte belirtilen ilgili bölümlere göre yapılır, ancak perdelerde kesme kuvveti dinamik büyütme katsayısı βv=1 alınır. Kolon, kiriş ve perdelerde V_e'nin hesabında pekleşmeli taşıma gücü momentleri yerine taşıma gücü momentleri kullanılır. Düşey yükler ile birlikte, elastik deprem yükü azaltma katsayısı R_a = 1 alınarak depremden hesaplanan toplam kesme kuvvetinin V_e'den küçük olması durumunda ise, V_e yerine bu kesme kuvveti kullanılır. Ek koşul olarak perdelerin sünek eleman olarak sayılabilmesi için ayrıca H_w / ℓ_w > 2.0 koşulunu sağlaması gerekir. Bu koşulları sağlamayan betonarme elemanlar *gevrek olarak hasar gören elemanlar* olarak nitelendirilir.

Kırılma türü eğilme olan sünek kiriş, kolon ve perde kesitlerinin etki/kapasite oranı, deprem etkisi altında elastik deprem yükü azaltma katsayısı R_a = 1 alınarak hesaplanan kesit momentinin kesit artık moment kapasitesine bölünmesi ile elde edilir. Kesit artık moment kapasitesi, kesitin eğilme momenti kapasitesi ile düşey yükler altında kesitte hesaplanan moment etkisinin farkıdır. Etki/kapasite oranının

hesabında, uygulanan deprem kuvvetinin yönü dikkate alınır. Kiriş mesnetlerinde düşey yükler altında hesaplanan moment etkisi, yeniden dağılım ilkesine göre en fazla %15 oranında azaltılabilir. Sarılma bölgesindeki enine donatının düzeni ve miktarı bakımından yönetmeliğin ilgili bölümlerindeki koşulları sağlayan betonarme kolonlar, betonarme kirişler ve betonarme perdeler "sargılanmış", sağlamayanlar ise "sargılanmamış" eleman sayılır. "Sargılanmış" sayılan elemanlarda sargı donatılarının "özel deprem etriyeleri ve çirozları" olarak düzenlenmiş olması ve donatı aralıklarının yönetmelikte belirtilen koşulları sağlaması gereklidir.

Hesaplanan kiriş, kolon ve perde kesitlerinin etki/kapasite (r) oranları, yönetmelikte verilen ilgili sınır değerler (r_s) ile karşılaştırılarak elemanların hangi hasar bölgesinde olduğuna karar verilir.

Kiriş, kolon ve perdelerde etki/kapasite oranlarının sınır değerleri Tablo 3.3 - 3.5'te verilmiştir.

Tablo 3.3 : Betonarme Kirişler İçin Hasar Sınırlarını Tanımlayan Etki/Kapasite Oranları (r_s)

Sünek Kirişler			**Hasar Sınırı**		
$\frac{\rho-\rho'}{\rho_b}$	Sargılama	$\frac{V_e}{b_w d\ f_{ctm}}$ (1)	**MN**	**GV**	**GÇ**
≤ 0.0	Var	≤ 0.65	3	7	10
≤ 0.0	Var	≥ 1.30	2.5	5	8
≥ 0.5	Var	≤ 0.65	3	5	7
≥ 0.5	Var	≥ 1.30	2.5	4	5
≤ 0.0	Yok	≤ 0.65	2.5	4	6
≤ 0.0	Yok	≥ 1.30	2	3	5
≥ 0.5	Yok	≤ 0.65	2	3	5
≥ 0.5	Yok	≥ 1.30	1.5	2.5	4

Tablo 3.4 : Betonarme Kolonlar İçin Hasar Sınırlarını Tanımlayan Etki/Kapasite Oranları (r_s)

Sünek Kolonlar			Hasar Sınırı		
$\frac{N_K}{A_c f_{cm}}$ (1)	Sargılama	$\frac{V_e}{b_w d\, f_{ctm}}$ (2)	MN	GV	GÇ
≤ 0.1	Var	≤ 0.65	3	6	8
≤ 0.1	Var	≥ 1.30	2.5	5	6
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Var	≤ 0.65	2	4	6
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Var	≥ 1.30	1.5	2.5	3.5
≤ 0.1	Yok	≤ 0.65	2	3.5	5
≤ 0.1	Yok	≥ 1.30	1.5	2.5	3.5
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Yok	≤ 0.65	1.5	2	3
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Yok	≥ 1.30	1	1.5	2
≥ 0.7	–	–	1	1	1

Tablo 3.5 : Betonarme Perdeler İçin Hasar Sınırlarını Tanımlayan Etki/Kapasite (r_s)

Sünek Perdeler	Hasar Sınırı		
Perde Uç Bölgesinde Sargılama	MN	GV	GÇ
Var	3	6	8
Yok	2	4	6

3.6.3. Doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri

3.6.3.1. Tanım

Deprem etkileri altındaki mevcut binaların yapısal performanslarının belirlenmesi ve güçlendirme analizleri için kullanılacak doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerinin amacı, verilen bir deprem için sünek davranışa ilişkin plastik şekildeğiştirme istemleri ile gevrek davranışa ilişkin iç kuvvet istemlerinin hesaplanmasıdır. Daha sonra bu istem büyüklükleri, bu bölümde tanımlanan şekildeğiştirme ve iç kuvvet kapasiteleri ile karşılaştırılarak, kesit ve bina düzeyinde yapısal performans değerlendirmesi yapılır.

2007 Türk Deprem Yönetmeliği kapsamında yer alan doğrusal elastik olmayan analiz yöntemleri, *Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi*, *Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi* ve *Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi*'dir. İlk iki yöntem, mevcut binaların deprem performanslarının belirlenmesinde ve güçlendirilmesinde artımsal itme analizinin esas alındığı yöntemlerdir. Aşağıda tez kapsamında yer alan

doğrusal elastik olmayan analiz yöntemlerinden, *Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi* ve *Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi*'ne yer verilecektir.

3.6.3.2. Artımsal itme analizi ile performans değerlendirmesinde izlenecek hesap adımları

Artımsal İtme Analizi esas alınarak yapılacak doğrusal elastik olmayan performans değerlendirmesinde izlenen yolun adımları aşağıda özetlenmiştir.

(a) Genel ilke ve kurallara ek olarak, taşıyıcı sistem elemanlarında doğrusal olmayan davranışın idealleştirilmesine ve analiz modelinin oluşturulmasına yönelik kurallar esas alınır.

(b) Artımsal itme analizinden önce, kütlelerle uyumlu düşey yüklerin gözönüne alındığı bir doğrusal olmayan statik analiz yapılır. Bu analizin sonuçları, artımsal itme analizinin başlangıç koşulları olarak dikkate alınır.

(c) Artımsal itme analizinin Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi kapsamında yapılması durumunda, koordinatları "modal yerdeğiştirme-modal ivme" olarak tanımlanan birinci (hakim) moda ait "modal kapasite diyagramı" elde edilir. Bu diyagram ile birlikte, elastik davranış spektrumu ve farklı aşılma olasılıkları için bu spektrum üzerinde yapılan değişiklikler gözönüne alınarak, birinci (hakim) moda ait modal yerdeğiştirme istemi belirlenir. Son aşamada, modal yerdeğiştirme istemine karşı gelen yerdeğiştirme, plastik şekildeğiştirme (plastik dönmeler) ve iç kuvvet istemleri hesaplanır.

(d) Artımsal itme analizinin Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi ile yapılması durumunda, gözönüne alınan bütün modlara ait "modal kapasite diyagramları" ile birlikte modal yerdeğiştirme istemleri de elde edilir. Bunlara bağlı olarak taşıyıcı sistemde meydana gelen yerdeğiştirme, plastik şekildeğiştirme (plastik dönmeler) ve iç kuvvet istemleri hesaplanır.

(e) Plastikleşen (sünek) kesitlerde hesaplanmış bulunan plastik dönme istemlerinden plastik eğrilik istemleri ve son olarak toplam eğrilik istemleri elde edilir. Daha sonra bunlara bağlı olarak betonarme kesitlerde betonda ve donatı çeliğinde meydana gelen birim şekildeğiştirme istemleri hesaplanır. Bu istem değerleri, kesit düzeyinde çeşitli hasar sınırları için yönetmeliğin ilgili bölümünde tanımlanan birim şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak kesit düzeyinde sünek davranışa ilişkin performans

değerlendirmesi yapılır. Analiz sonucunda elde edilen kesme kuvveti istemleri ise, yönetmelikte tanımlanan kapasitelerle karşılaştırılarak kesit düzeyinde gevrek davranışa ilişkin performans değerlendirmesi yapılır.

3.6.3.3. Doğrusal elastik olmayan davranışın idealleştirilmesi

Malzeme bakımından doğrusal elastik olmayan davranışın idealleştirilmesi için, mühendislik uygulamalarındaki yaygınlığı ve pratikliği nedeni ile, doğrusal elastik olmayan analiz için *yığılı plastik davranış modeli* esas alınmıştır. Basit eğilme durumunda *plastik mafsal hipotezi*'ne karşı gelen bu modelde, çubuk eleman olarak idealleştirilen kiriş, kolon ve perde türü taşıyıcı sistem elemanlarındaki iç kuvvetlerin plastik kapasitelerine eriştiği sonlu uzunluktaki bölgeler boyunca, plastik şekildeğiştirmelerin düzgün yayılı biçimde oluştuğu varsayılmaktadır. Plastik mafsal boyu olarak adlandırılan *plastik şekildeğiştirme bölgesi*'nin uzunluğu (L_p), çalışan doğrultudaki kesit boyutu (h)'nin yarısına eşit alınır.

$$L_p = 0.5\ h \qquad (3.1)$$

Sadece eksenel kuvvet altında plastik şekildeğiştirme yapan elemanların plastik şekildeğiştirme bölgelerinin uzunluğu, ilgili elemanın serbest boyuna eşit alınır.

Yığılı plastik şekildeğiştirmeyi temsil eden *plastik kesit*'in, teorik olarak plastik şekildeğiştirme bölgesinin tam ortasına yerleştirilmesi gerekir. Ancak pratik uygulamalarda aşağıda belirtilen yaklaşık idealleştirmeler yapılabilir:

(a) Kolon ve kirişlerde plastik kesitler, kolon-kiriş birleşim bölgesinin hemen dışına, diğer deyişle kolon veya kirişlerin net açıklıklarının uçlarına konulabilir. Ancak, düşey yüklerin etkisinden ötürü kiriş açıklıklarında da plastik mafsalların oluşabileceği gözönüne alınmalıdır.

(b) Betonarme perdelerde, plastik kesitlerin her katta perde kesiminin alt ucuna konulmasına izin verilebilir. U, T, L veya kutu kesitli perdeler, bütün kolları birlikte çalışan tek perde olarak idealleştirilmelidir. Binaların bodrum katlarında rijit çevre perdelerinin bulunması durumunda, bu perdelerden üst katlara doğru devam eden perdelerin plastik kesitleri bodrum üstünden başlamak üzere konulmalıdır.

Bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki betonarme kesitlerin etkileşim diyagramlarının tanımlanması aşağıda verilen ilkelere göre yapılır:

(a) Analizde beton ve donatı çeliğinin bilgi düzeyine göre belirlenen mevcut dayanımları esas alınır.

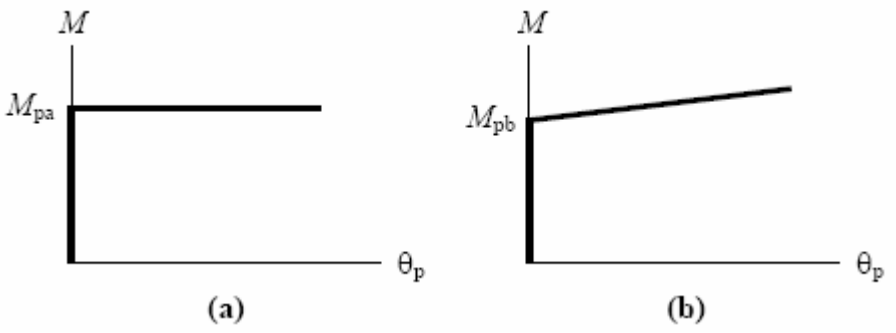
(b) Betonun maksimum basınç birim şekildeğiştirmesi 0.003, donatı çeliğinin maksimum birim şekildeğiştirmesi ise 0.01 alınabilir.

Etkileşim diyagramları uygun biçimde doğrusallaştırılarak çok doğrulu veya çok düzlemli diyagramlar olarak modellenebilir.

İtme analizi modelinde kullanılacak plastik kesitlerin iç kuvvet - plastik şekildeğiştirme bağıntıları ile ilgili olarak, aşağıdaki idealleştirmeler yapılabilir:

(a) İç kuvvet-plastik şekildeğiştirme bağıntılarında pekleşme etkisi (plastik dönme artışına bağlı olarak plastik momentin artışı) yaklaşık olarak terk edilebilir, Şekil 3.2a. Bu durumda, bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki kesitlerde plastikleşmeyi izleyen itme adımlarında, iç kuvvetlerin akma yüzeyinin üzerinde kalması koşulu ile plastik şekildeğiştirme vektörünün akma yüzeyine yaklaşık olarak dik olması koşulu gözönüne alınır.

(b) Pekleşme etkisinin gözönüne alınması durumunda (Şekil 3.2b), bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki kesitlerde plastikleşmeyi izleyen itme adımlarında iç kuvvetlerin ve plastik şekildeğiştirme vektörünün sağlaması gereken koşullar, ilgili literatürden alınan uygun bir pekleşme modeline göre tanımlanır.



Şekil 3.2 : Eğilme Momenti – Plastik Dönme Bağıntıları

3.6.3.4. Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile itme analizi

Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nin amacı, birinci (deprem doğrultusunda hakim) titreşim mod şekli ile orantılı olacak şekilde, deprem istem sınırına kadar monotonik olarak adım adım arttırılan eşdeğer deprem yüklerinin etkisi altında *doğrusal olmayan itme analizi*'nin yapılmasıdır. Düşey yük analizini izleyen itme analizinin her bir adımında taşıyıcı sistemde meydana gelen yerdeğiştirme, plastik

şekildeğiştirme ve iç kuvvet artımları ile bunlara ait birikimli (kümülatif) değerler ve son adımda deprem istemine karşı gelen maksimum değerler hesaplanır.

Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nin kullanılabilmesi için, binanın kat sayısının bodrum hariç 8'den fazla olmaması ve herhangi bir katta ek dışmerkezlik gözönüne alınmaksızın doğrusal elastik davranışa göre hesaplanan burulma düzensizliği katsayısının $\eta_{bi} < 1.4$ koşulunu sağlaması gereklidir. Ayrıca gözönüne alınan deprem doğrultusunda, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) titreşim moduna ait etkin kütlenin toplam bina kütlesine (rijit perdelerle çevrelenen bodrum katlarının kütleleri hariç) oranının en az 0.70 olması zorunludur.

Artımsal itme analizi sırasında, eşdeğer deprem yükü dağılımının, taşıyıcı sistemdeki plastik kesit oluşumlarından bağımsız biçimde sabit kaldığı varsayımı yapılabilir. Bu durumda yük dağılımı, analizin başlangıç adımında doğrusal elastik davranış için hesaplanan birinci (deprem doğrultusundaki hakim) doğal titreşim mod şekli genliği ile ilgili kütlenin çarpımından elde edilen değerle orantılı olacak şekilde tanımlanır. Kat döşemeleri rijit diyafram olarak idealleştirilen binalarda, birinci (hakim) doğal titreşim mod şeklinin genlikleri olarak her katın kütle merkezindeki birbirine dik iki yatay öteleme ile kütle merkezinden geçen düşey eksen etrafındaki dönme gözönüne alınır.

Sabit yük dağılımına göre yapılan itme analizi ile, koordinatları "tepe yerdeğiştirmesi – taban kesme kuvveti" olan *itme eğrisi* elde edilir. Tepe yerdeğiştirmesi, binanın en üst katındaki kütle merkezinde, gözönüne alınan x deprem doğrultusunda, her itme adımında hesaplanan yerdeğiştirmedir. Taban kesme kuvveti ise, her adımda eşdeğer deprem yüklerinin x deprem doğrultusundaki toplamıdır. İtme eğrisine uygulanan koordinat dönüşümü ile, koordinatları "*modal yerdeğiştirme – modal ivme*" olan modal kapasite diyagramı aşağıdaki şekilde elde edilebilir:

(a) (i)'inci itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modal ivme $a_1^{(i)}$ aşağıdaki şekilde elde edilir:

$$a_1^{(i)} = \frac{V_{x1}^{(i)}}{M_{x1}} \tag{3.2}$$

denklemde $V_{x1}^{(i)}$ x deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci (hakim) moda ait taban kesme kuvvetini, M_{x1} x deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış için tanımlanan birinci (hakim) moda ait etkin kütleyi göstermektedir.

(b) (i)'inci itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modal yer değiştirme $d_1^{(i)}$ 'nin hesabı için ise, aşağıdaki bağıntıdan yararlanılabilir:

$$d_1^{(i)} = \frac{u_{xN1}^{(i)}}{\Phi_{xN1}\,\Gamma_{x1}} \tag{3.3}$$

Birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modal katkı çarpanı Γ_{x1}, x deprem doğrultusunda taşıyıcı sistemin başlangıç adımındaki doğrusal elastik davranışı için tanımı ilgili bölümde yapılan L_{x1} ve 1. doğal titreşim moduna ait modal kütle M_1'den yararlanılarak:

$$\Gamma_{x1} = \frac{L_{x1}}{M_1} \tag{3.4}$$

şeklinde elde edilir.

İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı ile elastik davranış spektrumu ve farklı aşılma olasılıklı deprem istemi için bu spektrum üzerinde yapılan değişiklikler gözönüne alınarak, birinci (hakim) moda ait maksimum modal yerdeğiştirme, diğer deyişle, modal yerdeğiştirme istemi hesaplanır. Tanım olarak modal yerdeğiştirme istemi, $d_1^{(p)}$, doğrusal olmayan (nonlineer) spektral yerdeğiştirme S_{di1}'e eşittir:

$$d_1^{(p)} = S_{di1} \tag{3.5}$$

Doğrusal elastik olmayan (nonlineer) spektral yerdeğiştirme, S_{di1} , itme analizinin ilk adımında, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) moda ait $T_1^{(1)}$ başlangıç periyoduna karşı gelen doğrusal elastik (lineer) spektral yerdeğiştirme S_{de1}'e bağlı olarak Denk.(3.6) ile elde edilir:

$$S_{di1} = C_{R1}\, S_{de1} \tag{3.6}$$

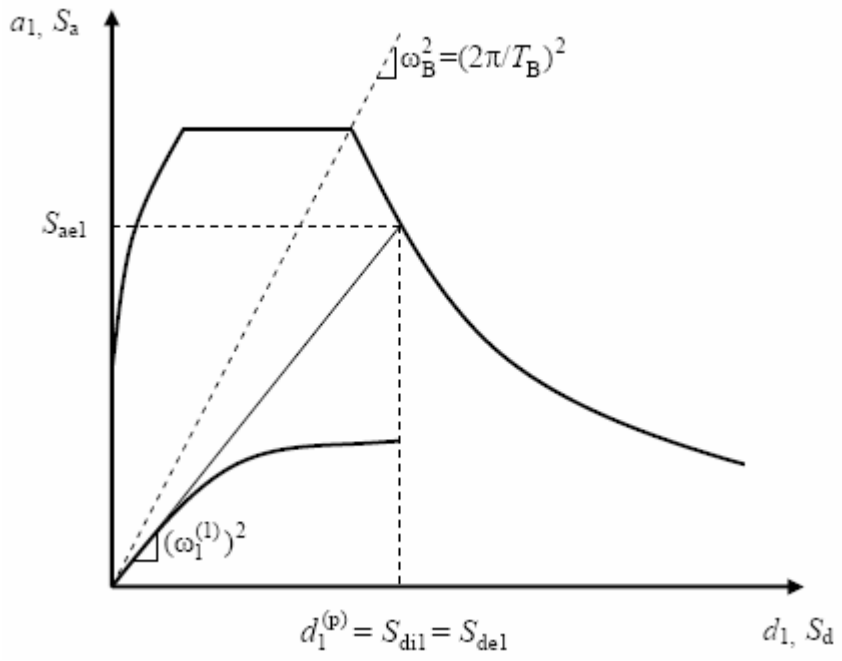
Doğrusal elastik (lineer) spektral yerdeğiştirme S_{de1}, itme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme S_{ae1} 'den hesaplanır:

$$S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{(\omega_1^{(1)})^2} \tag{3.7}$$

Spektral yerdeğiştirme oranı C_{R1}, başlangıç periyodu $T_1^{(1)}$'in değerine ($T_1^{(1)} = 2\pi / \omega_1^{(1)}$) bağlı olarak belirlenir. $T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun, ivme spektrumundaki karakteristik periyod T_B'ye eşit veya daha uzun olması durumunda ($T_1^{(1)} \geq T_B$ veya $(\omega_1^{(1)})^2 \leq \omega_B^2$), doğrusal elastik olmayan (nonlineer) spektral yerdeğiştirme S_{di1}, *eşit yerdeğiştirme kuralı* uyarınca doğal periyodu yine $T_1^{(1)}$ olan *eşlenik doğrusal elastik sistem*'e ait doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme S_{de1}'e eşit alınır. Buna göre spektral yerdeğiştirme oranı:

$$C_{R1} = 1 \tag{3.8}$$

olarak tanımlanır. Şekil 3.3.

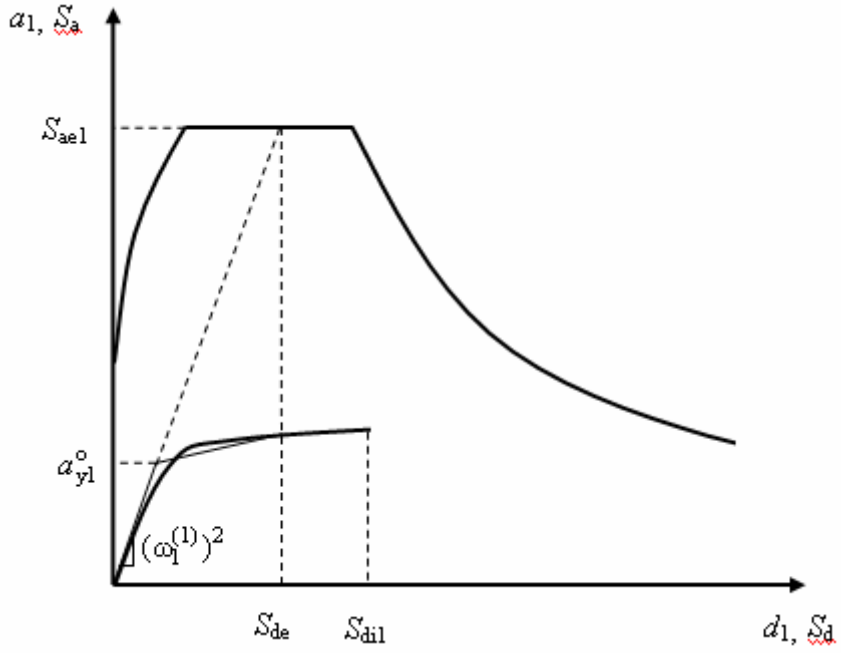


Şekil 3.3 : Performans Noktasının Belirlenmesi ($T_1^{(1)} \geq T_B$ **)**

Şekilde birinci (hakim) titreşim moduna ait ve koordinatları (d1, a1) olan modal kapasite diyagramı ile koordinatları "spektral yerdeğiştirme (Sd) – spektral ivme (Sa)" olan davranış spektrumu birarada çizilmiştir.

$T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun, ivme spektrumundaki karakteristik periyod T_B'den daha kısa olması durumunda ($T_1^{(1)} < T_B$ veya $(\omega_1^{(1)})^2 > \omega_B^2$) ise, spektral yerdeğiştirme oranı C_{R1}, ardışık yaklaşımla hesaplanır. Hesap adımları şu şekildedir:

(a) İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı, Şekil 3.4'de görüldüğü gibi, yaklaşık olarak iki doğrulu (bi-lineer) bir diyagrama dönüştürülür. Bu diyagramın başlangıç doğrusunun eğimi, itme analizinin ilk adımındaki (i=1) doğrunun eğimi olan birinci moda ait özdeğere, $(\omega_1^{(1)})^2$, eşit alınır ($T_1^{(1)} = 2\pi / \omega_1^{(1)}$).



Şekil 3.4 : Performans Noktasının Belirlenmesi($T_1^{(1)} < T_B$)

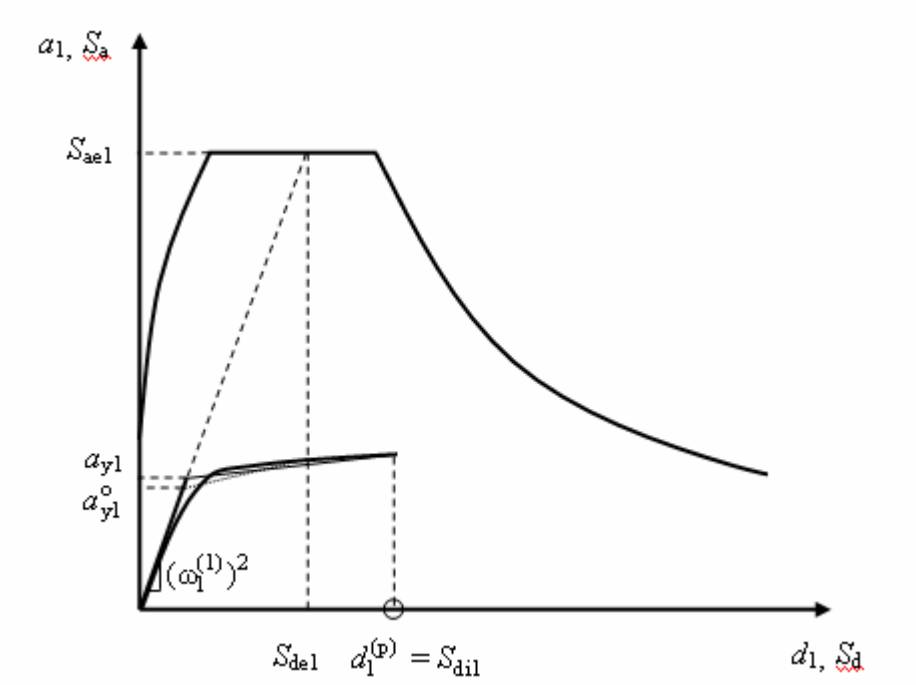
(b) Ardışık yaklaşımın ilk adımında $C_{R1} = 1$ varsayımı yapılarak, *eşdeğer akma noktası*'nın koordinatları eşit alanlar kuralı ile belirlenir. Şekil 3.4'de görülen a_{y1}^{o} esas alınarak C_{R1} aşağıda şekilde tanımlanır:

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1)\, T_B / T_1^{(1)}}{R_{y1}} \geq 1 \qquad (3.9)$$

Bu bağıntıda R_{y1} birinci moda ait dayanım azaltma katsayısını göstermektedir.

$$R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}} \tag{3.10}$$

Denklem 3.9'dan bulunan C_{R1} kullanılarak, Denklem 3.6'ya göre hesaplanan S_{di1} esas alınarak eşdeğer akma noktası'nın koordinatları, Şekil 3.5'de gösterildiği üzere, eşit alanlar kuralı ile yeniden belirlenir ve bunlara göre a_{y1} , R_{y1} ve C_{R1} tekrar hesaplanır. Ardışık iki adımda elde edilen sonuçların kabul edilebilir ölçüde birbirlerine yaklaştıkları adımda ardışık yaklaşıma son verilir.



Şekil 3.5 : Performans Noktasının Belirlenmesi($T_1^{(1)} < T_B$ **)**

Son itme adımı i = p için Denk.(3.5)' e göre belirlenen modal yerdeğiştirme istemi $d_1^{(p)}$'nin Denk.(3.3)'de yerine konulması ile, x deprem doğrultusundaki tepe yerdeğiştirmesi istemi $u_{xN1}^{(p)}$ elde edilir.

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1}\, \Gamma_{x1}\, d_1^{(p)} \tag{3.11}$$

Buna karşı gelen diğer tüm istem büyüklükleri (yerdeğiştirme, şekildeğiştirme ve iç kuvvet istemleri) mevcut itme analizi dosyasından elde edilir veya tepe yerdeğiştirmesi istemine ulaşıncaya kadar yapılan yeni bir itme analizi ile hesaplanır.

3.6.3.5. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi

Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi'nin amacı, taşıyıcı sistemdeki doğrusal olmayan davranış gözönüne alınarak sistemin hareket denkleminin adım adım entegre edilmesidir. Analiz sırasında her bir zaman artımında sistemde meydana gelen yerdeğiştirme, plastik şekildeğiştirme ve iç kuvvetler ile bu büyüklüklerin deprem istemine karşı gelen maksimum değerleri hesaplanır.

Zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan analizde, taşıyıcı sistem elemanlarının tekrarlı yükler altındaki dinamik davranışını temsil eden iç kuvvet şekildeğiştirme bağıntıları, teorik ve deneysel geçerlilikleri kanıtlanmış olmak kaydı ile, ilgili literatürden yararlanılarak tanımlanır. Doğrusal veya doğrusal olmayan hesapta, üç yer hareketi kullanılması durumunda sonuçların maksimumu, en az yedi yer hareketi kullanılması durumunda ise sonuçların ortalaması tasarım ve değerlendirme için esas alınır.

Zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan hesapta yapay yer hareketlerinin kullanılması durumunda, aşağıdaki özellikleri taşıyan en az üç deprem yer hareketi üretilir.

(a) Kuvvetli yer hareketi kısmının süresi, binanın birinci doğal titreşim periyodunun 5 katından ve 15 saniyeden daha kısa olmamalıdır.

(b) Üretilen deprem yer hareketinin sıfır periyoda karşı gelen spektral ivme değerlerinin ortalaması A_{og}'den daha küçük olmamalıdır.

(c) Yapay olarak üretilen her bir ivme kaydına göre %5 sönüm oranı için yeniden bulunacak spektral ivme değerlerinin ortalaması, gözönüne alınan deprem doğrultusundaki birinci (hakim) periyod T_1'e göre $0.2T_1$ ile $2T_1$ arasındaki periyodlar için, yönetmelikde tanımlanan $S_{ae}(T)$ elastik spektral ivmelerinin %90'ından daha az olmamalıdır.

Zaman tanım alanında yapılacak deprem hesabı için kaydedilmiş depremler veya kaynak ve dalga yayılımı özellikleri fiziksel olarak benzeştirilmiş yer hareketleri kullanılabilir. Bu tür yer hareketleri üretilirken yerel zemin koşulları da uygun biçimde gözönüne alınmalıdır. Kaydedilmiş veya benzeştirilmiş yer hareketlerinin kullanılması durumunda en az üç deprem yer hareketi üretilir ve bunların yapay yer hareketlerinin kullanılması durumunda verilen tüm koşulları sağlaması gerekir.

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizin esasları ve matematik formülasyonu Bölüm 2.4'te açıklanmıştır.

3.6.3.6. Kesitteki birim şekildeğiştirme istemlerinin belirlenmesi

Yönetmelikde belirtilen artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi veya zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerine göre yapılan hesap sonucunda çıkış bilgisi olarak herhangi bir kesitte elde edilen θ_p plastik dönme istemine bağlı olarak *plastik eğrilik istemi*, aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır:

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} \tag{3.12}$$

Amaca uygun olarak seçilen bir beton modeli ile pekleşmeyi de gözönüne alan donatı çeliği modeli kullanılarak, kesitteki eksenel kuvvet istemi altında yapılan analizden elde edilen iki doğrulu moment-eğrilik ilişkişi ile tanımlanan ϕ_y eşdeğer akma eğriliği, Denk.(3.12) ile tanımlanan ϕ_p plastik eğrilik istemine eklenerek, kesitteki ϕ_t toplam eğrilik istemi elde edilir:

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p \tag{3.13}$$

Betonarme sistemlerde betonun basınç birim şekildeğiştirmesi istemi ile donatı çeliğindeki birim şekildeğiştirme istemi, Denk.(3.13) ile tanımlanan toplam eğrilik istemine göre moment-eğrilik analizi ile hesaplanır.

Beton ve donatı çeliğinin birim şekildeğiştirmeleri cinsinden elde edilen deprem istemleri, aşağıda tanımlanan şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak kesit bazında hasar bölgesi belirlenir.

3.6.3.7. Betonarme elemanların kesit birim şekildeğiştirme kapasiteleri

Plastik şekildeğiştirmelerin meydana geldiği sünek betonarme taşıyıcı sistem elemanlarında, performans düzeylerine göre izin verilen şekildeğiştirme sınırları (kapasiteleri) aşağıda tanımlanmıştır.

a) *Minimum Hasar Sınırı* (MN) için beton basınç birim şekildeğiştirmesi ile donatı çeliği birim şekildeğiştirmesi üst sınırları için:

$$(\varepsilon_{cu})_{MN} = 0.0035 \quad ; \quad (\varepsilon_s)_{MN} = 0.010 \tag{3.14}$$

b) *Kesit Güvenlik Sınırı* (GV) için beton basınç birim şekildeğiştirmesi ile donatı çeliği birim şekildeğiştirmesi üst sınırları için:

$$(\varepsilon_{cg})_{GV} = 0.0035 + 0.01\,(\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.0135 \quad ; \quad (\varepsilon_s)_{GV} = 0.040 \tag{3.15}$$

c) *Kesit Göçme Sınırı* (GÇ) için beton basınç birim şekildeğiştirmesi ile donatı çeliği birim şekildeğiştirmesi üst sınırları için:

$$(\varepsilon_{cg})_{GC} = 0.004 + 0.014\,(\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.018 \quad ; \quad (\varepsilon_s)_{GC} = 0.060 \tag{3.16}$$

değerleri önerilmektedir.

4. SAYISAL İNCELEMELER

Bu bölümde, malzeme bakımından doğrusal olmayan davranış gösteren betonarme bina taşıyıcı sistemlerinin, doğrusal olmayan farklı analiz yöntemleri gözönüne alınarak elde edilen sonuçlarının karşılaştırılması amacıyla yapılan sayısal incelemelere yer verilmiştir.

Mevcut betonarme binaları temsil etmek üzere, düşey yükler ve 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'nde öngörülen yatay deprem etkileri altında, 6, 8, 10 katlı çerçeve taşıyıcı sistemler boyutlandırılmış ve tasarımları yapılmıştır. Tasarımı yapılan bu taşıyıcı sistemlerden, beton dayanımı ve sargı etkisi bakımından alternatifler oluşturulmuş ve sayısal incelemeler yukarıda belirtilen üç ayrı taşıyıcı sistem ve alternatifleri olmak üzere toplam altı taşıyıcı sistem modeli üzerinde gerçekleştirilmiştir.

Bölüm içinde, incelenen taşıyıcı sistem modelleri tanıtılmış, bu modeller üzerinden 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre tasarım ve 2007 Türk Deprem Yönetmeliği kapsamında yer alan doğrusal olmayan analiz yöntemlerinden *Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi* ve *Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi* ile ilgili hesap adımları anlatılmış, her bir yöntem için kesit düzeyinde sünek davranışa ilişkin kesit hasar bölgeleri belirlenmiş, her iki değerlendirme yöntemiyle bulunan sonuçlar, kesit hasar bölgeleri, tepe yerdeğiştirmeleri ve taban kesme kuvvetleri açısından karşılaştırılmalı olarak incelenmiştir. Ayrıca kullanılan bilgisayar programları ve yapılan varsayımlar hakkında bilgiler verilmiştir.

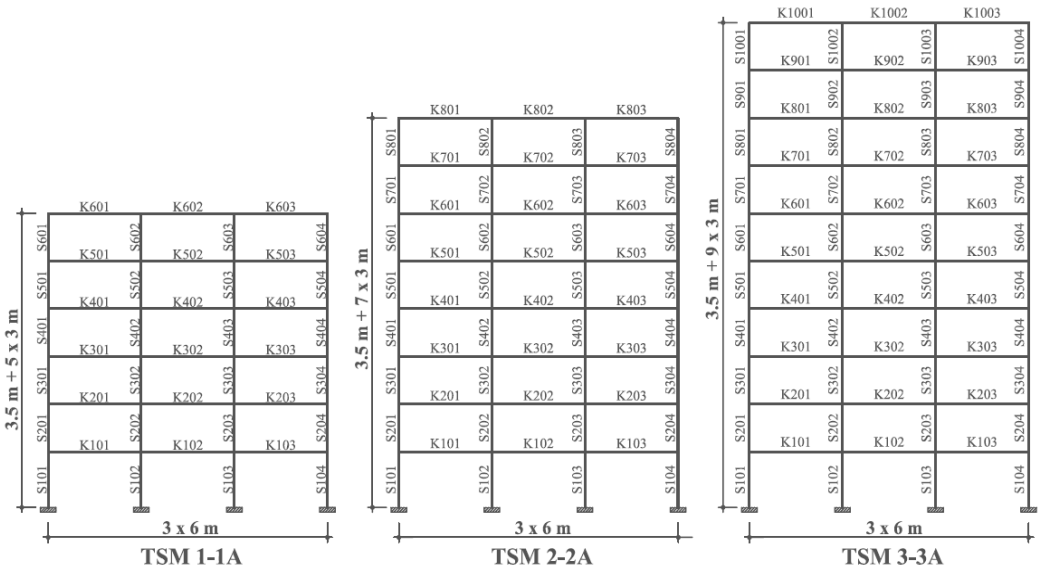
4.1. İncelenen Taşıyıcı Sistem Modelleri

Taşıyıcı sistem modelleri (TSM), 6, 8 ve 10 katlı binalar için sırasıyla TSM-1, TSM-2 ve TSM-3 olarak tanımlanmış ve bu modellerin, malzeme ve sargı etkisi açısından oluşturulan alternatifleri ise "A" indisi eklenerek sırasıyla TSM-1A, TSM-2A ve

TSM-3A olarak isimlendirilmiştir. Model alternatifleri ülkemizde çok karşılaşılan, donatı detayı ve malzeme açısından projeye uygun olmayarak inşa edilmiş mevcut yapıları temsil etmek amacıyla oluşturulmuştur.

Sayısal incelemeler için seçilen TSM-1, üç açıklıklı ve altı katlı düzlem betonarme çerçeve sistem olup, kiriş açıklıkları 6 m, kat yükseklikleri ise ilk katta 3.5 m, diğer katlarda 3 m olarak seçilmiştir. Planda çerçeve aralıkları 5 m'dir. TSM-1'e alternatif olarak seçilen TSM-1A'da geometrik özellikleri ve eleman boyuna donatı detayları TSM-1 ile aynı seçilmiş; fakat malzeme açısından daha düşük dayanımlı beton esas alınmış ve enine donatının sargı etkisi gözönüne alınmamıştır.

TSM-2 ve TSM-3 sırasıyla 8 katlı ve 10 katlı düzlem betonarme çerçeve sistemler olup, ilk katları 3.5 diğer katları 3 m, kiriş açıklıkları 6 m, ve planda çerçeve aralıkları 5 m olarak modellenmiştir. TSM-2 ve TSM-3'ün alternatifleri benzer şekilde malzeme açısından daha düşük dayanımlı beton esas alınarak ve enine donatının sargı etkisi gözönüne alınmayarak oluşturulmuştur. Tüm taşıyıcı sistem modellerinin geometrik özellikleri ile kiriş ve kolon numaraları Şekil 4.1'de görülmektedir.



Şekil 4.1 : Taşıyıcı Sistem Modelleri

4.2. Taşıyıcı Sistem Modellerinin Boyutlandırılması

4.2.1. Malzeme bilgileri

Taşıyıcı sistem modellerinin boyutlandırılmalarında esas alınan beton ve donatı çeliği karakteristiklerinin TS-500 standardındaki malzeme tanımları cinsinden karşılıkları aşağıda verilmiştir, [35].

TSM-1, TSM-2, TSM-3 : Beton sınıfı C20, donatı çeliği sınıfı S420

TSM-1A, TSM-2A, TSM-3A : Beton sınıfı C12, donatı çeliği sınıfı S420

4.2.2. Deprem karakteristikleri

1975 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre boyutlandırılan, TSM-1, TSM-2 ve TSM-3 için tasarımda göz önüne alınan parametreler aşağıda belirtilmiştir.

Deprem Bölge Katsayısı : $C_o = 0.10$

Yapı Tipi Katsayısı : $K = 1.0$

Zemin Hakim Periyodu : $T_o = 0.42$ s

Hareketli Yük Katsayısı : $n = 0.30$

4.2.3. Boyutlandırmada esas alınan yükler

Tüm taşıyıcı sistem modellerinin boyutlandırılmasında aşağıda verilen düşey yükler gözönüne alınmıştır.

Normal kat döşemeleri, $g = 5.25$ kN/m^2

$q = 3.50$ kN/m^2 (bölme duvarları dahil)

Çatı katı döşemesi, $g = 6.15$ kN/m^2

$q = 2.00$ kN/m^2 (kar yükü dahil)

4.2.4. Modelleme ve tasarımda yapılan varsayımlar

Taşıyıcı sistem modellerinin boyutlandırılmasında gözönünde tutulan başlıca varsayımlar şunlardır.

a) Boyutlandırmaya esas olan sistem analizleri doğrusal teoriye göre gerçekleştirilmiştir. Buna karşılık, tüm taşıyıcı sistem modellerinin betonarme kesit hesaplarında taşıma gücü yöntemi kullanılmıştır.

b) Düğüm noktaları rijit olarak alınmış, mesnetlerin temelde ankastre oldukları varsayılmıştır.

c) Düşey yükler döşemelerden kirişlere eşdeğer düzgün yayılı yük olarak aktarılmıştır. Dış duvar yükleri ise (4.00 kN/m) dış kolonlara tekil yük olarak etkitilmiştir.

d) Düzlem çerçeve olarak modellenen sistemlerin çerçeve düzlemi dışındaki yanal yerdeğiştirmelerinin önlendiği varsayılmıştır.

f) Plastik mafsallar kolon ve kiriş uçlarında, çalışan kesit doğrultusunun yarısına eşit olan plastik mafsal boyunun ortasına yerleştirilmiştir.

4.2.5. 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre tasarımda esas alınan parametreler

1975 Türk Deprem Yönetmeliği'nde taban kesme kuvveti F, deprem katsayısı C ve bina ağırlığı W nin çarpımı olarak hesaplanır.

$$F = C\,W \tag{4.1}$$

Deprem katsayısı C ise

$$C = C_o KSI \tag{4.2}$$

denklemi ile hesaplanır. Denklemde, C_o deprem bölge katsayısı, K yapı tipi katsayısı, S yapı dinamik katsayısı (spektrum katsayısı), I yapı önem katsayısıdır. Deprem katsayısı C, $C_0/2$ değerinden daha küçük alınamaz.

Tablo 4.1 : ABYYHY' 75 Deprem Bölge Katsayısı

Deprem Bölgesi	C_0
1	0.1
2	0.08
3	0.06
4	0.03

Tablo 4.2 : ABYYHY' 75 Yapı Tipi Katsayıları

Yapı Tipi K	K
Aşağıda tanımı ayrıca yapılmış tüm taşıyıcı sistemler	1.00
Tüm perde duvarlı kutu sistemler	1.33
Çerçeveleri yatay yüklerin tamamı taşıyabilen çerçeve taşıyıcı sistemler (Dolgu duvarı tipleri a, b ve c için dip nota bakınız)[2]	
1.Düktil çerçeveleri[2] (Çelik ya da betonarme)	a) 0.60
	b) 0.80
	c) 1.00
2. Düktil olmayan çerçeveler	a) 1.20
	b) 1.50
	c) 1.50
3.Diyagonalli çelik kafes çerçeveler	a) 1.33
	b) 1.50
	c) 1.60
Düktil çerçeveleri ile yatay yüklerin en az % 25 ini taşıyabilen perde duvarlı sistemler	a) 0.80
	b) 1.00
	c) 1.20
Yığma binalar	1.50
Bağımsız zemin üstü hazneleri (Maksimum yatay kuvvet katsayısı C= 0.30)	3.00
Binalardan başka yapılar, bacalar, kuleler (Maksimum yatay kuvvet katsayısı C=0.30)	2.00

Notlar : 1.Düktil çerçevelerin tamamı için Bölüm 6.2 ye bakınız.
2.Dolgu duvarı tipleri:
a. Betonarme ya da yatay ve düşey donatılı yığma bölme duvarlı
b. Donatısız yığma bölme duvarlı
c. Hafif ve az bölme duvarlı ya da prefabrike beton bölme duvarlı

Yapılan boyutlandırmada, birinci derece deprem bölgesi için Tablo 4.1'den deprem bölge katsayısı C_0 = 0.10, yatay yüklerin tamamını taşıyabilen hafif ve az bölme duvarlı betonarme sünek çerçeve sistemler için Tablo 4.2'den yapı tipi katsayısı K = 1 ve halkın az yığıldığı özel konutlar için Tablo 4.3'den yapı önem katsayısı I = 1.0 değerleri kullanılmıştır.

Tablo 4.3: ABYYHY' 75 Yapı Önem Katsayısı

Yapı Cinsi	I
a) Bir deprem süresince ya da hemen sonra kullanılması zorunlu yapılar v.b.) (PTT, itfaiye ve radyo evi yapıları, kuvvet santralleri, pompa istasyonları, hastaneler, istasyon ve terminaller, rafineriler vb.)	1.5
b) Önemli ve değerli malları saklayan yapılar. (müzeler v.b.)	1.5
c) Halkın çok yığıldığı yapılar (Okullar,spor tesisleri, tiyatrolar, sinema ve konser salonları,ibadet mahalleri, v.b.)	1.5
d) Halkın az yığıldığı yapılar (Özel konutlar, Oteller, ,işyerleri, lokantalar, endüstri yapıları v.b.)	1

Deprem katsayısını hesaplamak için kullanılan yapı dinamik katsayısı S

$$S = \frac{1}{|0.8 + T - T_0|} \tag{4.3}$$

denklemi ile elde edilir. Denklemde

T = saniye cinsinden yapının birinci normal titreşim moduna ait doğal periyodu

T_o = zeminin hakim periyodudur, Tablo 4.4.

Tablo 4.4 : ABYYHY' 75 Zemin Hakim Periyodu

Zemin Cinsi		T_o Zemin Hakim Periyodu (sn)	T_o Ortalama (sn)
I	a	0.2	0.25
	b	0.25	
	c	0.3	
II	a	0.35	0.42
	b	0.4	
	c	0.5	
III	a	0.55	0.6
	b	0.6	
	c	0.65	
IV	a	0.7	0.8
	b	0.8	
	c	0.9	

T_o periyodu, II. sınıf zemin cinsi için Tablo 4.4'den T_o =0.42 s olarak alınmıştır.

Doğal titreşim periyodu T nin hesabı için 1975 Türk Deprem Yönetmeliği aşağıda verilen yaklaşık formülleri önermektedir.

$$T = \frac{0.09H}{\sqrt{D}} \tag{4.4}$$

veya

$$T = (0.07 \sim 0.10)\ N \tag{4.5}$$

Yukarıda verilen iki formülden hesaplanan T için elverişsiz sonuç veren değer (küçük T) gözönüne alınmıştır.

T nin hesabı için verilen Denklem (4.4) ve Denklem (4.5) bağıntılarında

H = Binanın temel üst kotundan ölçülen yüksekliği (metre)

D = Yatay yükler doğrultusuna paralel doğrultudaki bina genişliği (metre)

N = Binanın temel düzeyi üstündeki kat adedidir.

Sonuç olarak, yukarıda tanımlanan parametreler kullanılarak Denklem (4.3) ile hesaplanan yapı dinamik katsayısı S'nin maksimum değeri 1.0 olarak alınır.

Taban kesme kuvveti F'nin hesabında kullanılacak olan toplam yapı ağırlığı W

$$W = \sum_{i=1}^{N} W_i \tag{4.6}$$

olup, W_i kat ağırlığı

$$W_i = \sum_{i=1}^{N} (G_i + nP_i) \tag{4.7}$$

G_i = i' inci kattaki sabit yüklerin toplamı

P_i = i' inci kattaki hareketli yüklerin toplamı

n = hareketli yük katsayısıdır.

Tablo 4.5 : ABYYHY' 75 Hareketli Yük Katsayısı

Yapı Cinsi	n
Depolar, antrepolar v.b.	0.8
Okullar, öğrenci yurtları, spor tesisleri, sinema ve konser salonları, tiyatrolar, garaj, lokanta, mağaza v.b.	0.6
Özel konutlar, oteller, hastaneler, işyeri v.b	0.3

Tablo 4.5'ten hareketli yük katsayısı n = 0.3 seçilmiştir. Binanın kat düzeylerine etkiyen F_i yatay kuvvetleri

$$F_i = (F - F_t)\frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^{N} (W_i h_i)} \tag{4.8}$$

denklemi ile hesaplanır. Bu bağıntıda

F = taban kesme kuvveti

W_i = i' inci katın ağırlığı

h_i = i 'nci katın temel üst kotundan ölçülen yüksekliği

F_t = yapının en üst kat düzeyine uygulanacak ek tekil kuvvettir.

F_t kuvvetinin değeri

$$F_t = 0.004F\left(\frac{H}{D}\right)^2 \qquad (4.9)$$

denklemi ile hesaplanacaktır.

Not:

F_t ek kuvveti 0.15 F den daha büyük olamaz.

H/D ≤ 3 olması halinde Ft = 0 alınabilir.

4.2.6. Boyutlandırmada esas alınan yükleme kombinasyonları

Tüm taşıyıcı sistem modellerinin boyutlandırılmasında, düşey yükler ve düşey yükler+deprem yükleri altında yapılan sistem analizleri sonucunda hesaplanan kesit tesirleri gözönüne alınmıştır.

4.2.7. Taşıyıcı sistem modellerinde boyutlandırma

Taşıyıcı sistem modellerinin 1975 Yönetmeliği'ne göre boyutlandırılmasında yukarıda ayrıntıları verilen deprem yükleri gözönüne alınmıştır.

Sabit yükler (yapı yükleri), hareketli yükler ve çerçeve doğrultusunda hesaplanan bu deprem etkileri altında, SAP Analiz Programı [12] sonuçlarından alınan kesit tesiri değerleri kullanılarak, Bölüm 4.2.6' da belirtilen yüklemeler için betonarme kesit hesapları yapılmış ve kiriş, kolon enkesit boyutları ile boyuna donatıları belirlenmiştir.

4.3. Boyutlandırılan Taşıyıcı Sistem Modellerinin Performans Değerlendirmesi

Yukarıda açıklandığı şekilde boyutlandırılan taşıyıcı sistem modellerinin her biri için, RAM Perform-2D bilgisayar programının doğrusal olmayan analiz modülünden [13] yararlanarak statik itme ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik

analiz yapılmıştır. Deprem performansları 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre plastik mafsal kesit hasar bölgeleri bulunarak belirlenmiştir.

4.4. TSM-1 İçin Ayrıntılı İnceleme

Bu bölümde, tez kapsamında yer alan doğrusal elastik olmayan analiz yöntemleri ile bulunan sayısal inceleme sonuçlarına yer verilmiştir. Yapılan çalışmalara örnek oluşturmak üzere seçilen TSM-1 taşıyıcı sistem modeli üzerinde, uygulanan hesap adımları ayrıntılı olarak açıklanmıştır. Ayrıntılı hesap adımları, taşıyıcı sistemin boyutlandırılması ve tasarım sonuçlarını, doğrusal elastik olmayan *Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü* Yöntemi ve *Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi* ile kesit hasar bölgelerinin belirlenmesini, her iki yöntem ile bulunan sonuçların kesit hasar bölgeleri, taban kesme kuvveti ve tepe yerdeğiştirmeleri açılarından karşılaştırılmasını içerir. TSM-1 için ayrıntılı incelemenin ardından, gözönüne alınan diğer taşıyıcı sistem modelleri (TSM-1A, TSM-2, TSM-2A, TSM-3, TSM-3A) için bulunan sonuçlar tablolar ve grafikler şeklinde sunulmuştur.

4.4.1. Sistemin boyutlandırılması

TSM-1'in boyutlandırılması amacıyla seçilen bina genel özellikleri aşağıdaki tabloda özetlenmiştir, Tablo 4.6.

Tablo 4.6 : Bina Genel Özellikleri

Bina Geometrik Özellikleri		Deprem Karakteristikleri (1975 Yönetmeliği)	
Kat Adedi :	6	Deprem Bölgesi :	1
Bina Kat Yüksekliği :	3.5 m + 5x3 m	Zemin Sınıfı :	Z2
Bina Yüksekliği :	18.5 m	C_0 =	0.1
Açıklık Sayısı :	3	K =	1
Açıklık Boyu :	6 m	I =	1
Toplam Açıklık :	18 m	T_0 =	0.42 s
Planda Açıklık :	5 m		

Bina Malzeme Özellikleri

f_{ck} =	20 Mpa
f_{cd} =	13 Mpa
f_{yk} =	420 Mpa
f_{yd} =	365 Mpa
E_c =	28534 Mpa
E_s =	200000 Mpa

Düşey yük hesabı

Tasarımda döşemelerden kirişlere aktarılan düşey yükleri belirlemek için gözönüne alınan normal kat ve çatı katı döşemelerinin yük analizi aşağıda özetlenmiştir.

Normal Kat Döşemeleri

	h (m)	γ (kN/m3)	Toplam	
Betonarme Plak:	0.15	25	3.75	kN/m2
Sıva :	0.02	20	0.4	kN/m2
Kaplama :	0.05	22	1.1	kN/m2
		g=	**5.25**	**kN/m2**

g = 5.25 kN/m2
q = 3.5 kN/m2 bölme duvarları dahil

Çatı Katı Döşemesi

	h (m)	γ (kN/m3)	Toplam	
Betonarme Plak:	0.15	25	3.75	kN/m2
Sıva :	0.02	20	0.4	kN/m2
Çatı Kaplama + İzolasyon :			2	kN/m2
		g=	**6.15**	**kN/ m2**

g = 6.15 kN/m2
q = 2 kN/m2 kar yükü dahil

Döşemelerden kirişlere aktarılan trapez yükler, eşdeğer üniform yayılı yüke çevrilmiş ve kiriş öz ağırlığı ile toplanarak modele etkitilmiştir, Tablo 4.7.

Dış duvar (4 kN/m) yükleri planda bina genişliği ile çarpılarak dış kolonlara tekil yük olarak etkitilmiştir.

Bu bölümde tasarımda gözönüne alınan düşey yük ve deprem yükleri ile ilgili olarak oluşturulan tablolar, ön tasarım aşamasında kiriş ve kolon kesit boyutları bilinmediğinden, tasarım sonucunda elde edilen değerleri kullanılarak sunulmuştur.

Tablo 4.7 : Eşdeğer Üniform Yayılı Yükler

Kat	g(kN/m2)	q(kN/m2)	$b_{kiriş}$ (m)	$h_{kiriş}$ (m)	$g_{kiriş}$ (kN/m)	**p_{eg} (kN/m)**	**p_{eq} (kN/m)**
6	6.15	2	0.3	0.5	2.625	**26.26**	**7.69**
5	5.25	3.5	0.3	0.5	2.625	**22.80**	**13.45**
4	5.25	3.5	0.3	0.5	2.625	**22.80**	**13.45**
3	5.25	3.5	0.3	0.6	3.375	**23.55**	**13.45**
2	5.25	3.5	0.3	0.6	3.375	**23.55**	**13.45**
1	5.25	3.5	0.3	0.6	3.375	**23.55**	**13.45**

Deprem yükü hesabı

Tasarımda gözönüne alınan deprem yükleri 1975 Türk Deprem Yönetmeliği esas alınarak hesaplanmıştır. Taban kesme kuvveti ve eşdeğer deprem yükü hesabında izlenen hesap adımları aşağıda özetlenmiştir.

Bina deprem karakteristikleri gözönüne alınarak;

1. Deprem bölgesi için deprem bölge katsayısı $C_0 = 0.1$ (Tablo 4.1)

Hafif ve az bölme duvarlı düktil çerçeveler için yapı tipi katsayısı, K = 1 (Tablo 4.2)

Halkın az yığıldığı konut tipi yapılar için yapı önem katsayısı, I = 1 (Tablo 4.3)

Zemin cinsi Z2 için zemin hakim periyodu, $T_0 = 0.42$s (Tablo 4.4)

Bina doğal titreşim periyodu T Denklem (4.4) ve Denklem (4.5) ile

$$T = \frac{0.09 \times 18.5}{\sqrt{18}} = 0.39\text{s veya } T = 0.07 \text{ x } 6 = 0.42\text{s}$$

hesaplanır ve elde edilen değerlerden elverişsiz olanı, T = 0.39s kullanılır.

Bulunan elverişsiz doğal periyod kullanılarak yapı dinamik katsayısı S Denklem (4.3)'den

$$S = \frac{1}{|0.8 + 0.39 - 0.42|} = 1.299$$

olarak hesaplanır.

1975 Yönetmeliği bu formülden bulunan yapı dinamik katsayısı S için maksimum 1.0 değeri alınacağını belirtir. Bu nedenle,

S = 1

olarak seçilir.

Deprem katsayısı C yukarıda bulunan parametreler ve Denklem (4.2) yardımı ile

C = 0.1x1 x 1 x 1 = 0.1

şeklinde elde edilir. Bulunan deprem katsayısı C, $C_0/2$ değerinden küçük alınamaz.

Bina ağırlığı, Tablo 4.5'ten özel konutlar için alınan hareketli yük katsayısı n = 0.3 için Denklem (4.6) ve Denklem (4.7) ile hesaplanır, Tablo 4.8.

Tablo 4.8 : Bina Ağırlığının hesabı

Kat	G_i (kN)	P_i (kN)	W_i (kN)
6	612.75	180	666.75
5	589.75	315	684.25
4	591.25	315	685.75
3	605.65	315	700.15
2	608.35	315	702.85
1	616.98	315	711.48
		W =	**4151.23**

Hesaplanan bina ağırlığından taban kesme kuvveti F Denklem (4.1) formülü ile

F = 0.1 x 4151.23 = 415.12 kN

bulunur.

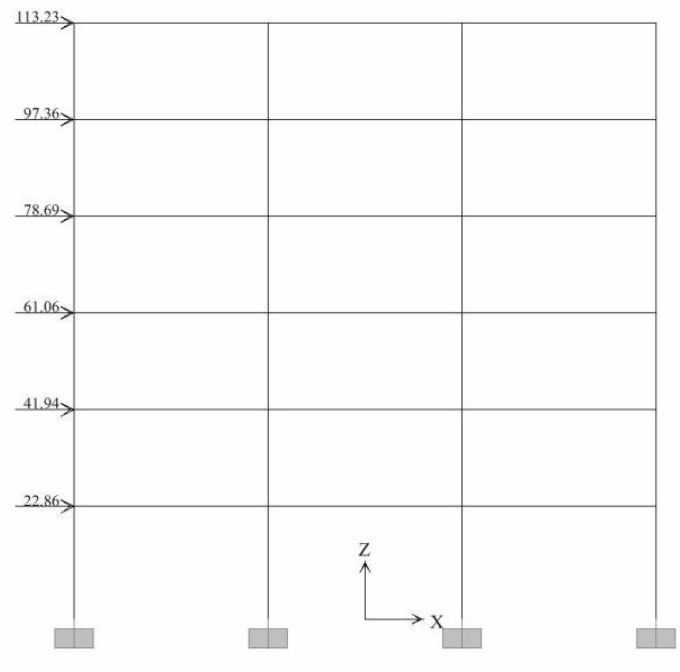
Hesaplanan taban kesme kuvveti

H/D = 1.03 < 3 durumu için F_t = 0 alınarak, Denklem (4.8) ile kat düzeylerine dağıtılır, Tablo 4.9.

Tablo 4.9 : Eşdeğer Deprem Yüklerinin Hesabı

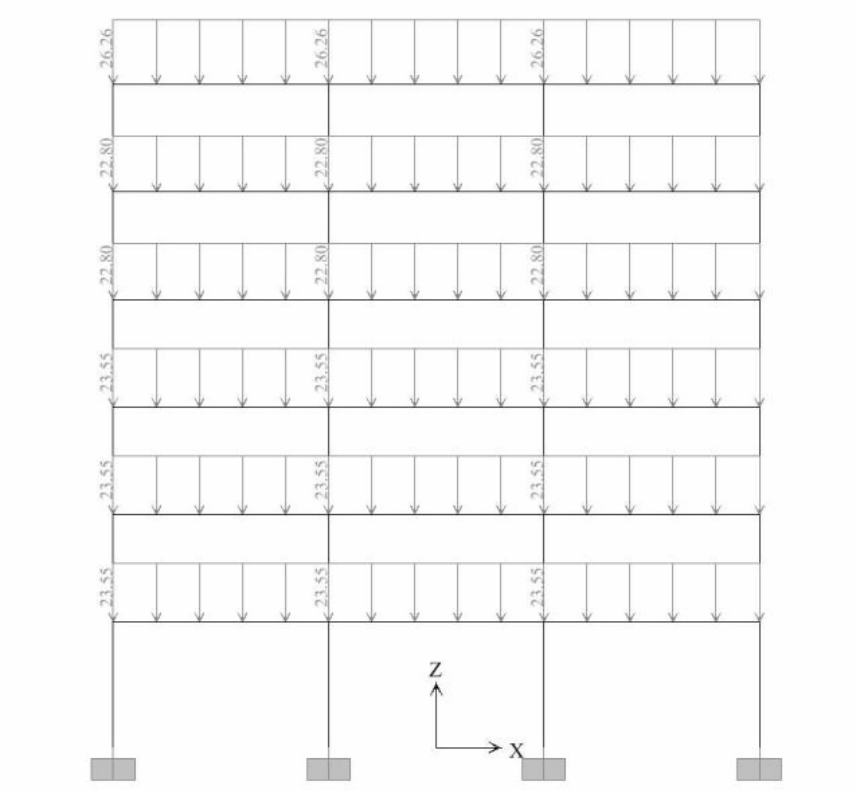
Kat	W_i (kN)	h_i (m)	W_ih_i (kNm)	$W_ih_i/\sum W_ih_i$	F_i (kN)
6	666.75	18.50	12334.88	0.27	113.23
5	684.25	15.50	10605.88	0.23	97.36
4	685.75	12.50	8571.88	0.19	78.69
3	700.15	9.50	6651.43	0.15	61.06
2	702.85	6.50	4568.53	0.10	41.94
1	711.48	3.50	2490.16	0.06	22.86
ΣW_i =	**4151.23**	**ΣW_ih_i =**	**45222.74**	**ΣF_i =**	**415.12**

Sisteme etkiyen eşdeğer deprem yükleri Şekil 4.2'de gösterilmiştir.



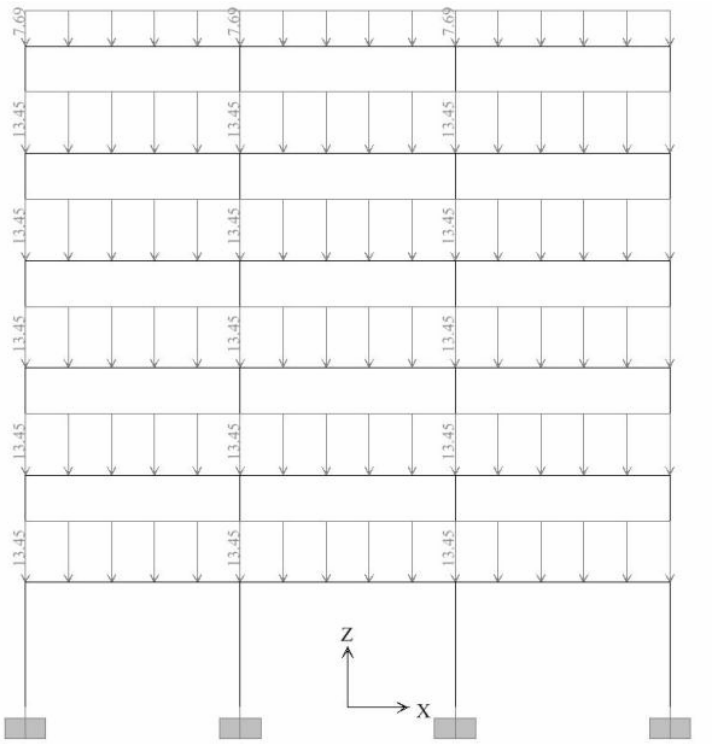
Şekil 4.2 : Sisteme Etkiyen Deprem Yükleri

Sisteme etkiyen sabit düşey yükler aşağıdaki şekilde verilmiştir, Şekil 4.3.



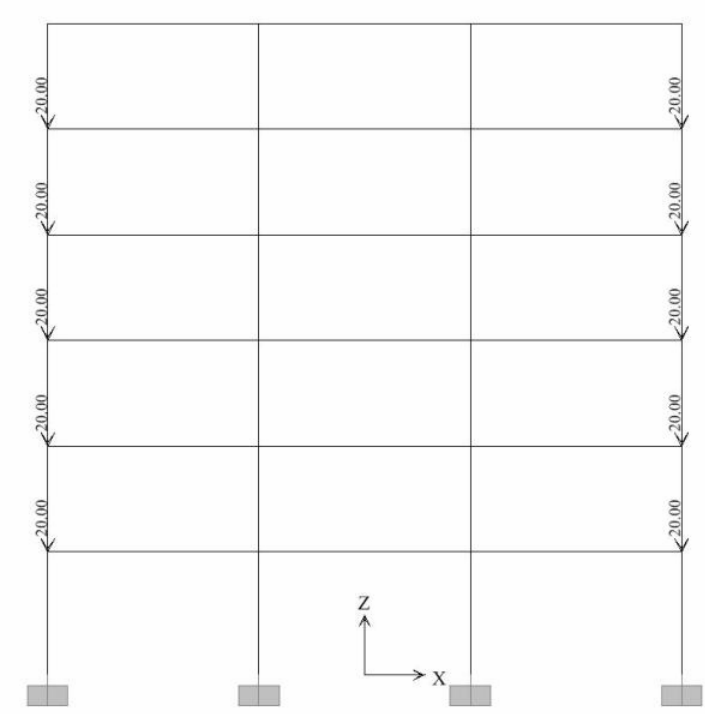
Şekil 4.3 : Sisteme Etkiyen Sabit Yükler

Sisteme etkiyen hareketli yükler Şekil 4.4'de görülmektedir.



Şekil 4.4 : Sisteme Etkiyen Hareketli Yükler

Sistemin dış düğüm noktalarına etkiyen tekil duvar yükleri Şekil 4.5 üzerinde gösterilmiştir.



Şekil 4.5 : Sistemin Düğüm Noktalarına Etkiyen Tekil Yükler

Yukarıda belirtilen yüklere bağlı olarak oluşturulan yükleme kombinasyonları için gerçekleştirilen sistem analizleri ve betonarme kesit hesapları sonucunda elde edilen kolon ve kiriş enkesit boyutları ile boyuna donatıları Tablo 4.10 ve Tablo 4.11'de verilmiştir.

Tablo 4.10 : TSM-1 İçin Kolon Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları

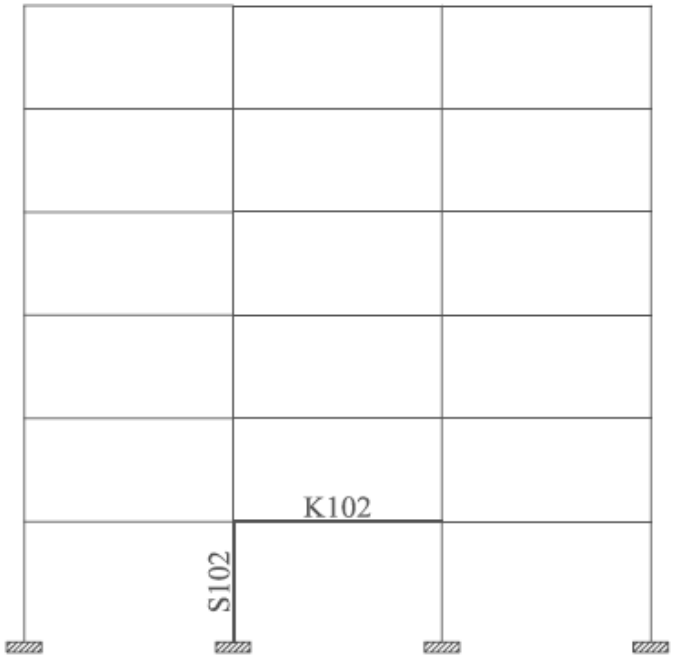
Kolon	b (cm)	h (cm)	Donatı
S101 - S104	30	40	8Φ18
S102 - S103	30	70	12Φ20
S201 - S204	30	40	8Φ18
S202 - S203	30	70	12Φ16
S301 - S304	30	40	8Φ18
S302 - S303	30	50	8Φ18
S401 - S404	30	40	8Φ16
S402 - S403	30	50	8Φ16
S501 - S504	30	40	8Φ16
S502 - S503	30	40	8Φ14
S601 - S604	30	40	8Φ14
S602 - S603	30	40	8Φ14

Tablo 4.11 : TSM-1 İçin Kiriş Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları

KAT 1	b (cm)	h (cm)	K101		K102		K103	
	30	60	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ
	Üst Donatı		2Φ18	4Φ18	4Φ18	4Φ18	4Φ18	2Φ18
	Alt Donatı		3Φ18	3Φ18	3Φ18	3Φ18	3Φ18	3Φ18
	Montaj Donatısı		2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18
KAT 2	b (cm)	h (cm)	K201		K202		K203	
	30	60	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ
	Üst Donatı		3Φ18	4Φ18	4Φ18	4Φ18	4Φ18	3Φ18
	Alt Donatı		3Φ18	3Φ18	3Φ18	3Φ18	3Φ18	3Φ18
	Montaj Donatısı		2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18
KAT 3	b (cm)	h (cm)	K301		K302		K303	
	30	60	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ
	Üst Donatı		3Φ18	3Φ20	3Φ20	3Φ20	3Φ20	3Φ18
	Alt Donatı		3Φ18	3Φ18	3Φ18	3Φ18	3Φ18	3Φ18
	Montaj Donatısı		2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18
KAT 4	b (cm)	h (cm)	K401		K402		K403	
	30	50	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ
	Üst Donatı		3Φ18	3Φ20	3Φ20	3Φ20	3Φ20	3Φ18
	Alt Donatı		2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20
	Montaj Donatısı		2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18
KAT 5	b (cm)	h (cm)	K501		K502		K503	
	30	50	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ
	Üst Donatı		3Φ16	3Φ16	3Φ16	3Φ16	3Φ16	3Φ16
	Alt Donatı		2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20
	Montaj Donatısı		2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18
KAT 6	b (cm)	h (cm)	K601		K602		K603	
	30	50	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ
	Üst Donatı		1Φ12	2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ16	1Φ12
	Alt Donatı		2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20
	Montaj Donatısı		2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18

4.4.2. Sistemin artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemine göre deprem performansının belirlenmesi

TSM-1 taşıyıcı sistem modelinin, 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde öngörülen artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile, kesit hasar bölgelerinin belirlenmesinde izlenen hesap adımları aşağıda sayısal olarak açıklanmıştır. Hesap adımları Şekil 4.6'da gösterilen S102 kolonu ve K102 kirişi için detaylı olarak açıklanmış diğer elemanlar için ise tablolar halinde özetlenmiştir.



Şekil 4.6 : Detaylı Hesabı Yapılan Kolon ve Kiriş Elemanlar

a) Sistem, deprem hesabında esas alınan toplam kütlelerle uyumlu olan düşey işletme yükleri altında hesaplanarak kolon normal kuvvetleri bulunur. Aşağıda verilen bağıntılar kullanılarak kolonların çatlamış kesit eğilme rijitlikleri hesaplanır. N_D' nin ara değerleri için doğrusal enterpolasyon yapılır. Kirişlerde çatlamış kesit eğilme rijitliği 0.40 EI_0 olarak alınır. Deprem hesabı için başlangıç durumunu oluşturan düşey yük hesabı ve deprem hesabında elde edilen etkin eğilme rijitliği kullanılır.

$N_D / (A_c f_{cm}) \leq 0.10$ olması durumunda: 0.40 EI_o

$N_D / (A_c f_{cm}) \geq 0.40$ olması durumunda: 0.80 EI_o

S102 Kolonu İçin Örnek Hesap

b = 30 cm

h = 70 cm

f_{cm} = 20 Mpa

N_D = 1023.786 kN

A_c = bh = 210000 mm^2

$A_c f_{cm}$ = 210000x20 = 4200kN

$N_D / (A_c f_{cm})$ = 1023.786 / 4200 = 0.244

Bağıntılarda mevcut malzeme dayanımı f_{cm} bilgi düzeyi katsayısı 1.0 alınarak hesaplanmıştır. N_D'nin ara değeri için yukarıda verilen sınır değerler arasında doğrusal entarpolasyon yapılarak S102 kolonu için çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitliği aşağıdaki şekilde bulunur.

$(EI_e)_{S102} = 0.59\ (EI_0)_{S102}$

K102 Kirişi İçin Örnek Hesap

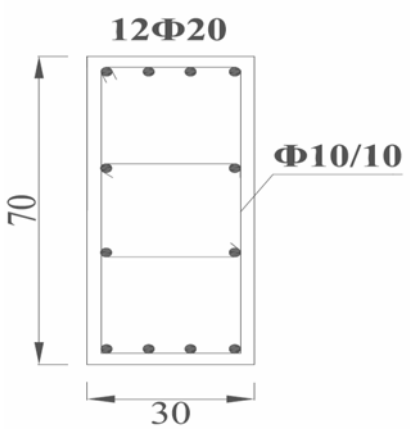
K102 kirişi için etkin eğilme rijitliği 0.40 EI_0 alınır.

$(EI_e)_{K102} = 0.40\ (EI_0)_{K102}$

b) Kolon ve kirişlerin her iki ucunda olası plastik kesitler tanımlanır. Plastik kesitlerin akma yüzeylerinin belirlenmesinde betonarme betonu ve beton çeliğinin mevcut dayanımları kullanılır. Bu dayanım değerlerine malzeme güvenlik katsayıları uygulanmaz; buna karşılık mevcut dayanımlar bilgi düzeyi katsayıları ile çarpılır. Akma yüzeylerinin oluşturulmasında betonun maksimum basınç birim şekildeğiştirmesi 0.003, donatı çeliğinin maksimum birim şekildeğiştirmesi ise 0.01 alınır. Plastik kesitlerin iç kuvvet-plastik şekildeğiştirme bağıntılarında pekleşme etkisi terk edilir. Oluşturulan plastik kesitlerin akma yüzeyleri statik itme analizi yapılan modele veri olarak girilir.

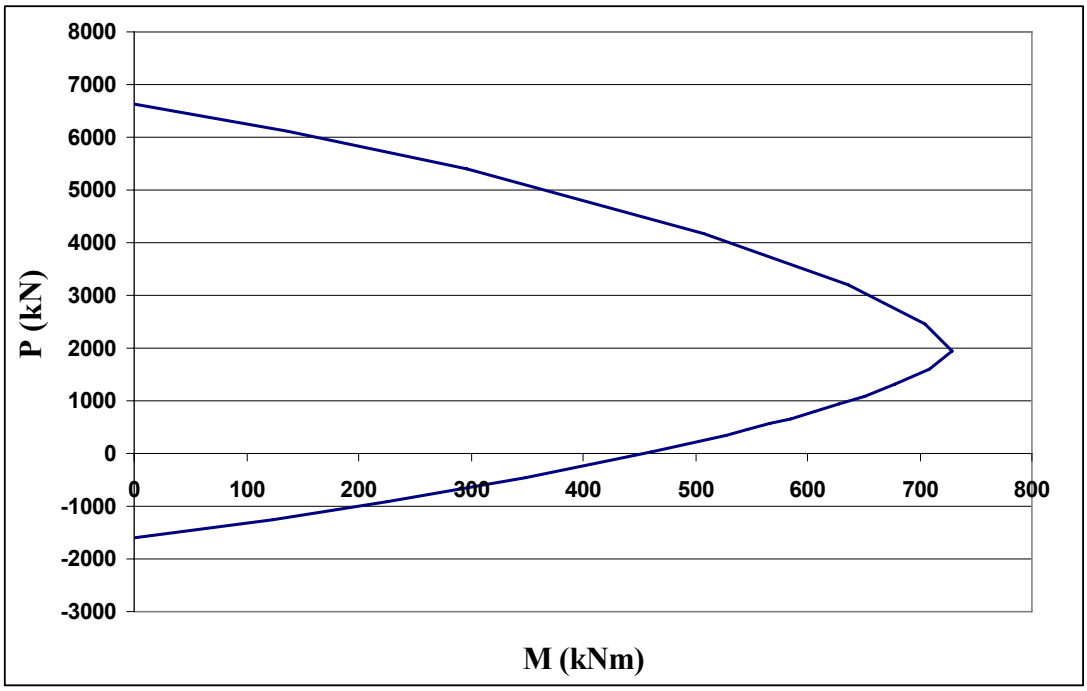
S102 Kolonu İçin Örnek Hesap

Plastik kesit akma yüzeyleri XTRACT [36] kesit analiz programıyla oluşturulmuştur. Modellemede Şekil 4.7'de donatı detayı verilen S102 kolonunun kabuk betonunda Mander sargısız beton modeli, etriyelerle çevrili çekirdek betonunda ise Mander sargılı beton modeli kullanılır. Donatı çeliğinde pekleşme gözönüne alınmaz. Beton maksimum basınç birim şekildeğiştirmesi 0.003, donatı çeliği maksimum birim şekil değiştirmesi 0.01, sınır değerleri programa veri olarak girilir.



Şekil 4.7 : S102 Kolonu Donatı Detayı

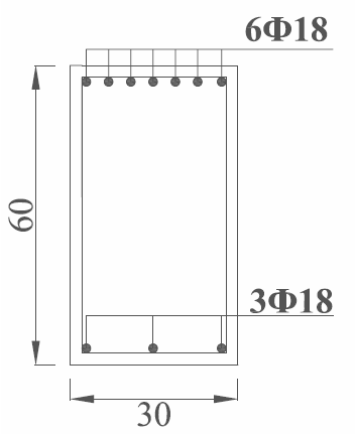
S102 kolonu için kesit analizi sonucunda elde edilen karşılıklı etki diyagramı Şekil 4.8'de gösterilmiştir. Hesap sonucunda elde edilen bu karşılıklı etki diyagramı statik itme analizi yapılan modele veri olarak girilir.



Şekil 4.8 : S102 Kolonu İçin Karşılıklı Etki Diyagramı

K102 Kirişi İçin Örnek Hesap

Şekil 4.9'da kiriş sol ucu için donatı detayı verilen K102 kirişinde Mander sargısız beton modeli kullanılır. Donatı çeliğinde pekleşme gözönüne alınmaz. Beton maksimum basınç birim şekildeğiştirmesi için 0.003, donatı çeliği maksimum birim şekildeğiştirmesi için 0.01 sınır değerleri programa veri olarak girilir.



Şekil 4.9 : K102 Kirişi Sol Mesnet Bölgesi Donatı Detayı

K102 kirişi için kesit analizi sonucunda, plastik moment değerleri aşağıdaki şekilde elde edilmiştir.

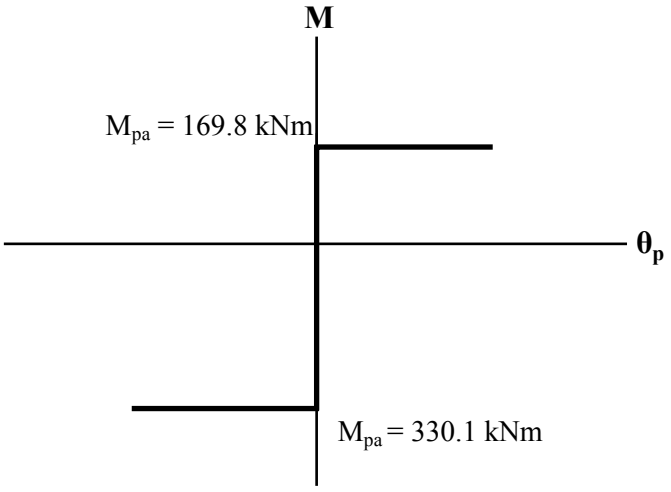
Pozitif eğilme momenti (Altta çekme)

M_{pa}^{+} = 169.8 kNm

Negatif eğilme momenti (Üstte çekme)

M_{pa}^{-} = 330.1 kNm

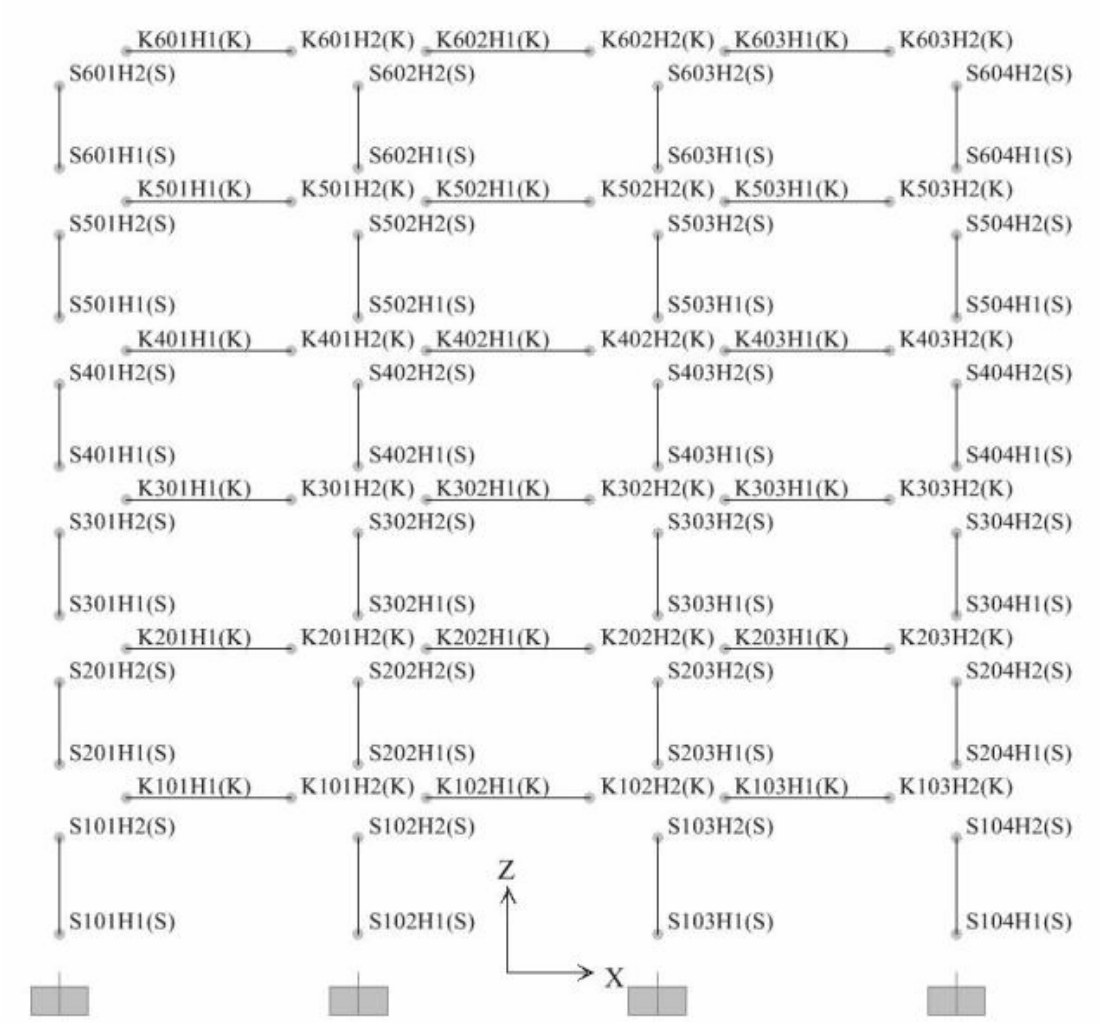
İç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntısı Şekil 4.10'da görülmektedir. Kiriş için elde edilen iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntısı statik itme yapılan programa veri olarak girilir.



Şekil 4.10 : K102 Kirişi Sol Mesnedi Moment - Dönme Grafiği

Yukarıda plastik kesitlerdeki akma eğrilerinin tanımlanması için verilen örnek hesap adımları sistem üzerinde her olası plastik mafsal bölgesi için tekrarlanır. Tanımlanan

plastik mafsallar kolon ve kiriş uçlarında plastik kesitin çalışan doğrultudaki kesit boyutunun yarısı olan plastik mafsal boyunun ortasına yerleştirilir. Şekil 4.11'de kolon ve kiriş uçlarına yerleştirilen olası plastik mafsallar ve isimleri gösterilmiştir.



Şekil 4.11 : Kolon ve Kiriş Uçlarındaki Olası Plastik Mafsallar

c) Artımsal itme analizinden önce, kütlelerle uyumlu olan düşey yüklerin (G+0.3Q) gözönüne alındığı bir doğrusal olmayan statik analiz yapılır. Bu analizin sonuçları artımsal itme analizinin başlangıç koşulları olarak dikkate alınır.

d) Kütlelerle uyumlu düşey yüklerin gözönüne alındığı doğrusal olmayan statik analizin ardından sistem, orantılı olarak arttırılan eşdeğer deprem yükleri altında doğrusal olmayan teoriye göre hesaplanır. Eşdeğer deprem yükü dağılımı, taşıyıcı sistemdeki plastik kesitlerin oluşumlarından bağımsız biçimde sabit kaldığı varsayımı yapılarak, analizin başlangıç adımında doğrusal elastik davranış için

hesaplanan birinci doğal titreşim mod şekli genliği ile ilgili kütlenin çarpımından elde edilen değerle orantılı olacak şekilde tanımlanır. Bu aşamada, yapı sisteminin deprem doğrultusundaki birinci titreşim moduna ait özellikler elde edilir, Tablo 4.12. Statik itme analizine, başlangıçta seçilen bir yatay yerdeğiştirme değerine kadar devam edilir.

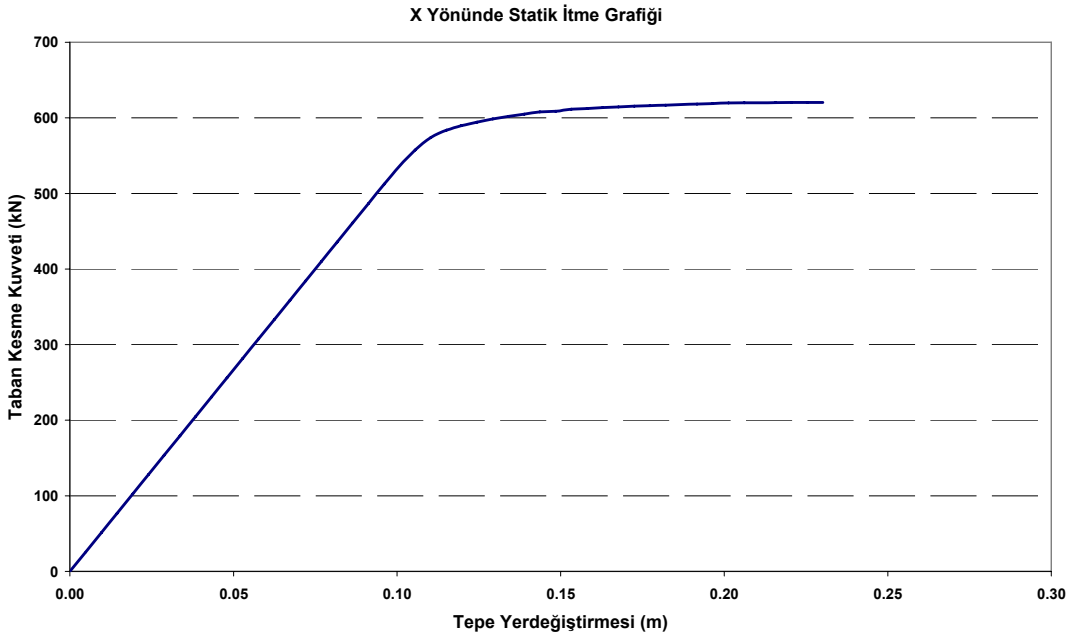
Tablo 4.12 : TSM-1 Periyod, Etkin Kütle ve Etkin Kütle Oranı

Mod	Periyod (sn)	Etkin Kütle Oranı (%)	Toplam E.K.O. (%)
1	**1.334**	77.23	77.23
2	0.491	13.73	90.96
3	0.274	4.52	95.48
4	0.192	2.11	97.59
5	0.142	1.12	98.71
6	0.100	1.29	100.00

e) İtme analizinin her adımı için taban kesme kuvveti ve tepe noktası yatay yerdeğiştirmesi bulunur. Analiz sonucunda elde edilen değerler Tablo 4.13'de verilmiş, verilen değerlerden yararlanarak çizilen statik itme eğrisi Şekil. 4.12'de gösterilmiştir.

Tablo 4.13 : Taban Kesme Kuvveti – Tepe Noktası Yerdeğiştirmesi Değerleri

Adım	$u^{(i)}_{xN1}$ (m)	$V^{(i)}_{x1}$ (kN)	Adım	$u^{(i)}_{xN1}$ (m)	$V^{(i)}_{x1}$ (kN)
1	0.000	0.000	**26**	0.120	589.548
2	0.005	25.625	**27**	0.124	594.402
3	0.010	51.250	**28**	0.129	598.600
4	0.014	76.875	**29**	0.134	601.910
5	0.019	102.500	**30**	0.139	605.080
6	0.024	128.125	**31**	0.144	607.912
7	0.029	153.750	**32**	0.148	608.864
8	0.034	179.374	**33**	0.153	611.334
9	0.038	204.999	**34**	0.158	612.384
10	0.043	230.624	**35**	0.163	613.474
11	0.048	256.249	**36**	0.168	614.564
12	0.053	281.874	**37**	0.172	615.400
13	0.058	307.499	**38**	0.177	616.116
14	0.062	333.124	**39**	0.182	616.833
15	0.067	358.749	**40**	0.187	617.550
16	0.072	384.374	**41**	0.192	618.267
17	0.077	409.999	**42**	0.197	618.983
18	0.082	435.624	**43**	0.201	619.700
19	0.086	461.249	**44**	0.206	619.885
20	0.091	486.873	**45**	0.211	620.048
21	0.096	512.498	**46**	0.216	620.210
22	0.101	536.064	**47**	0.221	620.373
23	0.106	557.460	**48**	0.225	620.335
24	0.110	573.975	**49**	0.230	620.341
25	0.115	583.809			



Şekil 4.12 : TSM-1 Statik İtme Eğrisi

f) Elde edilen statik itme eğrisine koordinat dönüşümü uygulanarak, birinci moda ait modal yerdeğiştirme ve modal ivme değerlerinden oluşan modal kapasite diyagramı Denklem (3.2) ve Denklem (3.3)'den yararlanarak elde edilir. Denklemlerde geçen birinci (hakim) moda ait etkin kütle M_{x1} ve modal katkı çarpanı Γ_{x1}'in bulunmasına ilişkin hesap özeti Tablo 4.14'de gösterilmiştir.

Tablo 4.14 : Etkin Kütle ve Modal Katkı Çarpanının Belirlenmesi

Kat	**W_i (kN)**	**Mod**	**m_i**	**Φ_{i1}**	**$m_i\Phi_{i1}$**
6	666.75	1	67.966	0.0750	5.097
5	684.25	1	69.750	0.0660	4.605
4	685.75	1	69.903	0.0508	3.552
3	700.15	1	71.371	0.0361	2.574
2	703	1	71.646	0.0217	1.552
1	711.48	1	72.525	0.0096	0.696
L_{x1}	**$m_i\Phi_{i1}^2$**	**M_1**	**M_{x1}**	**E.K.O.**	**Γ_{x1}**
18.077	0.382 0.304 0.181 0.093 0.034 0.007	1.000	**326.788**	77.23%	**18.077**

Koordinat dönüşümü ile bulunan modal yerdeğiştirme ve modal ivme değerleri Tablo 4.15'te gösterilmiştir.

Tablo 4.15 : Modal Yerdeğiştirme ve Modal İvme Değerleri

Adım	$u^{(i)}_{xN1}$ (m)	$V^{(i)}_{x1}$ (kN)	$a^{(i)}_1$ (m/s2)	$d^{(i)}_1$ (m)	Adım	$u^{(i)}_{xN1}$ (m)	$V^{(i)}_{x1}$ (kN)	$a^{(i)}_1$ (m/s2)	$d^{(i)}_1$ (m)
1	0.000	0.000	0.000	0.000	**26**	0.120	589.548	1.804	0.088
2	0.005	25.625	0.078	0.004	**27**	0.124	594.402	1.819	0.092
3	0.010	51.250	0.157	0.007	**28**	0.129	598.600	1.832	0.095
4	0.014	76.875	0.235	0.011	**29**	0.134	601.910	1.842	0.099
5	0.019	102.500	0.314	0.014	**30**	0.139	605.080	1.852	0.102
6	0.024	128.125	0.392	0.018	**31**	0.144	607.912	1.860	0.106
7	0.029	153.750	0.470	0.021	**32**	0.148	608.864	1.863	0.110
8	0.034	179.374	0.549	0.025	**33**	0.153	611.334	1.871	0.113
9	0.038	204.999	0.627	0.028	**34**	0.158	612.384	1.874	0.117
10	0.043	230.624	0.706	0.032	**35**	0.163	613.474	1.877	0.120
11	0.048	256.249	0.784	0.035	**36**	0.168	614.564	1.881	0.124
12	0.053	281.874	0.863	0.039	**37**	0.172	615.400	1.883	0.127
13	0.058	307.499	0.941	0.043	**38**	0.177	616.116	1.885	0.131
14	0.062	333.124	1.019	0.046	**39**	0.182	616.833	1.888	0.134
15	0.067	358.749	1.098	0.050	**40**	0.187	617.550	1.890	0.138
16	0.072	384.374	1.176	0.053	**41**	0.192	618.267	1.892	0.141
17	0.077	409.999	1.255	0.057	**42**	0.197	618.983	1.894	0.145
18	0.082	435.624	1.333	0.060	**43**	0.201	619.700	1.896	0.148
19	0.086	461.249	1.411	0.064	**44**	0.206	619.885	1.897	0.152
20	0.091	486.873	1.490	0.067	**45**	0.211	620.048	1.897	0.156
21	0.096	512.498	1.568	0.071	**46**	0.216	620.210	1.898	0.159
22	0.101	536.064	1.640	0.074	**47**	0.221	620.373	1.898	0.163
23	0.106	557.460	1.706	0.078	**48**	0.225	620.335	1.898	0.166
24	0.110	573.975	1.756	0.081	**49**	0.230	620.341	1.898	0.170
25	0.115	583.809	1.787	0.085					

g) Bulunan modal kapasite diyagramı ile zemin sınıfına ait ivme spektrumu eğrisi gözönüne alınarak modal yerdeğiştirme istemi hesaplanır. Modal yerdeğiştirme istemi, $d_1^{(p)}$, doğrusal olmayan (nonlineer) spektral yerdeğiştirme S_{di1}'e eşittir.

Önce doğrusal elastik (lineer) spektral yerdeğiştirme S_{de1}, elastik spektral ivme S_{ae1}'e bağlı olarak

$$S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{(\omega_1^{(1)})^2}$$

$$(\omega_1^{(1)})^2 = 22.178$$

$$S_{ae1} = 3.742 \text{ m/s}^2$$

$$S_{de1} = 0.1687 \text{ m}$$

şeklinde bulunur.

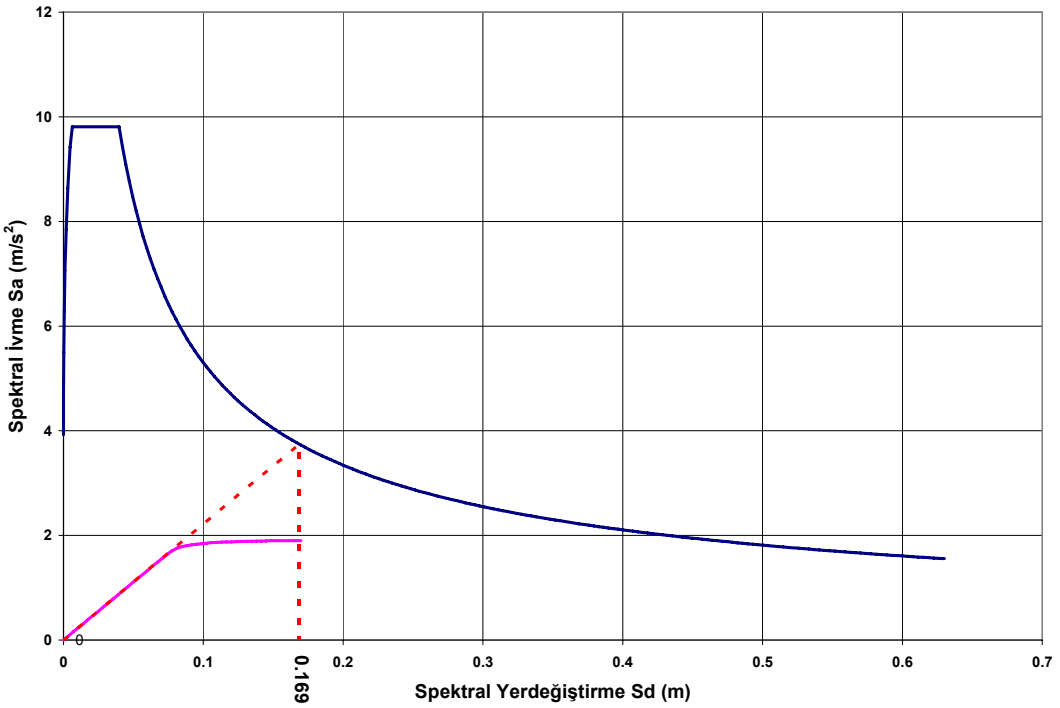
İtme analizinin ilk adımında, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) moda ait $T_1^{(1)}$, ivme spektrumundaki karakteristik periyod T_B ile karşılıştırılır.

$T_1^{(1)}$, ivme spektrumundaki karakteristik periyod T_B'den daha büyük olduğu için eşit yerdeğiştirme kuralı uyarınca doğrusal elastik olmayan spektral yerdeğiştirme doğrusal elastik spektral yerdeğiştirmeye eşit olarak alınır, Tablo 4.16.

Tablo 4.16 : Modal Yerdeğiştirme İsteminin Hesabı

Ao	T_1 (sn)	T_B (sn)	S_{ae1} (m/s^2)	S_{de1} (m)	C_{R1}	$S_{di1} = d_1^{(p)}$ (m)
0.4	**1.3342**	0.4	3.7423	0.1687	1	**0.1687**

Modal yerdeğiştirmenin grafik üzerinde bulunuşu Şekil 4.13'te gösterilmiştir.



Şekil 4.13 : Spektal İvme – Spektral Yerdeğiştirme Diyagramı

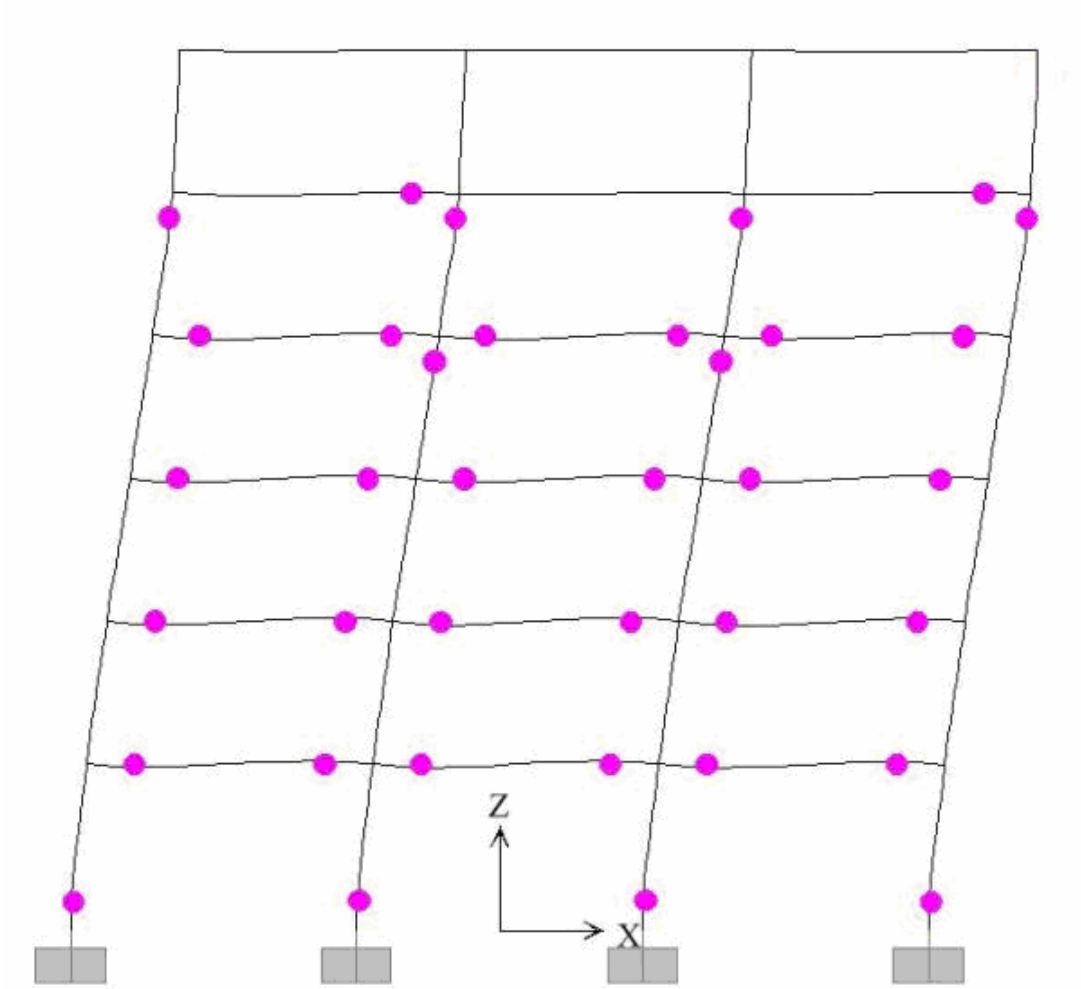
h) *x* deprem doğrultusundaki tepe yatay yerdeğiştirmesi istemi Denklem (3.11) yardımı ile hesaplanır, Tablo 4.17.

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1}\, \Gamma_{x1}\, d_1^{(p)}$$

Tablo 4.17 : Tepe Noktası Yatay Yerdeğiştirme İsteminin Belirlenmesi

Γ_{x1}	Φ_{xN1}	M_{x1}	d_{1p} (m)	u_{xN1} (m)
18.077	0.0750	326.788	0.1687	**0.23**

i) Yapı sistemi bu yatay yerdeğiştirme istemine kadar itilir. Bu itme sonucunda sistemde oluşan plastik mafsallar Şekil 4.14'te verilmiştir.



Şekil 4.14 : Yerdeğiştirme İsteminde Sistemde Oluşan Plastik Mafsallar

j) İtme analizi sonucunda tüm plastik kesitlerde elde edilen plastik mafsal dönmeleri plastik mafsal boyuna bölünerek, bu kesitlere ait plastik eğrilik istemleri elde edilir.

k) Eşdeğer akma eğriliği ϕ_y, Priestley formülü yardımıyla hesaplanır, [37].

$$\phi_y = \frac{2.1\varepsilon_{sy}}{h} \tag{4.10}$$

l) Eşdeğer akma eğriliği plastik eğrilik istemine eklenerek toplam eğrilik istemi elde edilir, Denklem (2.25).

m) Kirişler için hesapta (j - l) sayılı adımlar ile hesaplanan eğrilik istemi değerleri aşağıda Tablo 4.18'de verilmiştir.

Tablo 4.18 : TSM–1'de Kirişler İçin Toplam Eğrilik İstem Değerlerinin Elde Edilmesi

Mafsal	θ_p	L_p	Φ_p	Φ_y	Φ_t
Adı	Radyan	metre	1/m	1/m	1/m
K101H1	0.00753	0.3	0.02510	0.00735	0.0325
K101H2	-0.00753	0.3	0.02510	0.00735	0.0325
K102H1	0.00851	0.3	0.02837	0.00735	0.0357
K102H2	-0.0076	0.3	0.02533	0.00735	0.0327
K103H1	0.00671	0.3	0.02237	0.00735	0.0297
K103H2	-0.00957	0.3	0.03190	0.00735	0.0393
K201H1	0.01038	0.3	0.03460	0.00735	0.0420
K201H2	-0.00933	0.3	0.03110	0.00735	0.0385
K202H1	0.01034	0.3	0.03447	0.00735	0.0418
K202H2	-0.00942	0.3	0.03140	0.00735	0.0388
K203H1	0.00927	0.3	0.03090	0.00735	0.0383
K203H2	-0.00931	0.3	0.03103	0.00735	0.0384
K301H1	0.01028	0.3	0.03427	0.00735	0.0416
K301H2	-0.00958	0.3	0.03193	0.00735	0.0393
K302H1	0.00987	0.3	0.03290	0.00735	0.0403
K302H2	-0.00969	0.3	0.03230	0.00735	0.0397
K303H1	0.00907	0.3	0.03023	0.00735	0.0376
K303H2	-0.00978	0.3	0.03260	0.00735	0.0400
K401H1	0.00916	0.25	0.03664	0.00882	0.0455
K401H2	-0.00615	0.25	0.02460	0.00882	0.0334
K402H1	0.00599	0.25	0.02396	0.00882	0.0328
K402H2	-0.00603	0.25	0.02412	0.00882	0.0329
K403H1	0.00485	0.25	0.01940	0.00882	0.0282
K403H2	-0.00853	0.25	0.03412	0.00882	0.0429
K501H1	0	0.25	0.00000	0.00882	0.0088
K501H2	-0.00064	0.25	0.00256	0.00882	0.0114
K502H1	0	0.25	0.00000	0.00882	0.0088
K502H2	0	0.25	0.00000	0.00882	0.0088
K503H1	0	0.25	0.00000	0.00882	0.0088
K503H2	-0.00029	0.25	0.00116	0.00882	0.0100
K601H1	0	0.25	0.00000	0.00882	0.0088
K601H2	0	0.25	0.00000	0.00882	0.0088
K602H1	0	0.25	0.00000	0.00882	0.0088
K602H2	0	0.25	0.00000	0.00882	0.0088
K603H1	0	0.25	0.00000	0.00882	0.0088
K603H2	0	0.25	0.00000	0.00882	0.0088

n) Kirişlerde, toplam eğrilik istemi için, ilgili kesitte verilen beton ve donatı çeliği modelleri kullanılarak eğilme momenti - eğrilik diyagramları çizilir ve betonun birim kısalma, donatı çeliğinin ise birim boy değişmesi istemleri bulunur.

Yapılan sayısal incelemelerde, donatı çeliğinin birim boy değişmesi nedeniyle hasar sınırına ulaşan kiriş kesitlerinde, donatı çeliğinin birim uzama istemi ile kesitin toplam eğrilik istemi arasında, yaklaşık olarak doğrusal bir bağıntı bulunduğu belirlenmiştir.

Bu özellikten yararlanarak, tüm kesitlerde toplam eğrilik istemine karşılık gelen donatı çeliği birim uzama istemleri kolaylıkla elde edilebilmektedir. Bu istem değerleri kesit düzeyinde çeşitli hasar sınırları için tanımlanan birim şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak sünek davranışa ilişkin kesit hasar bölgeleri belirlenir, Tablo 4.19.

Tablo 4.19 : TSM-1'de Kirişlerin Kesit Hasar Bölgeleri (+X)

Mafsal	θ_p	L_p	Φ_p	Φ_y	Φ_t	ε_s	***Kesit Hasar***
Adı	**Radyan**	**metre**	**1/m**	**1/m**	**1/m**		***Bölgesi***
K101H1	0.00753	0.3	0.02510	0.00735	0.0325	0.0162	**BHB**
K101H2	-0.00753	0.3	0.02510	0.00735	0.0325	0.0151	**BHB**
K102H1	0.00851	0.3	0.02837	0.00735	0.0357	0.0179	**BHB**
K102H2	-0.0076	0.3	0.02533	0.00735	0.0327	0.0152	**BHB**
K103H1	0.00671	0.3	0.02237	0.00735	0.0297	0.0149	**BHB**
K103H2	-0.00957	0.3	0.03190	0.00735	0.0393	0.0192	**BHB**
K201H1	0.01038	0.3	0.03460	0.00735	0.0420	0.0211	**BHB**
K201H2	-0.00933	0.3	0.03110	0.00735	0.0385	0.0180	**BHB**
K202H1	0.01034	0.3	0.03447	0.00735	0.0418	0.0210	**BHB**
K202H2	-0.00942	0.3	0.03140	0.00735	0.0388	0.0181	**BHB**
K203H1	0.00927	0.3	0.03090	0.00735	0.0383	0.0192	**BHB**
K203H2	-0.00931	0.3	0.03103	0.00735	0.0384	0.0184	**BHB**
K301H1	0.01028	0.3	0.03427	0.00735	0.0416	0.0209	**BHB**
K301H2	-0.00958	0.3	0.03193	0.00735	0.0393	0.0185	**BHB**
K302H1	0.00987	0.3	0.03290	0.00735	0.0403	0.0202	**BHB**
K302H2	-0.00969	0.3	0.03230	0.00735	0.0397	0.0187	**BHB**
K303H1	0.00907	0.3	0.03023	0.00735	0.0376	0.0189	**BHB**
K303H2	-0.00978	0.3	0.03260	0.00735	0.0400	0.0191	**BHB**
K401H1	0.00916	0.25	0.03664	0.00882	0.0455	0.0185	**BHB**
K401H2	-0.00615	0.25	0.02460	0.00882	0.0334	0.0122	**BHB**
K402H1	0.00599	0.25	0.02396	0.00882	0.0328	0.0132	**BHB**
K402H2	-0.00603	0.25	0.02412	0.00882	0.0329	0.0120	**BHB**
K403H1	0.00485	0.25	0.01940	0.00882	0.0282	0.0113	**BHB**
K403H2	-0.00853	0.25	0.03412	0.00882	0.0429	0.0162	**BHB**
K501H1	0	0.25	0.00000	0.00882	0.0088	0.0033	**MHB**
K501H2	-0.00064	0.25	0.00256	0.00882	0.0114	0.0040	**MHB**
K502H1	0	0.25	0.00000	0.00882	0.0088	0.0033	**MHB**
K502H2	0	0.25	0.00000	0.00882	0.0088	0.0030	**MHB**
K503H1	0	0.25	0.00000	0.00882	0.0088	0.0033	**MHB**
K503H2	-0.00029	0.25	0.00116	0.00882	0.0100	0.0034	**MHB**
K601H1	0	0.25	0.00000	0.00882	0.0088	0.0033	**MHB**
K601H2	0	0.25	0.00000	0.00882	0.0088	0.0031	**MHB**
K602H1	0	0.25	0.00000	0.00882	0.0088	0.0033	**MHB**
K602H2	0	0.25	0.00000	0.00882	0.0088	0.0031	**MHB**
K603H1	0	0.25	0.00000	0.00882	0.0088	0.0033	**MHB**
K603H2	0	0.25	0.00000	0.00882	0.0088	0.0033	**MHB**

o) Kolonlar için hesapta, (j - l) sayılı adımlar ile elde edilen eğrilik istemi değerleri aşağıda Tablo 4.20'de verilmiştir.

Tablo 4.20 : TSM-1'de Kolonlar İçin Toplam Eğrilik İstem Değerlerinin Elde Edilmesi

Mafsal	P	θ_p	L_p	Φ_p	Φ_y	Φ_t
Adı	KN	Radyan	metre	1/m	1/m	1/m
S101H1	191.4943	-0.00383	0.2	0.0192	0.0110	0.0302
S101H2	191.4943	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110
S102H1	1016.557	-0.00498	0.35	0.0142	0.0063	0.0205
S102H2	1016.557	0	0.35	0.0000	0.0063	0.0063
S103H1	1031.188	-0.00496	0.35	0.0142	0.0063	0.0205
S103H2	1031.188	0	0.35	0.0000	0.0063	0.0063
S104H1	930.4192	-0.00201	0.2	0.0101	0.0110	0.0211
S104H2	930.4192	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110
S201H1	176.3736	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110
S201H2	176.3736	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110
S202H1	851.1434	0	0.35	0.0000	0.0063	0.0063
S202H2	851.1434	0	0.35	0.0000	0.0063	0.0063
S203H1	847.1071	0	0.35	0.0000	0.0063	0.0063
S203H2	847.1071	0	0.35	0.0000	0.0063	0.0063
S204H1	758.5277	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110
S204H2	758.5277	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110
S301H1	161.135	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110
S301H2	161.135	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110
S302H1	685.8517	0	0.25	0.0000	0.0088	0.0088
S302H2	685.8517	0	0.25	0.0000	0.0088	0.0088
S303H1	672.1124	0	0.25	0.0000	0.0088	0.0088
S303H2	672.1124	0	0.25	0.0000	0.0088	0.0088
S304H1	577.546	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110
S304H2	577.546	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110
S401H1	142.9492	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110
S401H2	142.9492	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110
S402H1	520.3141	0	0.25	0.0000	0.0088	0.0088
S402H2	520.3141	0.00154	0.25	0.0062	0.0088	0.0150
S403H1	500.0655	0	0.25	0.0000	0.0088	0.0088
S403H2	500.0655	0.00177	0.25	0.0071	0.0088	0.0159
S404H1	396.8097	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110
S404H2	396.8097	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110
S501H1	106.1445	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110
S501H2	106.1445	0.0007	0.2	0.0035	0.0110	0.0145
S502H1	359.1534	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110
S502H2	359.1534	0.00687	0.2	0.0344	0.0110	0.0454
S503H1	334.1771	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110
S503H2	334.1771	0.00687	0.2	0.0344	0.0110	0.0454
S504H1	237.6568	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110
S504H2	237.6568	0.0034	0.2	0.0170	0.0110	0.0280
S601H1	58.9561	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110
S601H2	58.9561	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110
S602H1	180.6346	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110
S602H2	180.6346	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110
S603H1	178.542	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110
S603H2	178.542	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110
S604H1	95.99232	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110
S604H2	95.99232	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110

p) Kolonlarda, her farklı kolon kesiti için, beton ve donatı çeliği modelleri kullanılarak eğilme momenti - eğrilik ilişkisi elde edilir. Moment - eğrilik ilişkisi

elde edilirken kolonda sargı donatısının dayanıma ve şekildeğiştirme kapasitesine olan etkisi seçilen Mander sargılı beton modeli ile gözönüne alınır. Kesit analizi yapılan programa (XTRACT) performans düzeylerine göre izin verilen şekildeğiştirme sınırları tanımlanarak ilgili kesitin, bu sınırlara karşılık gelen normal kuvvet - toplam eğrilik diyagramları elde edilir. Analiz sonucunda bulunan normal kuvvet - toplam eğrilik istemi değerleri bu diyagram üzerine yerleştirilerek kesitin hasar bölgesi belirlenir, Tablo 4.21.

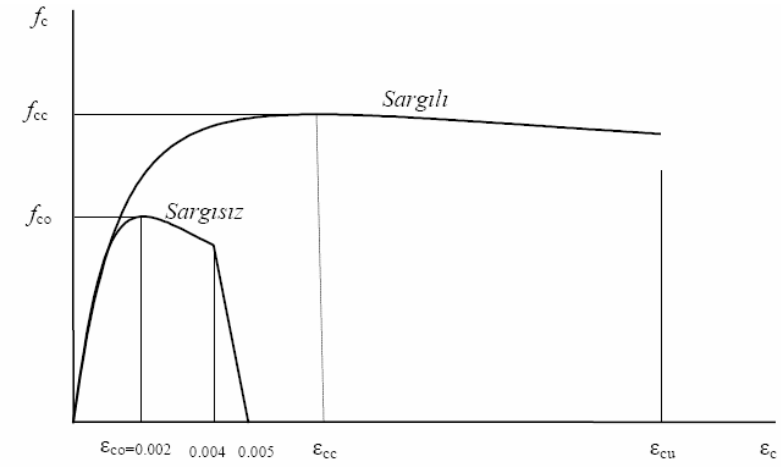
r) Yukarıda +X yönü için uygulanan hesap adımları –X içinde tekrarlanıp performans değerlendirmesi yapılır.

Tablo 4.21 : TSM-1'de Kolonların Kesit Hasar Bölgeleri (+X)

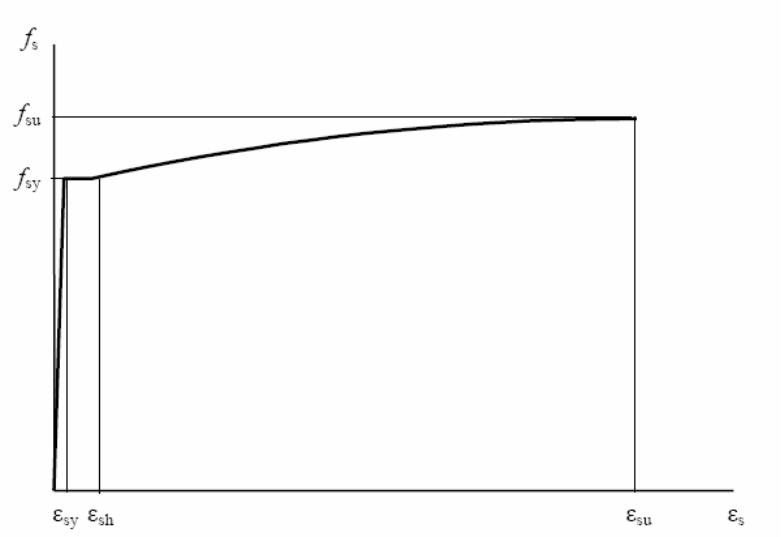
Mafsal	P	θ_p	L_p	Φ_p	Φ_y	Φ_t	*Kesit Hasar*
Adı	KN	Radyan	metre	1/m	1/m	1/m	*Bölgesi*
S101H1	191.4943	-0.00383	0.2	0.0192	0.0110	0.0302	MHB
S101H2	191.4943	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110	MHB
S102H1	1016.557	-0.00498	0.35	0.0142	0.0063	0.0205	BHB
S102H2	1016.557	0	0.35	0.0000	0.0063	0.0063	MHB
S103H1	1031.188	-0.00496	0.35	0.0142	0.0063	0.0205	BHB
S103H2	1031.188	0	0.35	0.0000	0.0063	0.0063	MHB
S104H1	930.4192	-0.00201	0.2	0.0101	0.0110	0.0211	MHB
S104H2	930.4192	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110	MHB
S201H1	176.3736	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110	MHB
S201H2	176.3736	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110	MHB
S202H1	851.1434	0	0.35	0.0000	0.0063	0.0063	MHB
S202H2	851.1434	0	0.35	0.0000	0.0063	0.0063	MHB
S203H1	847.1071	0	0.35	0.0000	0.0063	0.0063	MHB
S203H2	847.1071	0	0.35	0.0000	0.0063	0.0063	MHB
S204H1	758.5277	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110	MHB
S204H2	758.5277	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110	MHB
S301H1	161.135	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110	MHB
S301H2	161.135	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110	MHB
S302H1	685.8517	0	0.25	0.0000	0.0088	0.0088	MHB
S302H2	685.8517	0	0.25	0.0000	0.0088	0.0088	MHB
S303H1	672.1124	0	0.25	0.0000	0.0088	0.0088	MHB
S303H2	672.1124	0	0.25	0.0000	0.0088	0.0088	MHB
S304H1	577.546	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110	MHB
S304H2	577.546	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110	MHB
S401H1	142.9492	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110	MHB
S401H2	142.9492	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110	MHB
S402H1	520.3141	0	0.25	0.0000	0.0088	0.0088	MHB
S402H2	520.3141	0.00154	0.25	0.0062	0.0088	0.0150	MHB
S403H1	500.0655	0	0.25	0.0000	0.0088	0.0088	MHB
S403H2	500.0655	0.00177	0.25	0.0071	0.0088	0.0159	MHB
S404H1	396.8097	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110	MHB
S404H2	396.8097	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110	MHB
S501H1	106.1445	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110	MHB
S501H2	106.1445	0.0007	0.2	0.0035	0.0110	0.0145	MHB
S502H1	359.1534	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110	MHB
S502H2	359.1534	0.00687	0.2	0.0344	0.0110	0.0454	BHB
S503H1	334.1771	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110	MHB
S503H2	334.1771	0.00687	0.2	0.0344	0.0110	0.0454	BHB
S504H1	237.6568	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110	MHB
S504H2	237.6568	0.0034	0.2	0.0170	0.0110	0.0280	MHB
S601H1	58.9561	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110	MHB
S601H2	58.9561	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110	MHB
S602H1	180.6346	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110	MHB
S602H2	180.6346	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110	MHB
S603H1	178.542	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110	MHB
S603H2	178.542	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110	MHB
S604H1	95.99232	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110	MHB
S604H2	95.99232	0	0.2	0.0000	0.0110	0.0110	MHB

K102 Kirişi İçin Örnek Hesap

Plastik mafsalların kesit hasar bölgelerinin belirlenmesi amacıyla kullanılan moment - eğrilik analizleri kesit analiz programı XTRACT ile yapılmıştır. Analiz modelinde Şekil 4.9'da geometrisi ve donatı detayı verilen K102 kirişi beton malzeme modeli için Mander sargısız beton modeli seçilmiştir, Şekil 4.15. Donatı çeliğinde pekleşmeyi de gözönüne alan model kullanılmıştır, Şekil 4.16.



Şekil 4.15 : Kesit Analizinde Kullanılan Beton Modeli



Şekil 4.16 : Kesit Analizinde Kullanılan Donatı Çeliği Modeli

Beton malzeme modelinde beton ezilme birim kısalması ε_{cu} = 0.004, beton dağılma birim kısalması ε_c = 0.005, sargısız beton dayanımı f_{co} = 20 Mpa alınır. Çelik modelinde S420 çeliği için akma birim uzaması ε_{sy} = 0.0021, pekleşme başlangıcındaki birim uzama ε_{sy} = 0.008, kopma birim uzaması, ε_{su} = 0.1, donatı çeliği akma dayanımı f_{sy} = 420 Mpa, kopma dayanımı f_{su} = 550 Mpa alınır.

Statik itme analizi sonucu K102 kirişi sol ucu için elde edilen plastik dönme değeri plastik mafsal boyuna bölünerek plastik eğrilik bulunur. Plastik mafsal boyu çalışan kesit boyutunun yarısı alınır.

b = 30 cm

h = 60 cm

L_p = 60/2 = 30 cm

θ_p = 0.00851 radyan

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} = \frac{0.00851}{0.3} = 0.02837 \text{ rad / m}$$

Hesaplanan eğrilik akma eğriliği ile toplanarak toplam eğrilik elde edilir. Akma eğriliğinin hesabı için Denklem (4.10)'da verilen Priestley formülü kullanılır.

$$\phi_y = \frac{2.1\varepsilon_{sy}}{h} = \phi_y = \frac{2.1 \times 0.0021}{0.6} = 0.00735 \text{ rad / m}$$

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p = 0.03572 \text{ rad / m}$$

Yapılan moment - eğrilik analizi sonucu, bulunan toplam eğriliklerden, beton basınç birim şekildeğiştirmesi ve donatı çeliği birim şekildeğiştirme değerleri elde edilir.

ε_c = 0.00164, ε_s = 0.01793

Bu istem değerleri kesit düzeyinde çeşitli hasar sınırları için tanımlanan birim şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak sünek davranışa ilişkin kesit hasar bölgeleri belirlenir.

$\varepsilon_c = 0.00164 < (\varepsilon_c)_{MN} = 0.0035$

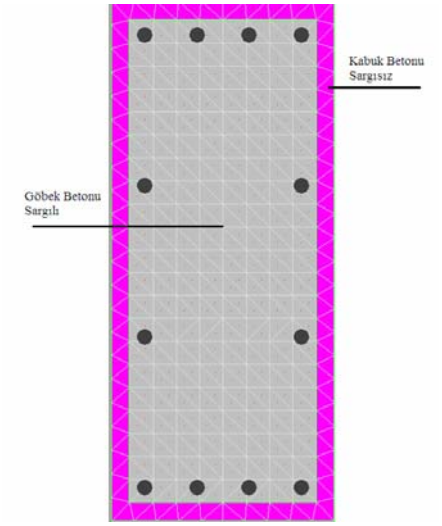
$(\varepsilon_s)_{MN} = 0.01 < \varepsilon_s = 0.01793 < (\varepsilon_s)_{GV} = 0.04$

Kesit hasar bölgesi *belirgin hasar bölgesi* olarak belirlenir.

S102 Kolonu İçin Örnek Hesap

Şekil 4.7'de geometrisi ve donatı detayı verilen S102 kolon alt ucu moment- eğrilik analiz modelinde kolon kabuk betonunda Mander sargısız beton modeli, etriyelerle

çevrili çekirdek betonunda ise Mander sargılı beton modeli kullanılır, Şekil 4.17. Donatı çeliğinde pekleşmeyi de gözönüne alan model kullanılmıştır, Şekil 4.16. Sargı etkisiyle artan beton basınç dayanımı ve beton ezilme birim kısalması enine ve boyuna donatı detayı gözönüne alınarak hesaplanır. Tablo 4.22'de S102 kolonu sargılı betonu için bulunan değerler verilmektedir.



Şekil 4.17 : S102 Kolonu Kesit Analiz Modeli

Tablo 4.22 : S102 Kolonu Sargılı Beton Malzeme Karakteristikleri

					Çiroz				
Kolon	**b (mm)**	**h (mm)**	**Boyuna Donatı**	**Etriye**	**Yön**	**Adet**	f_{cc}	ε_{cu}	ε_{cc}
S102	300	700	12ø20	Φ10/100	X	2Φ10	27.443	0.0278	0.0057

Statik itme analizi sonucunda S102 kolonunun alt ucu için elde edilen plastik dönme değeri plastik mafsal boyuna bölünerek plastik eğrilik bulunur. Plastik mafsal boyu çalışan kesit boyutunun yarısı alınır.

b = 30 cm

h = 70 cm

$L_p = 70/2 = 35$ cm

$\theta_p = 0.00498$ radyan

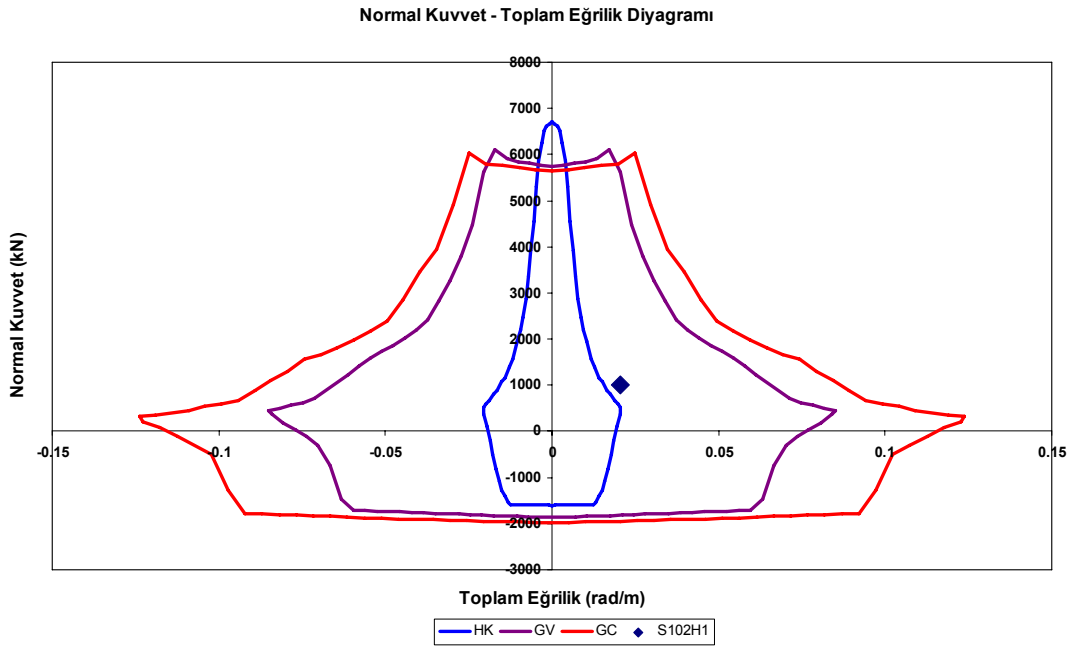
$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} = \frac{0.00498}{0.35} = 0.01423 \text{ rad / m}$$

Hesaplanan eğrilik akma eğrili ile toplanarak toplam eğrilik elde edilir. Akma eğriliğinin hesabı için Denklem 4.10'da verilen Priestley formülü kullanılır.

$$\phi_y = \frac{2.1\varepsilon_{sy}}{h} = \phi_y = \frac{2.1 \times 0.0021}{0.7} = 0.0063 \text{ rad / m}$$

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p = 0.02053 \text{ rad / m}$$

S102 kolonu için performans düzeylerine göre izin verilen beton ve çelik birim şekildeğiştirme sınırları kesit analizi yapılan programa tanımlanarak ilgili kesitin, bu sınırlara karşılık gelen normal kuvvet - toplam eğrilik diyagramları elde edilir. Analiz sonucunda bulunan normal kuvvet - toplam eğrilik istemi değerleri bu diyagram üzerine yerleştirilerek kesitin hasar bölgesi belirlenir, Şekil 4.18.



Şekil 4.18 : S102 Kolonu Kesit Hasar Bölgesinin Belirlenmesi

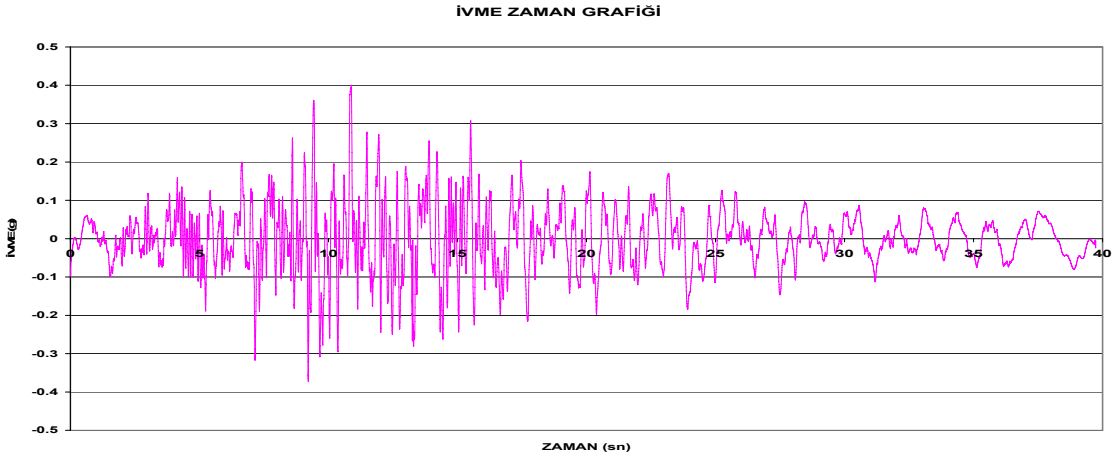
S102 kolonu için normal kuvvet P = 1016.557 kN, toplam eğrilik ϕ_t = 0.02053 rad / m değerleri Şekil 4.18'de gösterilen diyagrama yerleştirilerek, kesit hasar bölgesi *belirgin hasar bölgesi* olarak bulunur.

4.4.3. Sistemin zaman tanım alanında hesap yöntemine göre deprem performansının belirlenmesi

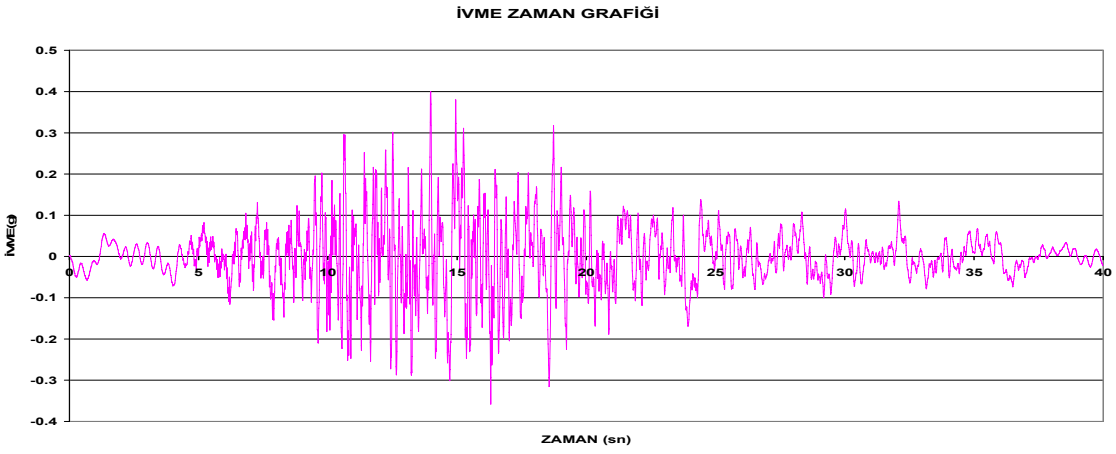
TSM-1 taşıyıcı sistem modelinin, 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde öngörülen zaman tanım alanında hesap yöntemi yöntemi ile, kesit hasar bölgelerinin belirlenmesinde izlenen hesap adımları aşağıda sayısal olarak açıklanmıştır. Hesap

adımları Şekil 4.6'da gösterilen S102 kolonu ve K102 kirişi için ayrıntılı olarak açıklanmış, diğer elemanlar için ise tablolar halinde özetlenmiştir.

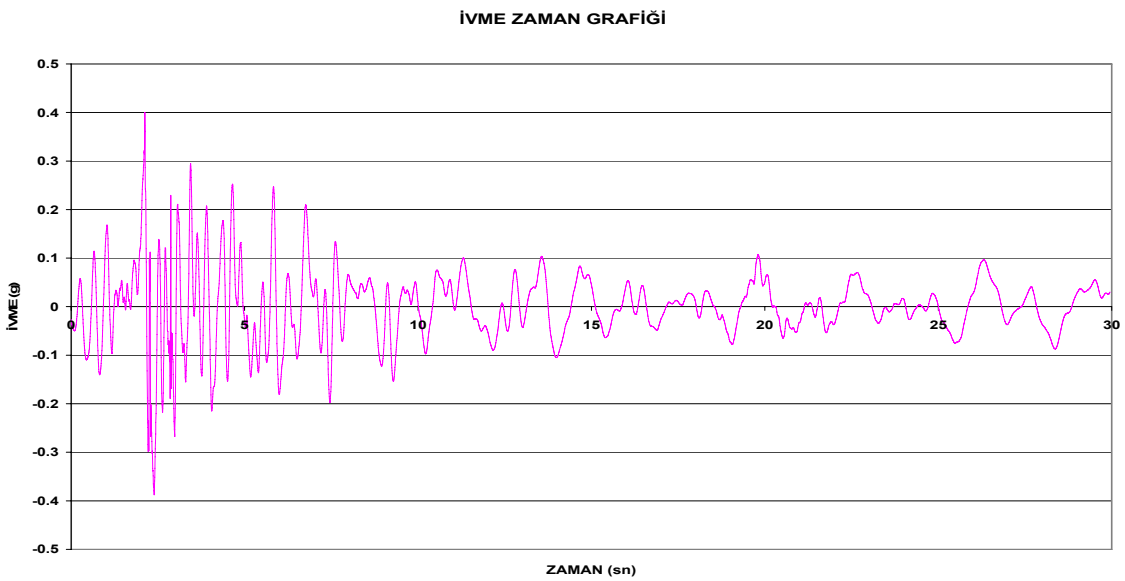
a) Zaman tanım alanında hesap yöntemine göre analizde üç adet yapay deprem hareketi kullanılmıştır, Şekil 4.19 - 4.21. Tez kapsamında yer alan doğrusal elastik olmayan analiz yöntemlerinden elde edilen sonuçların sağlıklı şekilde karşılaştırılması amacıyla, yapay deprem hareketleri zemin sınıfına ait ivme spektrumu eğrisinden üretilmiştir. Spektrumla uyumlu yapay deprem hareketlerinin oluşturulması için Oasys Sigraph programı kullanılmıştır, [38]. Analizde kullanılan yapay deprem hareketlerinin en kısa etkime süresi 30 saniyedir. Üretilen deprem hareketlerinin sıfır periyod için hesaplanan spektral ivme değerlerinin ortalaması seçilen Z2 zemin sınıfı ile uygunluğu gözönüne alınarak 0.4 g bulunmuştur.



Şekil 4.19 : Kayıt 1 İçin İvme Zaman Grafiği

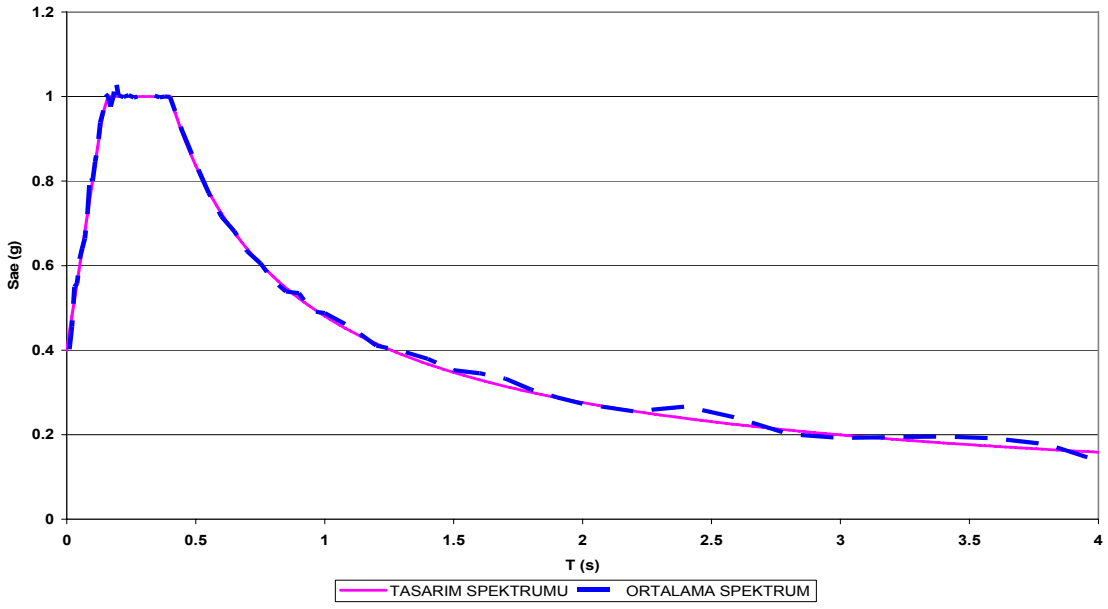


Şekil 4.20 : Kayıt 2 İçin İvme Zaman Grafiği



Şekil 4.21 : Kayıt 3 İçin İvme Zaman Grafiği

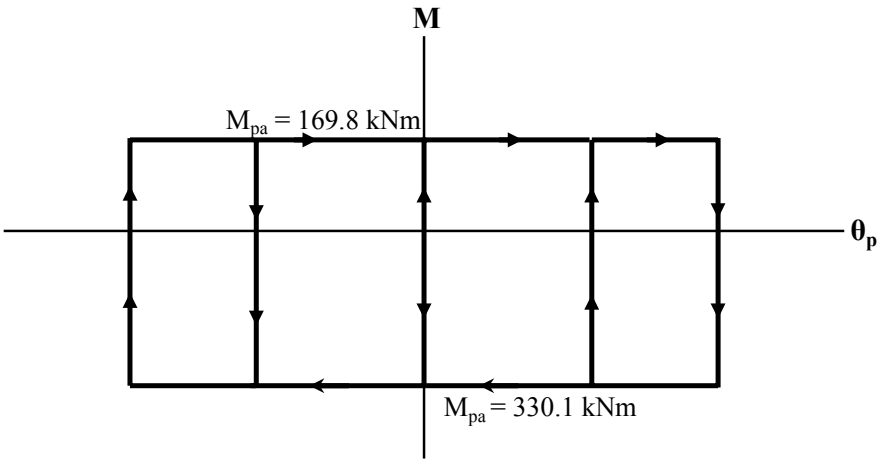
Her bir ivme kaydı için bulunan spektral ivme değerlerinin ortalaması, incelenen taşıyıcı sistemlerin birinci (hakim) periyodu T_1'e göre $0.2T_1$ ile $2T_1$ periyodları arasında, yönetmelikte tanımlanan $S_{ae}(T)$ elastik spektral ivmelerinin %90'ından daha az olmadığı kontrol edilmiştir. Şekil 4.22'de Z2 zemin sınıfı için çizilen ivme spektrumu ve üretilen yapay deprem hareketlerinden elde edilen spektrumun ortalaması beraber çizilmiştir.



Şekil 4.22 : Üretilen Yapay Depremlerin Ortalama Spektrum Eğrisi

b) Kolon ve kirişlerde çatlamış kesite ait eğilme rijitlikleri artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi hesap adımı a'daki gibi bulunur.

c) Plastik kesitlerin akma yüzeylerinin oluşturulmasında artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi hesap adımı b'deki yol izlenir. Zaman tanım alanında hesap yapılan analiz modelinde plastik kesitlerin histeretik moment-plastik dönme bağıntıları statik itme analiz modelindekine benzer şekilde ideal-rijit plastik davranış esas alınarak tanımlanır. Şekil 4.23'de örnek hesap yapılan K102 kirişi sol kesiti için histeretik moment-plastik dönme modeli gösterilmiştir. Akma yüzeyleri oluşturulan plastik mafsallar kolon ve kiriş uçlarında plastik kesitin çalışan doğrultudaki kesit boyutunun yarısı olan plastik mafsal boyunun ortasına yerleştirilir.



Şekil 4.23 : K102 Kirişi Histeretik Moment-Plastik Dönme Modeli

d) Zaman tanım alanında yapılan analizden önce kütlelerle uyumlu düşey yüklerin (G+0.3Q) gözönüne alındığı bir doğrusal olmayan statik analiz yapılır. Bu analizin sonuçları zaman tanım alanında yapılan analizin başlangıç koşulları olarak dikkate alınır.

e) Düşey yükler altında yapılan doğrusal olmayan statik analizden sonra taşıyıcı sistemin, adım a'da tanımlanan yapay deprem hareketleri altında zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analizi yapılır. Zaman tanım alanında analiz için RAM – Perform-2D [13] programı kullanılmıştır. Program dinamik analizde Bölüm 2.4.2.1'de ayrıntıları verilen Newmark-Beta sayısal integrasyon yöntemini esas alır. Analizlerde Bölüm 2.4.3'de ayrıntıları verilen rijitlik orantılı sönüm kullanılmış ve %5'lik sönüm oranı esas alınmıştır.

f) Zaman tanım alanında yapılan dinamik analiz sonucunda, üç farklı deprem hareketi için plastik mafsal dönmeleri elde edilir.

g) Üç deprem hareketinden elde edilen plastik mafsal dönme değerlerinin en büyüğü gözönüne alınır. Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi (j – l) sayılı hesap adımları uygulanarak kesit için toplam eğrilik istemi elde edilir.

h) Zaman tanım alanında yapılan dinamik analiz sonucunda kirişler için hesaplanan eğrilik istemleri, Tablo 4.23'de verilmiştir.

Tablo 4.23 : TSM-1'de Kirişler İçin Toplam Eğrilik İstem Değerlerinin Elde Edilmesi

Mafsal	$\lvert\theta_{pmax}\rvert$	L_p	Φ_p	Φ_y	Φ_t
Adı	Radyan	metre	1/m	1/m	1/m
K101H1	0.00471	0.3	0.01570	0.00735	0.02305
K101H2	0.00434	0.3	0.01447	0.00735	0.02182
K102H1	0.00516	0.3	0.01720	0.00735	0.02455
K102H2	0.00425	0.3	0.01417	0.00735	0.02152
K103H1	0.00324	0.3	0.01080	0.00735	0.01815
K103H2	0.00594	0.3	0.01980	0.00735	0.02715
K201H1	0.00643	0.3	0.02143	0.00735	0.02878
K201H2	0.00566	0.3	0.01887	0.00735	0.02622
K202H1	0.00652	0.3	0.02173	0.00735	0.02908
K202H2	0.00560	0.3	0.01867	0.00735	0.02602
K203H1	0.00533	0.3	0.01777	0.00735	0.02512
K203H2	0.00522	0.3	0.01740	0.00735	0.02475
K301H1	0.00729	0.3	0.02430	0.00735	0.03165
K301H2	0.00513	0.3	0.01710	0.00735	0.02445
K302H1	0.00567	0.3	0.01890	0.00735	0.02625
K302H2	0.00581	0.3	0.01937	0.00735	0.02672
K303H1	0.00562	0.3	0.01873	0.00735	0.02608
K303H2	0.00752	0.3	0.02507	0.00735	0.03242
K401H1	0.01176	0.25	0.04704	0.00882	0.05586
K401H2	0.00765	0.25	0.03060	0.00882	0.03942
K402H1	0.00732	0.25	0.02928	0.00882	0.03810
K402H2	0.00739	0.25	0.02956	0.00882	0.03838
K403H1	0.00680	0.25	0.02720	0.00882	0.03602
K403H2	0.01088	0.25	0.04352	0.00882	0.05234
K501H1	0.00528	0.25	0.02112	0.00882	0.02994
K501H2	0.00380	0.25	0.01520	0.00882	0.02402
K502H1	0.00181	0.25	0.00724	0.00882	0.01606
K502H2	0.00274	0.25	0.01096	0.00882	0.01978
K503H1	0.00294	0.25	0.01176	0.00882	0.02058
K503H2	0.00627	0.25	0.02508	0.00882	0.03390
K601H1	0.00052	0.25	0.00208	0.00882	0.01090
K601H2	0.00019	0.25	0.00076	0.00882	0.00958
K602H1	0.00000	0.25	0.00000	0.00882	0.00882
K602H2	0.00000	0.25	0.00000	0.00882	0.00882
K603H1	0.00000	0.25	0.00000	0.00882	0.00882
K603H2	0.00116	0.25	0.00464	0.00882	0.01346

i) Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi *n* hesap adımı uygulanarak kiriş kesiti için toplam eğrilik isteminden betonun birim kısalma, donatı çeliğinin ise birim boy değişmesi istemlerine geçilir. Bu istem değerleri kesit düzeyinde çeşitli hasar sınırları için tanımlanan birim şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak sünek davranışa ilişkin kesit hasar bölgeleri belirlenir, Tablo 4.24.

Tablo 4.24 : TSM-1'deKirişlerin Kesit Hasar Bölgeleri

Mafsal	$\|\theta_{pmax}\|$	L_p	Φ_p	Φ_y	Φ_t	ε_s	***Kesit Hasar Bölgesi***
Adı	**Radyan**	**metre**	**1/m**	**1/m**	**1/m**		
K101H1	0.00471	0.3	0.01570	0.00735	0.02305	0.01105	**BHB**
K101H2	0.00434	0.3	0.01447	0.00735	0.02182	0.00991	**MHB**
K102H1	0.00516	0.3	0.01720	0.00735	0.02455	0.01220	**BHB**
K102H2	0.00425	0.3	0.01417	0.00735	0.02152	0.00977	**MHB**
K103H1	0.00324	0.3	0.01080	0.00735	0.01815	0.00893	**MHB**
K103H2	0.00594	0.3	0.01980	0.00735	0.02715	0.01310	**BHB**
K201H1	0.00643	0.3	0.02143	0.00735	0.02878	0.01434	**BHB**
K201H2	0.00566	0.3	0.01887	0.00735	0.02622	0.01204	**BHB**
K202H1	0.00652	0.3	0.02173	0.00735	0.02908	0.01452	**BHB**
K202H2	0.00560	0.3	0.01867	0.00735	0.02602	0.01194	**BHB**
K203H1	0.00533	0.3	0.01777	0.00735	0.02512	0.01249	**BHB**
K203H2	0.00522	0.3	0.01740	0.00735	0.02475	0.01161	**BHB**
K301H1	0.00729	0.3	0.02430	0.00735	0.03165	0.01581	**BHB**
K301H2	0.00513	0.3	0.01710	0.00735	0.02445	0.01124	**BHB**
K302H1	0.00567	0.3	0.01890	0.00735	0.02625	0.01212	**BHB**
K302H2	0.00581	0.3	0.01937	0.00735	0.02672	0.01329	**BHB**
K303H1	0.00562	0.3	0.01873	0.00735	0.02608	0.01204	**BHB**
K303H2	0.00752	0.3	0.02507	0.00735	0.03242	0.01621	**BHB**
K401H1	0.01176	0.25	0.04704	0.00882	0.05586	0.02275	**BHB**
K401H2	0.00765	0.25	0.03060	0.00882	0.03942	0.01451	**BHB**
K402H1	0.00732	0.25	0.02928	0.00882	0.03810	0.01542	**BHB**
K402H2	0.00739	0.25	0.02956	0.00882	0.03838	0.01410	**BHB**
K403H1	0.00680	0.25	0.02720	0.00882	0.03602	0.01319	**BHB**
K403H2	0.01088	0.25	0.04352	0.00882	0.05234	0.01996	**BHB**
K501H1	0.00528	0.25	0.02112	0.00882	0.02994	0.01203	**BHB**
K501H2	0.00380	0.25	0.01520	0.00882	0.02402	0.00897	**MHB**
K502H1	0.00181	0.25	0.00724	0.00882	0.01606	0.00581	**MHB**
K502H2	0.00274	0.25	0.01096	0.00882	0.01978	0.00730	**MHB**
K503H1	0.00294	0.25	0.01176	0.00882	0.02058	0.00761	**MHB**
K503H2	0.00627	0.25	0.02508	0.00882	0.03390	0.01292	**BHB**
K601H1	0.00052	0.25	0.00208	0.00882	0.01090	0.00413	**MHB**
K601H2	0.00019	0.25	0.00076	0.00882	0.00958	0.00339	**MHB**
K602H1	0.00000	0.25	0.00000	0.00882	0.00882	0.00309	**MHB**
K602H2	0.00000	0.25	0.00000	0.00882	0.00882	0.00309	**MHB**
K603H1	0.00000	0.25	0.00000	0.00882	0.00882	0.00309	**MHB**
K603H2	0.00116	0.25	0.00464	0.00882	0.01346	0.00518	**MHB**

j) Kolonlar için artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi (j – l) sayılı hesap adımları uygulanarak elde edilen eğrilik istemi değerleri aşağıda Tablo 4.25'de verilmiştir.

Tablo 4.25 : TSM- 1'de Kolonlar İçin Toplam Eğrilik İstem Değerlerinin Elde Edilmesi

Mafsal	P	$\lvert\theta_{pmax}\rvert$	L_p	Φ_p	Φ_y	Φ_t
Adı	KN	Radyan	metre	1/m	1/m	1/m
S101H1	960.97	0.00109	0.2	0.00545	0.01103	0.01648
S101H2	1009.32	0.00000	0.2	0.00000	0.01103	0.01103
S102H1	1139.07	0.00213	0.35	0.00609	0.00630	0.01239
S102H2	1139.07	0.00000	0.35	0.00000	0.00630	0.00630
S103H1	1156.49	0.00209	0.35	0.00597	0.00630	0.01227
S103H2	1156.49	0.00000	0.35	0.00000	0.00630	0.00630
S104H1	981.19	0.00074	0.2	0.00370	0.01103	0.01473
S104H2	981.19	0.00000	0.2	0.00000	0.01103	0.01103
S201H1	820.62	0.00000	0.2	0.00000	0.01103	0.01103
S201H2	820.62	0.00000	0.2	0.00000	0.01103	0.01103
S202H1	873.73	0.00000	0.35	0.00000	0.00630	0.00630
S202H2	873.73	0.00000	0.35	0.00000	0.00630	0.00630
S203H1	875.32	0.00000	0.35	0.00000	0.00630	0.00630
S203H2	875.32	0.00000	0.35	0.00000	0.00630	0.00630
S204H1	801.69	0.00000	0.2	0.00000	0.01103	0.01103
S204H2	801.69	0.00000	0.2	0.00000	0.01103	0.01103
S301H1	619.24	0.00000	0.2	0.00000	0.01103	0.01103
S301H2	597.06	0.00091	0.2	0.00455	0.01103	0.01558
S302H1	717.35	0.00039	0.25	0.00156	0.00882	0.01038
S302H2	708.90	0.00103	0.25	0.00412	0.00882	0.01294
S303H1	713.93	0.00037	0.25	0.00148	0.00882	0.01030
S303H2	719.84	0.00101	0.25	0.00404	0.00882	0.01286
S304H1	615.34	0.00000	0.2	0.00000	0.01103	0.01103
S304H2	591.77	0.00046	0.2	0.00230	0.01103	0.01333
S401H1	424.73	0.00015	0.2	0.00075	0.01103	0.01178
S401H2	424.73	0.00000	0.2	0.00000	0.01103	0.01103
S402H1	605.38	0.00425	0.25	0.01700	0.00882	0.02582
S402H2	573.80	0.00088	0.25	0.00352	0.00882	0.01234
S403H1	579.28	0.00434	0.25	0.01736	0.00882	0.02618
S403H2	579.28	0.00100	0.25	0.00400	0.00882	0.01282
S404H1	431.25	0.00106	0.2	0.00530	0.01103	0.01633
S404H2	431.25	0.00000	0.2	0.00000	0.01103	0.01103
S501H1	288.34	0.00000	0.2	0.00000	0.01103	0.01103
S501H2	288.34	0.00277	0.2	0.01385	0.01103	0.02488
S502H1	532.76	0.00233	0.2	0.01165	0.01103	0.02268
S502H2	532.76	0.00900	0.2	0.04500	0.01103	0.05603
S503H1	517.37	0.00240	0.2	0.01200	0.01103	0.02303
S503H2	517.37	0.00912	0.2	0.04560	0.01103	0.05663
S504H1	295.89	0.00003	0.2	0.00015	0.01103	0.01118
S504H2	295.89	0.00400	0.2	0.02000	0.01103	0.03103
S601H1	156.34	0.00000	0.2	0.00000	0.01103	0.01103
S601H2	156.34	0.00159	0.2	0.00795	0.01103	0.01898
S602H1	297.54	0.00000	0.2	0.00000	0.01103	0.01103
S602H2	297.54	0.00459	0.2	0.02295	0.01103	0.03398
S603H1	259.42	0.00003	0.2	0.00015	0.01103	0.01118
S603H2	259.35	0.00252	0.2	0.01260	0.01103	0.02363
S604H1	170.73	0.00000	0.2	0.00000	0.01103	0.01103
S604H2	154.98	0.00226	0.2	0.01130	0.01103	0.02233

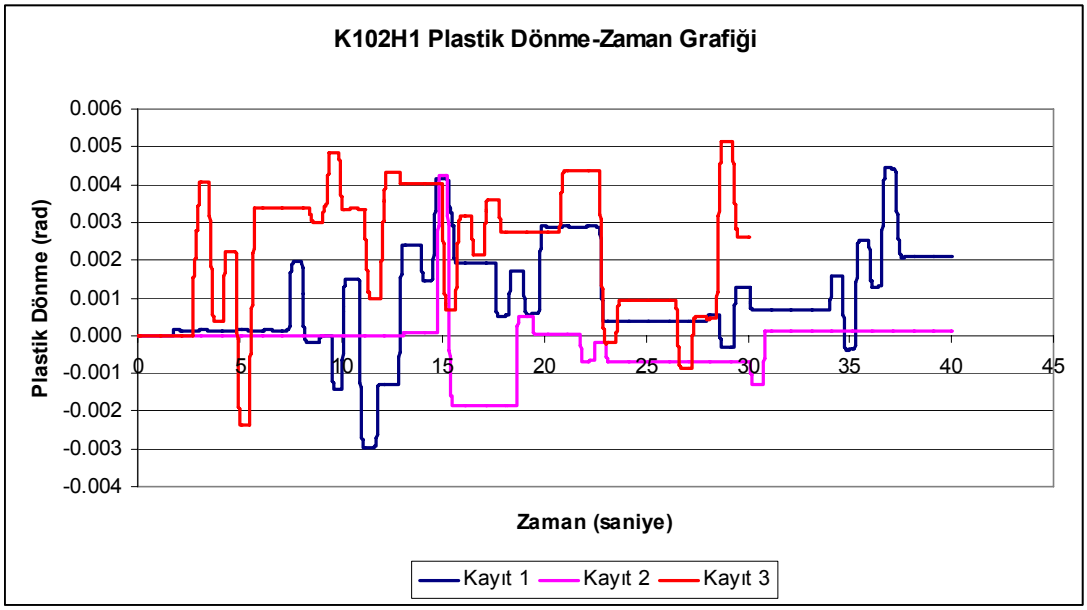
k) Kolonlar için artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi *p* sayılı hesap adımı uygulanarak elde edilen kolon kesit hasar bölgeleri aşağıda Tablo 4.26'da verilmiştir.

Tablo 4.26 : TSM-1'deKolonların Kesit Hasar Bölgeleri

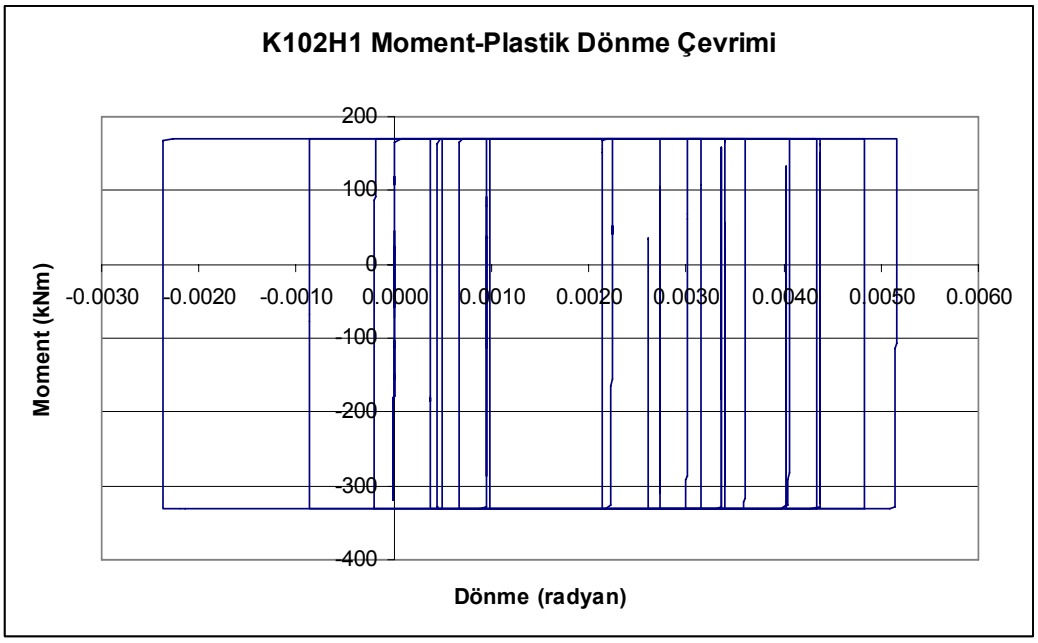
Mafsal	P	$\lvert\theta_{pmax}\rvert$	L_p	Φ_p	Φ_y	Φ_t	*Kesit Hasar Bölgesi*
Adı	KN	Radyan	metre	1/m	1/m	1/m	
S101H1	960.97	0.00109	0.2	0.00545	0.01103	0.01648	**MHB**
S101H2	1009.32	0.00000	0.2	0.00000	0.01103	0.01103	**MHB**
S102H1	1139.07	0.00213	0.35	0.00609	0.00630	0.01239	**MHB**
S102H2	1139.07	0.00000	0.35	0.00000	0.00630	0.00630	**MHB**
S103H1	1156.49	0.00209	0.35	0.00597	0.00630	0.01227	**MHB**
S103H2	1156.49	0.00000	0.35	0.00000	0.00630	0.00630	**MHB**
S104H1	981.19	0.00074	0.2	0.00370	0.01103	0.01473	**MHB**
S104H2	981.19	0.00000	0.2	0.00000	0.01103	0.01103	**MHB**
S201H1	820.62	0.00000	0.2	0.00000	0.01103	0.01103	**MHB**
S201H2	820.62	0.00000	0.2	0.00000	0.01103	0.01103	**MHB**
S202H1	873.73	0.00000	0.35	0.00000	0.00630	0.00630	**MHB**
S202H2	873.73	0.00000	0.35	0.00000	0.00630	0.00630	**MHB**
S203H1	875.32	0.00000	0.35	0.00000	0.00630	0.00630	**MHB**
S203H2	875.32	0.00000	0.35	0.00000	0.00630	0.00630	**MHB**
S204H1	801.69	0.00000	0.2	0.00000	0.01103	0.01103	**MHB**
S204H2	801.69	0.00000	0.2	0.00000	0.01103	0.01103	**MHB**
S301H1	619.24	0.00000	0.2	0.00000	0.01103	0.01103	**MHB**
S301H2	597.06	0.00091	0.2	0.00455	0.01103	0.01558	**MHB**
S302H1	717.35	0.00039	0.25	0.00156	0.00882	0.01038	**MHB**
S302H2	708.90	0.00103	0.25	0.00412	0.00882	0.01294	**MHB**
S303H1	713.93	0.00037	0.25	0.00148	0.00882	0.01030	**MHB**
S303H2	719.84	0.00101	0.25	0.00404	0.00882	0.01286	**MHB**
S304H1	615.34	0.00000	0.2	0.00000	0.01103	0.01103	**MHB**
S304H2	591.77	0.00046	0.2	0.00230	0.01103	0.01333	**MHB**
S401H1	424.73	0.00015	0.2	0.00075	0.01103	0.01178	**MHB**
S401H2	424.73	0.00000	0.2	0.00000	0.01103	0.01103	**MHB**
S402H1	605.38	0.00425	0.25	0.01700	0.00882	0.02582	**MHB**
S402H2	573.80	0.00088	0.25	0.00352	0.00882	0.01234	**MHB**
S403H1	579.28	0.00434	0.25	0.01736	0.00882	0.02618	**MHB**
S403H2	579.28	0.00100	0.25	0.00400	0.00882	0.01282	**MHB**
S404H1	431.25	0.00106	0.2	0.00530	0.01103	0.01633	**MHB**
S404H2	431.25	0.00000	0.2	0.00000	0.01103	0.01103	**MHB**
S501H1	288.34	0.00000	0.2	0.00000	0.01103	0.01103	**MHB**
S501H2	288.34	0.00277	0.2	0.01385	0.01103	0.02488	**MHB**
S502H1	532.76	0.00233	0.2	0.01165	0.01103	0.02268	**MHB**
S502H2	532.76	0.00900	0.2	0.04500	0.01103	0.05603	**BHB**
S503H1	517.37	0.00240	0.2	0.01200	0.01103	0.02303	**MHB**
S503H2	517.37	0.00912	0.2	0.04560	0.01103	0.05663	**BHB**
S504H1	295.89	0.00003	0.2	0.00015	0.01103	0.01118	**MHB**
S504H2	295.89	0.00400	0.2	0.02000	0.01103	0.03103	**MHB**
S601H1	156.34	0.00000	0.2	0.00000	0.01103	0.01103	**MHB**
S601H2	156.34	0.00159	0.2	0.00795	0.01103	0.01898	**MHB**
S602H1	297.54	0.00000	0.2	0.00000	0.01103	0.01103	**MHB**
S602H2	297.54	0.00459	0.2	0.02295	0.01103	0.03398	**MHB**
S603H1	259.42	0.00003	0.2	0.00015	0.01103	0.01118	**MHB**
S603H2	259.35	0.00252	0.2	0.01260	0.01103	0.02363	**MHB**
S604H1	170.73	0.00000	0.2	0.00000	0.01103	0.01103	**MHB**
S604H2	154.98	0.00226	0.2	0.01130	0.01103	0.02233	**MHB**

K102 Kirişi İçin Örnek Hesap

Kesitin hasar bölgesinin belirlenmesi amacıyla yapılan moment-eğrilik analizinde kullanılan malzeme modelleri, artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi K102 kirişi örnek hesabında verilmiştir. Üç deprem etkisi altında, K102 kirişi sol ucunda (K102H1) elde edilen plastik dönme - zaman grafiği ve maksimum plastik dönmeyi veren kayıda ait moment plastik – dönme histeretik çevrimi Şekil 4.24 ve Şekil 4.25'de verilmiştir.



Şekil 4.24 : K102 Kirişi Sol Ucu Plastik Dönme - Zaman Grafiği



Şekil 4.25 : K102 Kirişi Sol Ucu Moment - Plastik Dönme Çevrimi

Zaman tanım alanında analiz sonucunda, üç deprem kaydından K102 kirişi sol ucu (K102H1) için elde edilen maksimum plastik dönme değeri plastik mafsal boyuna bölünerek plastik eğrilik bulunur. Plastik mafsal boyu çalışan kesit boyutunun yarısı alınır.

b = 30 cm

h = 60 cm

L_p = 60/2 = 30 cm

θ_{pmax} = 0.00516 radyan

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} = \frac{0.00516}{0.3} = 0.0172 \text{ rad / m}$$

Hesaplanan eğrilik akma eğrili ile toplanarak toplam eğrilik elde edilir. Akma eğriliğinin hesabı için Denklem 4.10'da verilen Priestley formülü kullanılır.

$$\phi_y = \frac{2.1\varepsilon_{sy}}{h} = \phi_y = \frac{2.1 \times 0.0021}{0.6} = 0.00735 \text{ rad / m}$$

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p = 0.02455 \text{ rad / m}$$

Yapılan moment - eğrilik analizi sonucu, bulunan toplam eğriliklerden, beton basınç birim şekil değiştirmesi ve donatı çeliği birim şekil değiştirme değerleri elde edilir.

ε_c = 0.00125, ε_s = 0.0122

Bu istem değerleri kesit düzeyinde çeşitli hasar sınırları için tanımlanan birim şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak sünek davranışa ilişkin kesit hasar bölgeleri belirlenir.

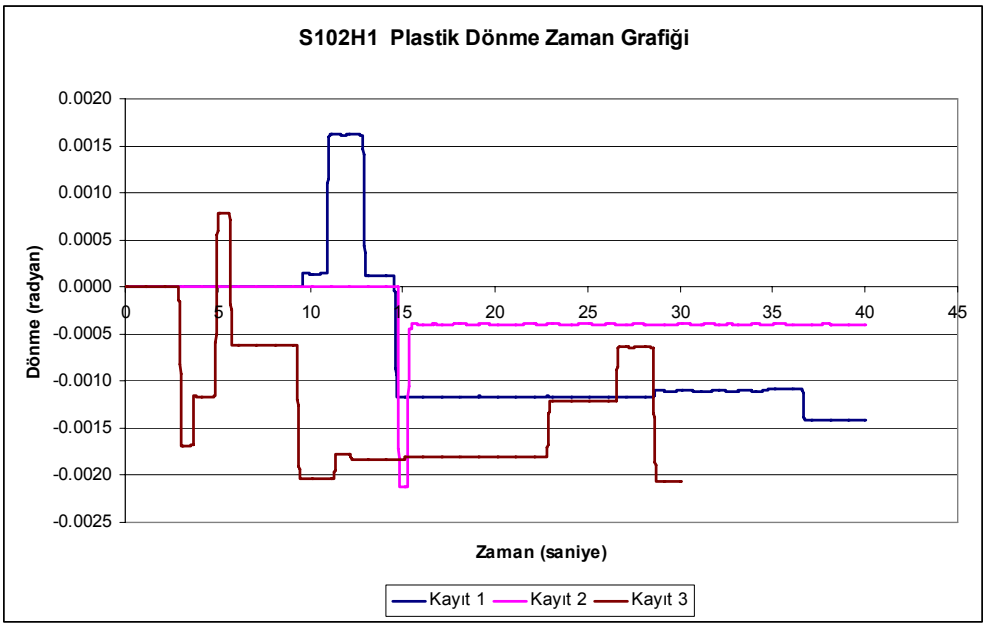
$\varepsilon_c = 0.00125 < (\varepsilon_c)_{MN} = 0.0035$

$(\varepsilon_s)_{MN} = 0.01 < \varepsilon_s = 0.0122 < (\varepsilon_s)_{GV} = 0.04$

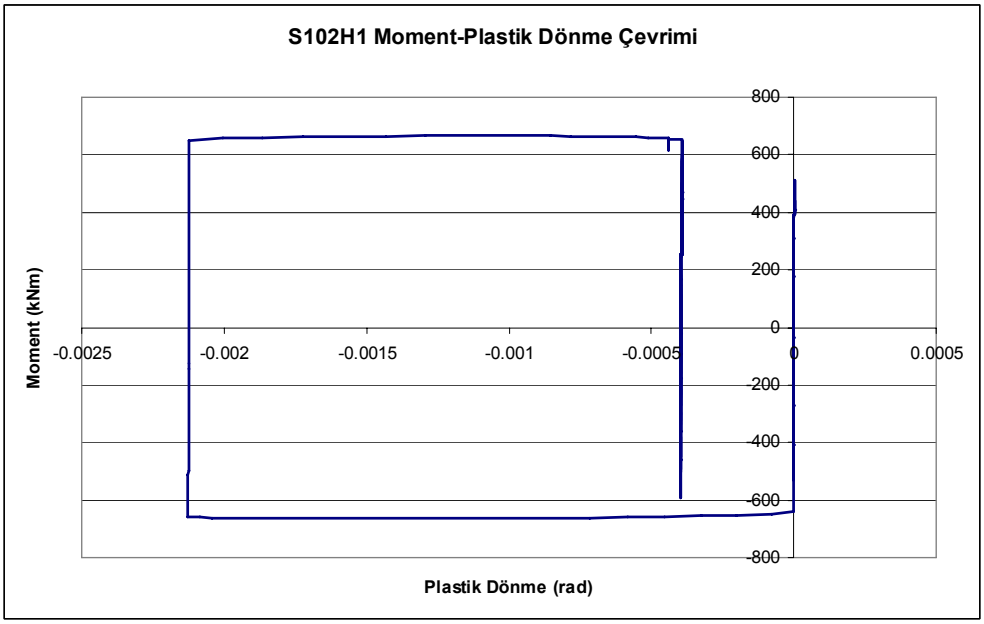
Kesit hasar bölgesi *belirgin hasar bölgesi* olarak bulunur.

S102 Kolonu İçin Örnek Hesap

Kesitin hasar bölgesinin belirlenmesi amacıyla yapılan moment-eğrilik analizinde kullanılan malzeme modelleri artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi S102 kolonu örnek hesabında verilmiştir. Üç deprem etkisi altında, S102 kolonu alt ucunda (S102H1) elde edilen plastik dönme - zaman grafiği ve maksimum plastik dönmeyi veren kayıda ait moment plastik – dönme histeretik çevrimi Şekil 4.26 ve Şekil 4.27'de verilmiştir.



Şekil 4.26 : S102 Kolonu Alt Ucu Plastik Dönme - Zaman Grafiği



Şekil 4.27 : S102 Kolonu Alt Ucu Moment - Plastik Dönme Çevrimi

Zaman tanım alanında analiz sonucunda üç deprem kaydından S102 kolonu alt ucu (S102H1) için elde edilen maksimum plastik dönme değeri plastik mafsal boyuna bölünerek plastik eğrilik bulunur. Plastik mafsal boyu çalışan kesit boyutunun yarısı alınır.

b = 30 cm

h = 70 cm

L_p = 70/2 = 35 cm

θ_{pmax} = 0.00213 radyan

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} = \frac{0.00213}{0.35} = 0.00609 \text{ rad / m}$$

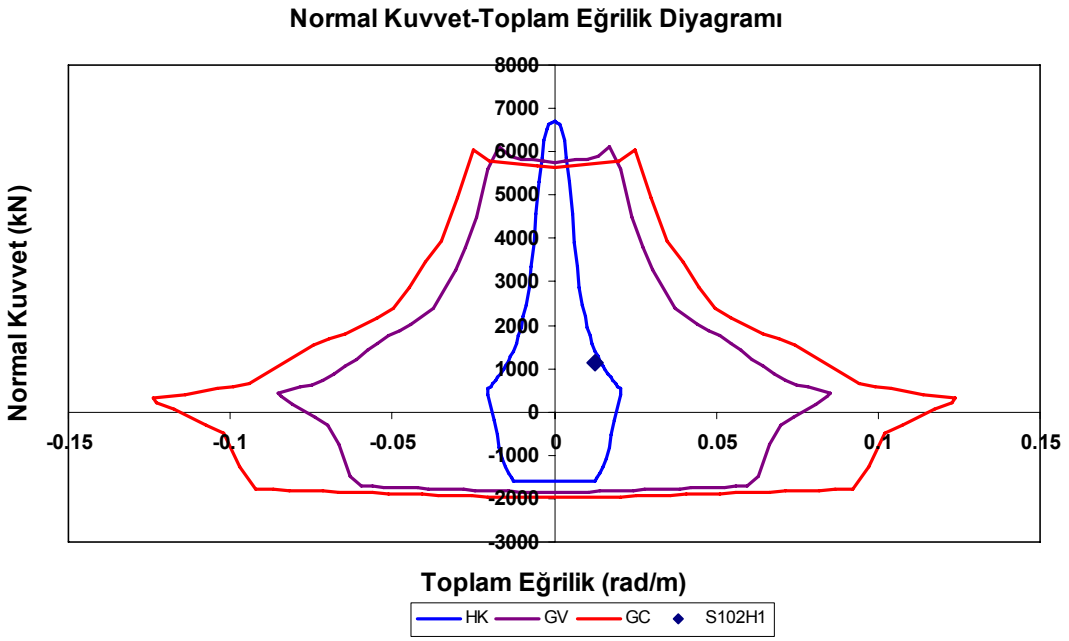
Hesaplanan eğrilik akma eğrili ile toplanarak toplam eğrilik elde edilir. Akma eğriliğinin hesabı için Denklem 4.10'da verilen Priestley formülü kullanılır.

$$\phi_y = \frac{2.1\varepsilon_{sy}}{h} = \phi_y = \frac{2.1 \times 0.0021}{0.7} = 0.0063 \text{ rad / m}$$

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p = 0.01239 \text{ rad / m}$$

S102 kolonu için performans düzeylerine göre izin verilen beton ve çelik birim şekildeğiştirme sınırları kesit analizi yapılan programa tanımlanarak ilgili kesitin, bu sınırlara karşılık gelen normal kuvvet - toplam eğrilik diyagramları elde edilir. Analiz sonucunda bulunan normal kuvvet - toplam eğrilik istemi değerleri bu diyagram üzerine yerleştirilerek kesitin hasar bölgesi belirlenir, Şekil 4.28.

S102 kolonu için normal kuvvet P = 1139.073 kN, toplam eğrilik ϕ_t = 0.01239 rad / m değerleri Şekil 4.28'de gösterilen diyagrama yerleştirilerek, kesit hasar bölgesi *minimum hasar bölgesi* olarak bulunur.



Şekil 4.28 : Zaman Tanım Alanında Hesapla S102H1 Kesit Hasar Bölgesinin Belirlenmesi

4.4.4. Sistemin artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ve zaman tanım alanında hesap yöntemi ile bulunan sonuçların karşılaştırılması

4.4.4.1. Kesit hasar bölgelerinin karşılaştırılması

Sistemin kiriş ve kolon uç noktaları için, yukarıda açıklanan her iki yöntem ile belirlenen kesit hasar bölgeleri Tablo 4.27 ve Tablo 4.28 üzerinde karşılaştırılmıştır.

Tablo 4.27 : Kirişlerin Her İki Yöntemle Belirlenen Kesit Hasar Bölgelerinin Karşılaştırılması

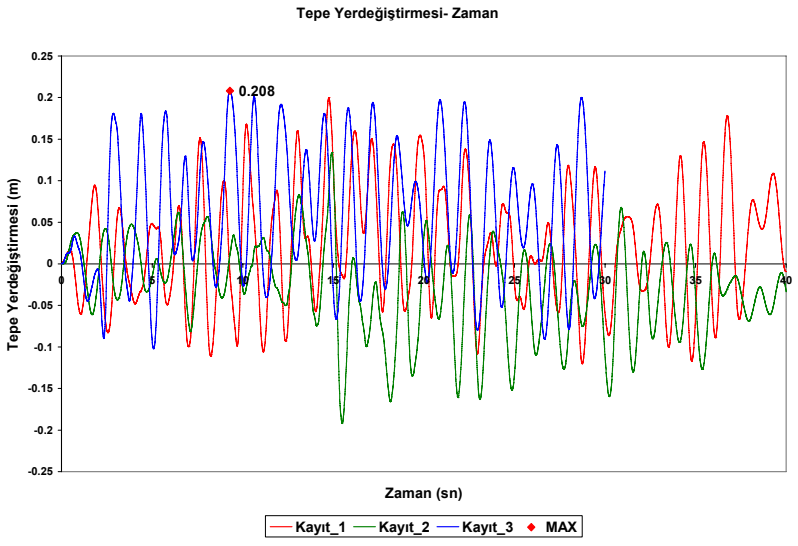
Mafsal Adı	Zaman Tanım Alanında Hesap Y.	Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Y.		Mafsal Adı	Zaman Tanım Alanında Hesap Y.	Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Y.	
K101H1	BHB	BHB	√	K401H1	BHB	BHB	√
K101H2	MHB	BHB	X	K401H2	BHB	BHB	√
K102H1	BHB	BHB	√	K402H1	BHB	BHB	√
K102H2	MHB	BHB	X	K402H2	BHB	BHB	√
K103H1	MHB	BHB	X	K403H1	BHB	BHB	√
K103H2	BHB	BHB	√	K403H2	BHB	BHB	√
K201H1	BHB	BHB	√	K501H1	BHB	MHB	X
K201H2	BHB	BHB	√	K501H2	MHB	MHB	√
K202H1	BHB	BHB	√	K502H1	MHB	MHB	√
K202H2	BHB	BHB	√	K502H2	MHB	MHB	√
K203H1	BHB	BHB	√	K503H1	MHB	MHB	√
K203H2	BHB	BHB	√	K503H2	BHB	MHB	X
K301H1	BHB	BHB	√	K601H1	MHB	MHB	√
K301H2	BHB	BHB	√	K601H2	MHB	MHB	√
K302H1	BHB	BHB	√	K602H1	MHB	MHB	√
K302H2	BHB	BHB	√	K602H2	MHB	MHB	√
K303H1	BHB	BHB	√	K603H1	MHB	MHB	√
K303H2	BHB	BHB	√	K603H2	MHB	MHB	√

Tablo 4.28 : Kolonların Her İki Yöntemle Belirlenen Kesit Hasar Bölgelerinin Karşılaştırılması

Mafsal Adı	Zaman Tanım Alanında Hesap Y.	Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Y.		Mafsal Adı	Zaman Tanım Alanında Hesap Y.	Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Y.	
S101H1	MHB	MHB	√	S401H1	MHB	MHB	√
S101H2	MHB	MHB	√	S401H2	MHB	MHB	√
S102H1	MHB	BHB	X	S402H1	MHB	MHB	√
S102H2	MHB	MHB	√	S402H2	MHB	MHB	√
S103H1	MHB	BHB	X	S403H1	MHB	MHB	√
S103H2	MHB	MHB	√	S403H2	MHB	MHB	√
S104H1	MHB	MHB	√	S404H1	MHB	MHB	√
S104H2	MHB	MHB	√	S404H2	MHB	MHB	√
S201H1	MHB	MHB	√	S501H1	MHB	MHB	√
S201H2	MHB	MHB	√	S501H2	MHB	MHB	√
S202H1	MHB	MHB	√	S502H1	MHB	MHB	√
S202H2	MHB	MHB	√	S502H2	BHB	BHB	√
S203H1	MHB	MHB	√	S503H1	MHB	MHB	√
S203H2	MHB	MHB	√	S503H2	BHB	BHB	√
S204H1	MHB	MHB	√	S504H1	MHB	MHB	√
S204H2	MHB	MHB	√	S504H2	MHB	MHB	√
S301H1	MHB	MHB	√	S601H1	MHB	MHB	√
S301H2	MHB	MHB	√	S601H2	MHB	MHB	√
S302H1	MHB	MHB	√	S602H1	MHB	MHB	√
S302H2	MHB	MHB	√	S602H2	MHB	MHB	√
S303H1	MHB	MHB	√	S603H1	MHB	MHB	√
S303H2	MHB	MHB	√	S603H2	MHB	MHB	√
S304H1	MHB	MHB	√	S604H1	MHB	MHB	√
S304H2	MHB	MHB	√	S604H2	MHB	MHB	√

4.4.4.2. Tepe yatay yerdeğiştirmelerinin karşılaştırılması

a) Zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz sonucunda üç deprem yer hareketinden elde edilen tepe yatay yerdeğiştirmeleri Şekil 4.29' da gösterilmiştir. Buna göre en büyük yatay yerdeğiştirme istemi 0.208 m'dir.

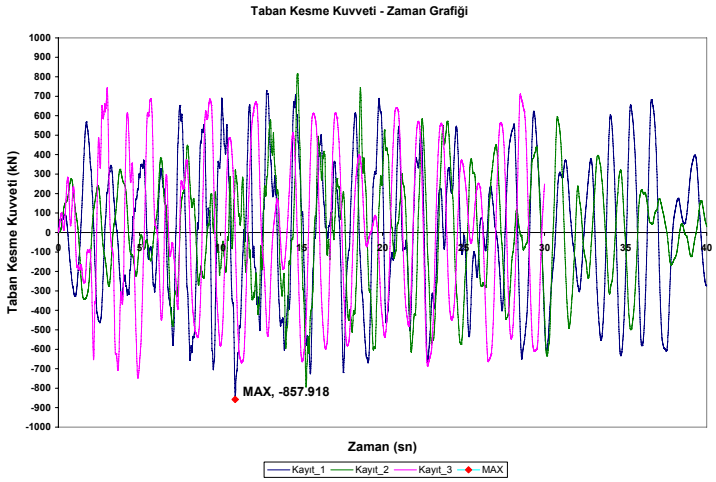


Şekil 4.29 : TSM-1 Zaman Tanım Alanında Analiz Sonucu Bulunan Tepe Yatay Yerdeğiştirmeleri

b) Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemine göre yapılan analizde TSM-1 için tepe yatay yerdeğiştirme istemi 0.23 m'dir.

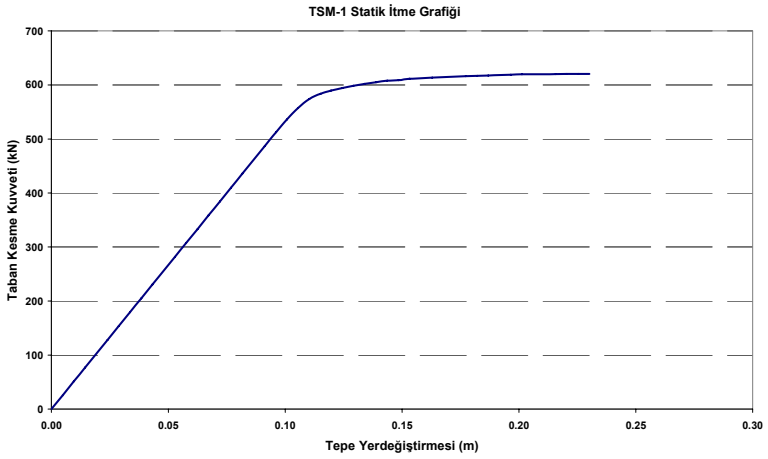
4.4.4.3. Taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması

a) Zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz sonucunda üç deprem yer hareketinden elde edilen taban kesme kuvvetleri Şekil 4.30'da gösterilmiştir. Buna göre en büyük taban kesme kuvveti 857.918 kN'dur.



Şekil 4.30 : TSM-1 Zaman Tanım Alanında Analiz Sonucu Bulunan Taban Kesme Kuvveti

b) Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemine göre yapılan analizde TSM-1 için hedef yerdeğiştirmeye karşı gelen taban kesme kuvveti istemi 620.34 kN bulunmuştur. Sistemin bulunan hedef yerdeğiştirmeye kadar itilmesi ile elde edilen statik itme eğrisi Şekil 4.31'de gösterilmiştir.



Şekil 4.31 : TSM-1 Statik İtme Eğrisi

4.5. TSM-1A İçin Performans Değerlendirmesi ve Karşılaştırma

Sayısal incelemeler için seçilen 6 katlı bina TSM-1A, TSM-1'in malzeme ve sargı etkisi açısından alternatifidir.

TSM-1'den farklı olarak, TSM-1A'da kolonlarda sargı etkisi gözönüne alınmamış ve beton sınıfı olarak C12 kullanılmıştır.

4.5.1. Kesit hasar bölgelerinin karşılaştırılması

Sistemin kiriş ve kolon uç noktaları için, yukarıda açıklanan her iki yöntem ile belirlenen deprem performansları (hasar bölgeleri) Tablo 4.29 ve Tablo 4.30 üzerinde karşılaştırılmıştır.

Tablo 4.29 : TSM-1A Kirişlerin Her İki Yöntemle Belirlenen Kesit Hasar Bölgelerinin Karşılaştırılması

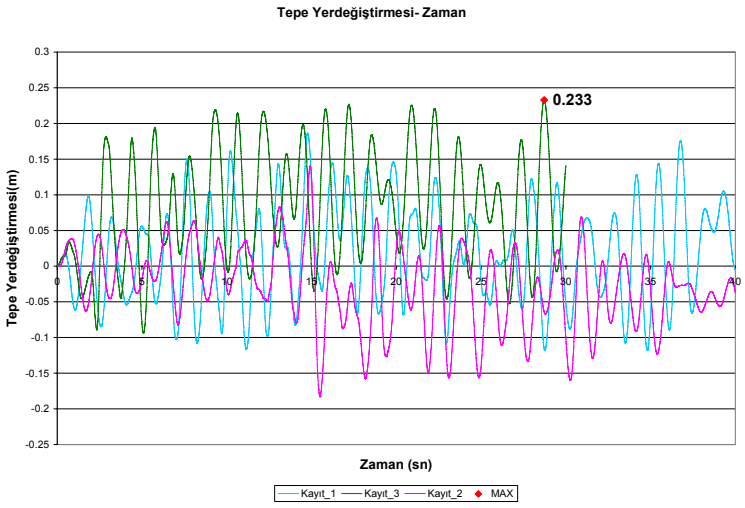
Mafsal Adı	Zaman Tanım Alanında Hesap Y.	Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Y.		Mafsal Adı	Zaman Tanım Alanında Hesap Y.	Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Y.	
K101H1	BHB	BHB	√	K401H1	BHB	BHB	√
K101H2	MHB	BHB	X	K401H2	BHB	MHB	X
K102H1	BHB	BHB	√	K402H1	BHB	MHB	X
K102H2	BHB	BHB	√	K402H2	BHB	MHB	X
K103H1	MHB	BHB	X	K403H1	MHB	MHB	√
K103H2	BHB	BHB	√	K403H2	BHB	BHB	√
K201H1	BHB	BHB	√	K501H1	BHB	MHB	X
K201H2	MHB	BHB	X	K501H2	BHB	MHB	X
K202H1	BHB	BHB	√	K502H1	MHB	MHB	√
K202H2	BHB	BHB	√	K502H2	MHB	MHB	√
K203H1	MHB	BHB	X	K503H1	MHB	MHB	√
K203H2	MHB	BHB	X	K503H2	BHB	MHB	X
K301H1	BHB	BHB	√	K601H1	MHB	MHB	√
K301H2	MHB	MHB	√	K601H2	MHB	MHB	√
K302H1	MHB	MHB	√	K602H1	MHB	MHB	√
K302H2	MHB	MHB	√	K602H2	MHB	MHB	√
K303H1	MHB	MHB	√	K603H1	MHB	MHB	√
K303H2	BHB	BHB	√	K603H2	MHB	MHB	√

Tablo 4.30 : TSM-1A Kolonların Her İki Yöntemle Belirlenen Kesit Hasar Bölgelerinin Karşılaştırılması

Mafsal Adı	Zaman Tanım Alanında Hesap Y.	Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Y.		Mafsal Adı	Zaman Tanım Alanında Hesap Y.	Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Y.	
S101H1	GB	GB	√	S401H1	GB	MHB	X
S101H2	MHB	MHB	√	S401H2	MHB	MHB	√
S102H1	GB	GB	√	S402H1	GB	GB	√
S102H2	MHB	MHB	√	S402H2	GB	GB	√
S103H1	GB	GB	√	S403H1	GB	GB	√
S103H2	MHB	MHB	√	S403H2	GB	GB	√
S104H1	GB	GB	√	S404H1	GB	MHB	X
S104H2	MHB	MHB	√	S404H2	MHB	MHB	√
S201H1	MHB	MHB	√	S501H1	MHB	MHB	√
S201H2	MHB	MHB	√	S501H2	GB	GB	√
S202H1	MHB	MHB	√	S502H1	GB	GB	√
S202H2	MHB	MHB	√	S502H2	GB	GB	√
S203H1	MHB	MHB	√	S503H1	GB	GB	√
S203H2	MHB	MHB	√	S503H2	GB	GB	√
S204H1	MHB	MHB	√	S504H1	MHB	MHB	√
S204H2	MHB	MHB	√	S504H2	GB	GB	√
S301H1	MHB	MHB	√	S601H1	MHB	MHB	√
S301H2	GB	MHB	X	S601H2	MHB	MHB	√
S302H1	IHB	MHB	X	S602H1	MHB	MHB	√
S302H2	GB	GB	√	S602H2	GB	MHB	X
S303H1	IHB	MHB	X	S603H1	MHB	MHB	√
S303H2	GB	GB	√	S603H2	MHB	MHB	√
S304H1	MHB	MHB	√	S604H1	MHB	MHB	√
S304H2	GB	MHB	X	S604H2	MHB	MHB	√

4.5.2. Tepe yatay yerdeğiştirmelerinin karşılaştırılması

a) Zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz sonucunda üç deprem yer hareketinden elde edilen tepe yatay yerdeğiştirmeleri Şekil 4.32'de gösterilmiştir. Buna göre en büyük yatay yerdeğiştirme istemi 0.233 m'dir.

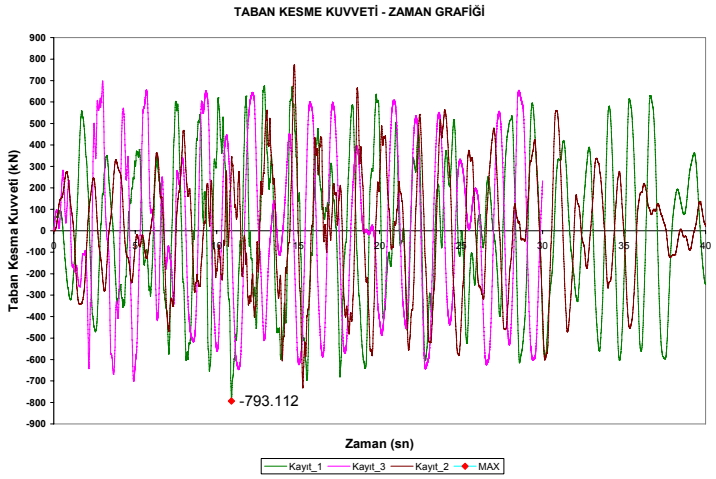


Şekil 4.32 : TSM-1A Zaman Tanım Alanında Analiz Sonucu Bulunan Tepe Yatay Yerdeğiştirmeleri

b) Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemine göre yapılan analizde TSM-1A için tepe yatay yerdeğiştirme istemi 0.233 m'dir.

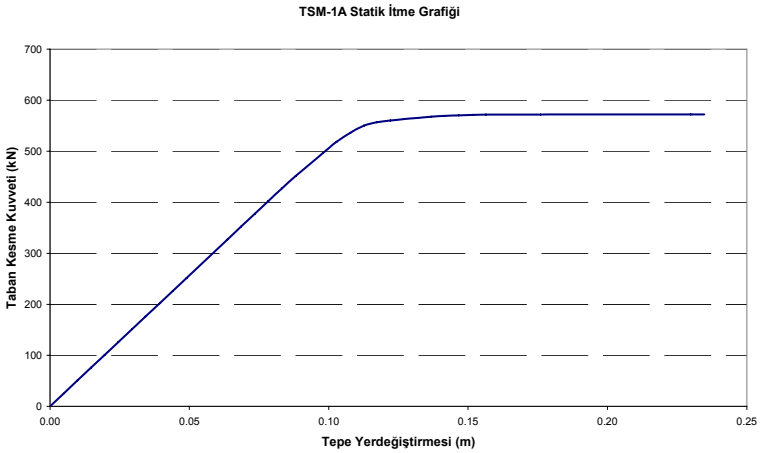
4.5.3. Taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması

a) Zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz sonucunda üç deprem yer hareketinden elde edilen taban kesme kuvvetleri Şekil 4.33'de gösterilmiştir. Buna göre en büyük taban kesme kuvveti 793.112 kN'dur.



Şekil 4.33 : TSM-1A Zaman Tanım Alanında Analiz Sonucu Bulunan Taban Kesme Kuvveti

b) Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemine göre yapılan analizde TSM-1A için hedef yerdeğiştirmeye karşı gelen taban kesme kuvveti istemi 572.15 kN bulunmuştur. Sistemin bulunan hedef yerdeğiştirmeye kadar itilmesi ile elde edilen statik itme eğrisi Şekil 4.34'de gösterilmiştir.



Şekil 4.34 : TSM-1A Statik İtme Eğrisi

4.6. TSM-2 İçin Performans Değerlendirmesi ve Karşılaştırma

Sayısal incelemeler için seçilen TSM-2, üç açıklıklı ve sekiz katlı düzlem çerçeve sistem olup kiriş açıklıkları 6 m, kat yükseklikleri ise ilk katta 3.5 m diğer katlarda ise 3 m olarak seçilmiştir. Planda çerçeve aralıkları 5 m'dir.

ABYYHY 75'e göre boyutlandırılan TSM-2 taşıyıcı sistem modelinde, beton sınıfı C20, donatı çeliği sınıfı ise S420 olarak seçilmiştir. Sistemin deprem performansı değerlendirilmesinde, kolonların sargılı olduğu göz önünde tutulmuştur.

(1.4G+1.6Q) ve (G+Q±E) yükleme kombinasyonlarına göre yapılan betonarme hesap sonucunda elde edilen kolon ve kiriş enkesit boyutları ve boyuna donatıları Tablo 4.31 ve Tablo 4.32'de verilmiştir.

Tablo 4.31 : TSM-2 Kolon Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları

Kolon	b (cm)	h (cm)	Donatı
S101 - S104	30	50	8Φ22
S102 - S103	30	80	12Φ22
S201 - S204	30	50	8Φ20
S202 - S203	30	80	12Φ16
S301 - S304	30	50	8Φ20
S302 - S303	30	60	8Φ20
S401 - S404	30	50	8Φ16
S402 - S403	30	60	8Φ18
S501 - S504	30	40	8Φ20
S502 - S503	30	50	8Φ22
S601 - S604	30	40	8Φ18
S602 - S603	30	50	8Φ16
S701 - S704	30	40	8Φ16
S702 - S703	30	40	8Φ14
S801 - S804	30	40	8Φ14
S802 - S803	30	40	8Φ14

Tablo 4.32 : TSM-2 Kiriş Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları

KAT 1	b (cm)	h (cm)	K101		K102		K103	
	30	60	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ
	Üst Donatı		3Φ20	4Φ20	4Φ20	4Φ20	4Φ20	3Φ20
	Alt Donatı		3Φ20	3Φ20	3Φ20	3Φ20	3Φ20	3Φ20
	Montaj Donatısı		2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18
KAT 2	b (cm)	h (cm)	K201		K202		K203	
	30	60	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ
	Üst Donatı		4Φ20	4Φ20	4Φ20	4Φ20	4Φ20	4Φ20
	Alt Donatı		3Φ20	3Φ20	3Φ20	3Φ20	3Φ20	3Φ20
	Montaj Donatısı		2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18
KAT 3	b (cm)	h (cm)	K301		K302		K303	
	30	60	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ
	Üst Donatı		4Φ20	4Φ20	4Φ20	4Φ20	4Φ20	4Φ20
	Alt Donatı		3Φ20	3Φ20	3Φ20	3Φ20	3Φ20	3Φ20
	Montaj Donatısı		2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18
KAT 4	b (cm)	h (cm)	K401		K402		K403	
	30	60	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ
	Üst Donatı		3Φ22	4Φ20	4Φ20	4Φ20	4Φ20	3Φ22
	Alt Donatı		3Φ20	3Φ20	3Φ20	3Φ20	3Φ20	3Φ20
	Montaj Donatısı		2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18
KAT 5	b (cm)	h (cm)	K501		K502		K503	
	30	50	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ
	Üst Donatı		3Φ22	4Φ20	4Φ20	4Φ20	4Φ20	3Φ22
	Alt Donatı		3Φ20	3Φ20	3Φ20	3Φ20	3Φ20	3Φ20
	Montaj Donatısı		2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18
KAT 6	b (cm)	h (cm)	K601		K602		K603	
	30	50	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ
	Üst Donatı		3Φ20	3Φ22	3Φ22	3Φ22	3Φ22	3Φ20
	Alt Donatı		3Φ18	3Φ18	3Φ18	3Φ18	3Φ18	3Φ18
	Montaj Donatısı		2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18
KAT 7	b (cm)	h (cm)	K701		K702		K703	
	30	50	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ
	Üst Donatı		3Φ18	3Φ18	3Φ18	3Φ18	3Φ18	3Φ18
	Alt Donatı		3Φ16	3Φ16	3Φ16	3Φ16	3Φ16	3Φ16
	Montaj Donatısı		2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18
KAT 8	b (cm)	h (cm)	K801		K802		K803	
	30	50	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ
	Üst Donatı		1Φ12	2Φ14	2Φ14	2Φ14	2Φ14	1Φ12
	Alt Donatı		3Φ16	3Φ16	3Φ16	3Φ16	3Φ16	3Φ16
	Montaj Donatısı		2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18

4.6.1. Kesit hasar bölgelerinin karşılaştırılması

Sistemin kiriş ve kolon uç noktaları için, yukarıda açıklanan her iki yöntem ile belirlenen deprem performansları Tablo 4.33 ve Tablo 4.34 üzerinde karşılaştırılmıştır.

Tablo 4.33 : TSM-2 Kirişlerin Her İki Yöntemle Belirlenen Kesit Hasar Bölgelerinin Karşılaştırılması

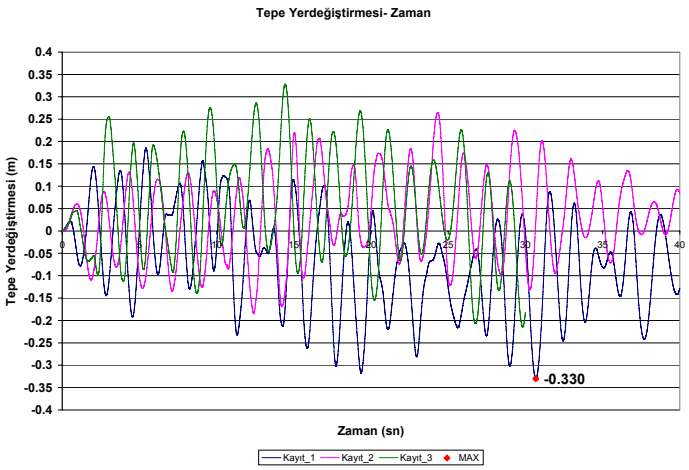
Mafsal Adı	Zaman Tanım Alanında Hesap Y.	Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Y.		Mafsal Adı	Zaman Tanım Alanında Hesap Y.	Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Y.	
K101H1	BHB	BHB	√	K501H1	BHB	BHB	√
K101H2	BHB	MHB	X	K501H2	BHB	BHB	√
K102H1	BHB	BHB	√	K502H1	BHB	BHB	√
K102H2	BHB	BHB	√	K502H2	BHB	BHB	√
K103H1	MHB	MHB	√	K503H1	BHB	BHB	√
K103H2	BHB	BHB	√	K503H2	BHB	BHB	√
K201H1	BHB	BHB	√	K601H1	BHB	BHB	√
K201H2	BHB	BHB	√	K601H2	MHB	MHB	√
K202H1	BHB	BHB	√	K602H1	BHB	MHB	X
K202H2	BHB	BHB	√	K602H2	MHB	MHB	√
K203H1	BHB	BHB	√	K603H1	MHB	MHB	√
K203H2	BHB	BHB	√	K603H2	BHB	BHB	√
K301H1	BHB	BHB	√	K701H1	BHB	MHB	X
K301H2	BHB	BHB	√	K701H2	MHB	MHB	√
K302H1	BHB	BHB	√	K702H1	MHB	MHB	√
K302H2	BHB	BHB	√	K702H2	MHB	MHB	√
K303H1	BHB	BHB	√	K703H1	MHB	MHB	√
K303H2	BHB	BHB	√	K703H2	BHB	MHB	X
K401H1	BHB	BHB	√	K801H1	MHB	MHB	√
K401H2	BHB	BHB	√	K801H2	MHB	MHB	√
K402H1	BHB	BHB	√	K802H1	MHB	MHB	√
K402H2	BHB	BHB	√	K802H2	MHB	MHB	√
K403H1	BHB	BHB	√	K803H1	MHB	MHB	√
K403H2	BHB	BHB	√	K803H2	MHB	MHB	√

Tablo 4.34 : TSM-2 Kolonların Her İki Yöntemle Belirlenen Kesit Hasar Bölgelerinin Karşılaştırılması

Mafsal Adı	Zaman Tanım Alanında Hesap Y.	Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Y.		Mafsal Adı	Zaman Tanım Alanında Hesap Y.	Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Y.	
S101H1	BHB	MHB	X	S501H1	MHB	MHB	√
S101H2	MHB	MHB	√	S501H2	MHB	MHB	√
S102H1	BHB	MHB	X	S502H1	MHB	MHB	√
S102H2	MHB	MHB	√	S502H2	MHB	MHB	√
S103H1	BHB	MHB	X	S503H1	MHB	MHB	√
S103H2	MHB	MHB	√	S503H2	MHB	MHB	√
S104H1	BHB	MHB	X	S504H1	MHB	MHB	√
S104H2	MHB	MHB	√	S504H2	MHB	MHB	√
S201H1	MHB	MHB	√	S601H1	MHB	MHB	√
S201H2	MHB	MHB	√	S601H2	MHB	MHB	√
S202H1	MHB	MHB	√	S602H1	MHB	MHB	√
S202H2	MHB	MHB	√	S602H2	BHB	BHB	√
S203H1	MHB	MHB	√	S603H1	MHB	MHB	√
S203H2	MHB	MHB	√	S603H2	BHB	BHB	√
S204H1	MHB	MHB	√	S604H1	MHB	MHB	√
S204H2	MHB	MHB	√	S604H2	MHB	MHB	√
S301H1	MHB	MHB	√	S701H1	MHB	MHB	√
S301H2	MHB	MHB	√	S701H2	MHB	MHB	√
S302H1	MHB	MHB	√	S702H1	BHB	MHB	X
S302H2	MHB	MHB	√	S702H2	BHB	BHB	√
S303H1	MHB	MHB	√	S703H1	BHB	MHB	X
S303H2	MHB	MHB	√	S703H2	BHB	BHB	√
S304H1	MHB	MHB	√	S704H1	MHB	MHB	√
S304H2	MHB	MHB	√	S704H2	MHB	MHB	√
S401H1	MHB	MHB	√	S801H1	MHB	MHB	√
S401H2	MHB	MHB	√	S801H2	MHB	MHB	√
S402H1	MHB	MHB	√	S802H1	MHB	MHB	√
S402H2	MHB	MHB	√	S802H2	MHB	MHB	√
S403H1	MHB	MHB	√	S803H1	MHB	MHB	√
S403H2	MHB	MHB	√	S803H2	MHB	MHB	√
S404H1	MHB	MHB	√	S804H1	MHB	MHB	√
S404H2	MHB	MHB	√	S804H2	MHB	MHB	√

4.6.2. Tepe yatay yerdeğiştirmelerinin karşılaştırılması

a) Zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz sonucunda üç deprem yer hareketinden elde edilen tepe yatay yerdeğiştirmeleri Şekil 4.35'de gösterilmiştir. Buna göre en büyük yatay yerdeğiştirme istemi 0.330 m'dir.

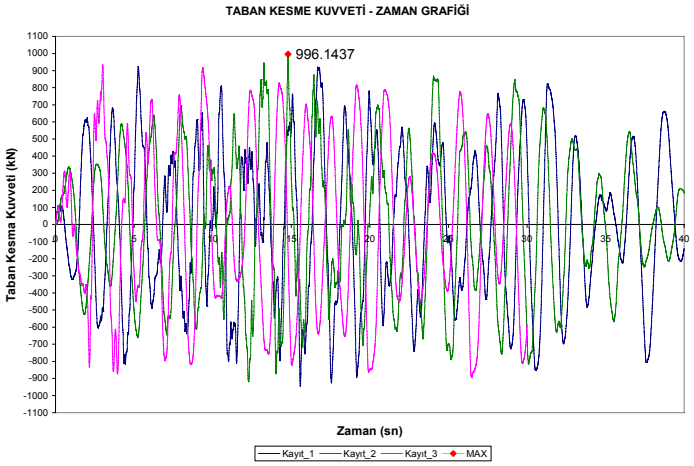


Şekil 4.35 : TSM-2 Zaman Tanım Alanında Analiz Sonucu Bulunan Tepe Yatay Yerdeğiştirmeleri

b) Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemine göre yapılan analizde TSM-2 için tepe yatay yerdeğiştirme istemi 0.301 m'dir.

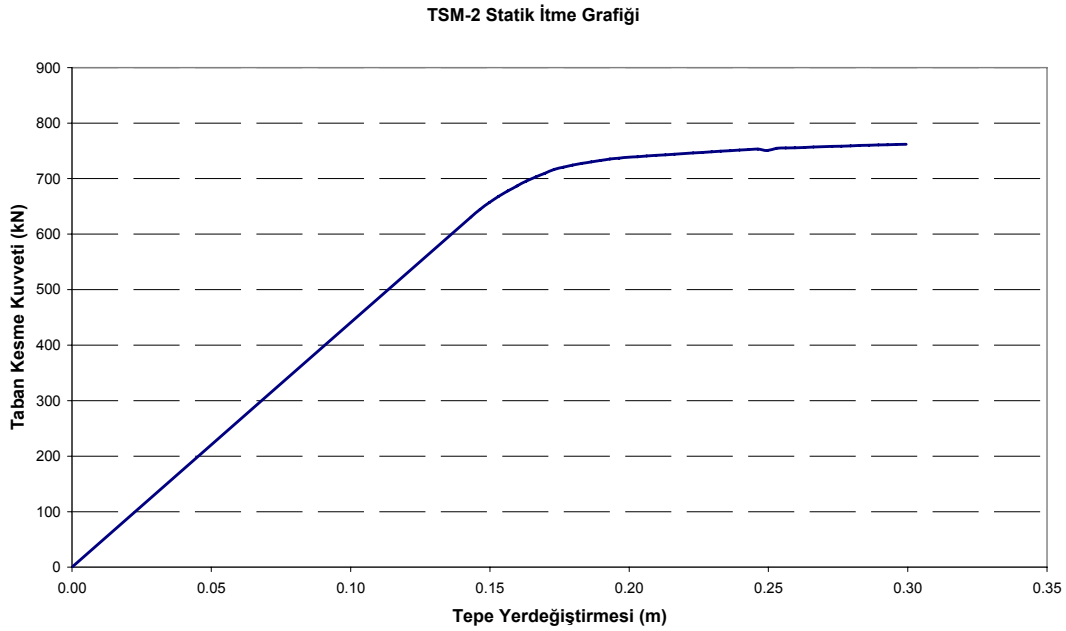
4.6.3. Taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması

a) Zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz sonucunda üç deprem yer hareketinden elde edilen taban kesme kuvvetleri Şekil 4.36'da gösterilmiştir. Buna göre en büyük taban kesme kuvveti 996.1437 kN'dur.



Şekil 4.36 : TSM-2 Zaman Tanım Alanında Analiz Sonucu Bulunan Taban Kesme Kuvveti

b) Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemine göre yapılan analizde TSM-2 için hedef yerdeğiştirmeye karşı gelen taban kesme kuvveti istemi 762.33 kN bulunmuştur. Sistemin bulunan hedef yerdeğiştirmeye kadar itilmesi ile elde edilen statik itme eğrisi Şekil 4.37'de gösterilmiştir.



Şekil 4.37 : TSM-2 Statik İtme Eğrisi

4.7. TSM-2A için Performans Değerlendirmesi ve Karşılaştırma

Sayısal incelemeler için seçilen 8 katlı bina TSM-2A, TSM-2'nin malzeme ve sargı etkisi açısından alternatifidir.

TSM-2'den farklı olarak, TSM-2A'da kolonlarda sargı etkisi gözönüne alınmamış ve beton sınıfı olarak C12 kullanılmıştır.

4.7.1. Kesit hasar bölgelerinin karşılaştırılması

Sistemin kiriş ve kolon uç noktaları için, doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemler ile belirlenen deprem performansları Tablo 4.35 ve Tablo 4.36 üzerinde karşılaştırılmıştır.

Tablo 4.35 : TSM-2A Kirişlerin Her İki Yöntemle Belirlenen Kesit Hasar Bölgelerinin Karşılaştırılması

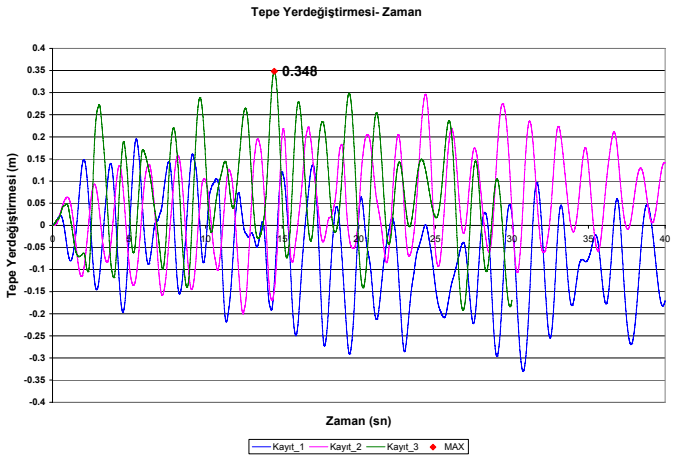
Mafsal Adı	Zaman Tanım Alanında Hesap Y.	Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Y.		Mafsal Adı	Zaman Tanım Alanında Hesap Y.	Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Y.	
K101H1	BHB	BHB	√	K501H1	BHB	BHB	√
K101H2	MHB	BHB	X	K501H2	BHB	BHB	√
K102H1	BHB	BHB	√	K502H1	BHB	BHB	√
K102H2	BHB	BHB	√	K502H2	BHB	BHB	√
K103H1	BHB	BHB	√	K503H1	BHB	BHB	√
K103H2	BHB	BHB	√	K503H2	BHB	BHB	√
K201H1	BHB	BHB	√	K601H1	BHB	BHB	√
K201H2	BHB	BHB	√	K601H2	MHB	MHB	√
K202H1	BHB	BHB	√	K602H1	MHB	MHB	√
K202H2	BHB	BHB	√	K602H2	MHB	MHB	√
K203H1	BHB	BHB	√	K603H1	MHB	MHB	√
K203H2	BHB	BHB	√	K603H2	BHB	BHB	√
K301H1	BHB	BHB	√	K701H1	BHB	MHB	X
K301H2	BHB	BHB	√	K701H2	MHB	MHB	√
K302H1	BHB	BHB	√	K702H1	MHB	MHB	√
K302H2	BHB	BHB	√	K702H2	MHB	MHB	√
K303H1	BHB	BHB	√	K703H1	MHB	MHB	√
K303H2	BHB	BHB	√	K703H2	BHB	MHB	X
K401H1	BHB	BHB	√	K801H1	MHB	MHB	√
K401H2	BHB	BHB	√	K801H2	MHB	MHB	√
K402H1	BHB	BHB	√	K802H1	MHB	MHB	√
K402H2	BHB	BHB	√	K802H2	MHB	MHB	√
K403H1	BHB	BHB	√	K803H1	MHB	MHB	√
K403H2	BHB	BHB	√	K803H2	MHB	MHB	√

Tablo 4.36 : TSM-2A Kolonların Her İki Yöntemle Belirlenen Kesit Hasar Bölgelerinin Karşılaştırılması

Mafsal Adı	Zaman Tanım Alanında Hesap Y.	Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Y.		Mafsal Adı	Zaman Tanım Alanında Hesap Y.	Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Y.	
S101H1	GB	GB	√	S501H1	IHB	MHB	X
S101H2	MHB	MHB	√	S501H2	MHB	MHB	√
S102H1	GB	GB	√	S502H1	GB	MHB	X
S102H2	MHB	MHB	√	S502H2	MHB	MHB	√
S103H1	GB	GB	√	S503H1	GB	MHB	X
S103H2	MHB	MHB	√	S503H2	MHB	MHB	√
S104H1	GB	GB	√	S504H1	MHB	MHB	√
S104H2	MHB	MHB	√	S504H2	MHB	MHB	√
S201H1	MHB	MHB	√	S601H1	MHB	MHB	√
S201H2	MHB	MHB	√	S601H2	MHB	MHB	√
S202H1	MHB	MHB	√	S602H1	GB	MHB	X
S202H2	MHB	MHB	√	S602H2	GB	GB	√
S203H1	MHB	MHB	√	S603H1	GB	MHB	X
S203H2	MHB	MHB	√	S603H2	GB	GB	√
S204H1	MHB	MHB	√	S604H1	MHB	MHB	√
S204H2	MHB	MHB	√	S604H2	MHB	MHB	√
S301H1	MHB	MHB	√	S701H1	MHB	MHB	√
S301H2	MHB	MHB	√	S701H2	GB	GB	√
S302H1	MHB	MHB	√	S702H1	GB	GB	√
S302H2	MHB	MHB	√	S702H2	GB	GB	√
S303H1	MHB	MHB	√	S703H1	GB	GB	√
S303H2	MHB	MHB	√	S703H2	GB	GB	√
S304H1	MHB	MHB	√	S704H1	MHB	MHB	√
S304H2	MHB	MHB	√	S704H2	GB	GB	√
S401H1	MHB	MHB	√	S801H1	MHB	MHB	√
S401H2	MHB	MHB	√	S801H2	MHB	MHB	√
S402H1	MHB	MHB	√	S802H1	MHB	MHB	√
S402H2	MHB	MHB	√	S802H2	IHB	MHB	X
S403H1	MHB	MHB	√	S803H1	MHB	MHB	√
S403H2	MHB	MHB	√	S803H2	BHB	MHB	X
S404H1	MHB	MHB	√	S804H1	MHB	MHB	√
S404H2	GB	MHB	X	S804H2	MHB	MHB	√

4.7.2. Tepe yatay yerdeğiştirmelerinin karşılaştırılması

a) Zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz sonucunda üç deprem yer hareketinden elde edilen tepe yatay yerdeğiştirmeleri Şekil 4.38'de gösterilmiştir. Buna göre en büyük yatay yerdeğiştirme istemi 0.348 m'dir.

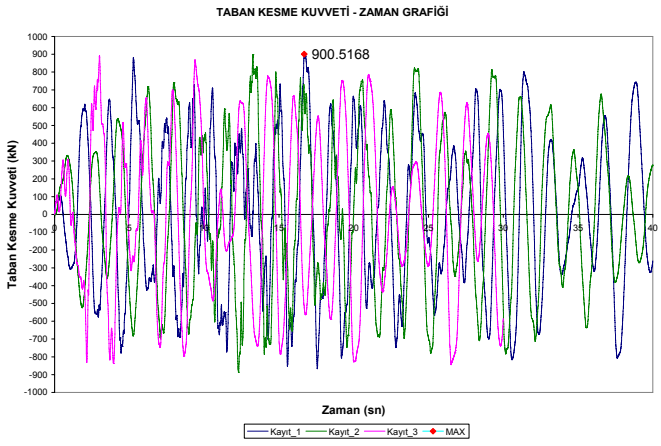


Şekil 4.38 : TSM-2A Zaman Tanım Alanında Analiz Sonucu Bulunan Tepe Yatay Yerdeğiştirmeleri

b) Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemine göre yapılan analizde TSM-2A için tepe yatay yerdeğiştirme istemi 0.311 m'dir.

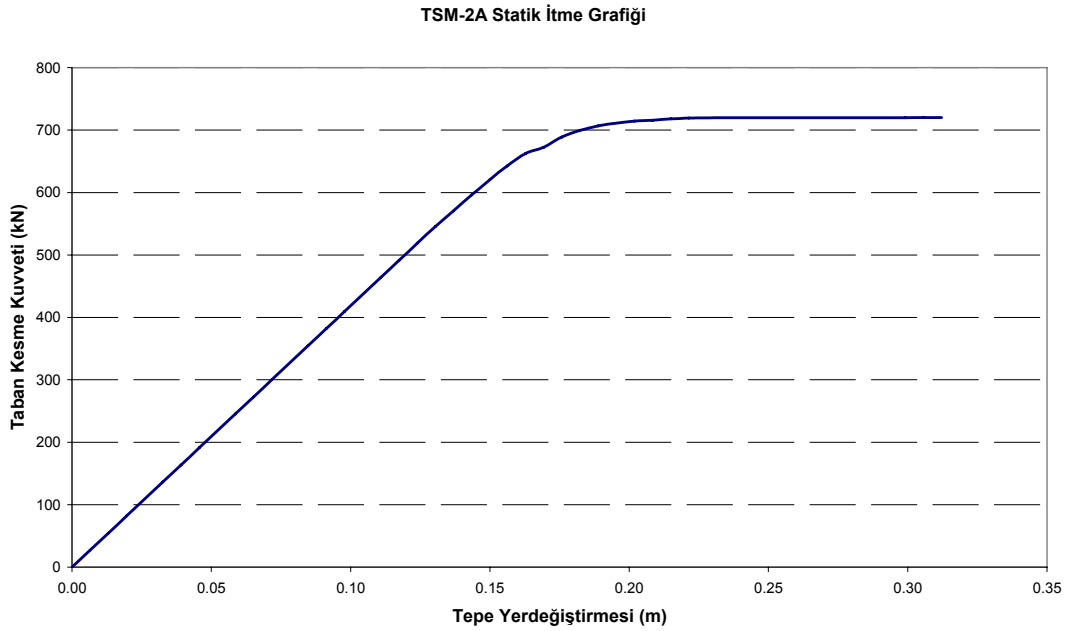
4.7.3. Taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması

a) Zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz sonucunda üç deprem yer hareketinden elde edilen taban kesme kuvvetleri Şekil 4.39' da gösterilmiştir. Buna göre en büyük taban kesme kuvveti 900.5168 kN'dur.



Şekil 4.39 : TSM-2A Zaman Tanım Alanında Analiz Sonucu Bulunan Taban Kesme Kuvveti

b) Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemine göre yapılan analizde TSM-2A için hedef yerdeğiştirmeye karşı gelen taban kesme kuvveti istemi 720 kN bulunmuştur. Sistemin bulunan hedef yerdeğiştirmeye kadar itilmesi ile elde edilen statik itme eğrisi Şekil 4.40'da gösterilmiştir.



Şekil 4.40 : TSM-2A Statik İtme Eğrisi

4.8. TSM-3 İçin Performans Değerlendirmesi ve Karşılaştırma

Sayısal incelemeler için seçilen TSM-3, üç açıklıklı ve on katlı düzlem çerçeve sistem olup kiriş açıklıkları 6 m, kat yükseklikleri ise ilk katta 3.5 m diğer katlarda ise 3 m olarak seçilmiştir. Planda çerçeve aralıkları 5 m'dir.

ABYYHY 75'e göre boyutlandırılan TSM-3 taşıyıcı sistem modelinde, beton sınıfı C20, donatı çeliği sınıfı ise S420 olarak seçilmiştir. Sistemin deprem performansı değerlendirilmesinde, kolonların sargılı olduğu göz önünde tutulmuştur.

(1.4G+1.6Q) ve (G+Q±E) yükleme kombinasyonlarına göre yapılan betonarme hesap sonucunda elde edilen kolon ve kiriş enkesit boyutları ve boyuna donatıları Tablo 4.37 ve Tablo 4.38'de verilmiştir.

Tablo 4.37 : TSM-3 Kolon Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları

Kolon	b (cm)	h (cm)	Donatı
S101 - S104	40	50	8ø24
S102 - S103	40	80	12ø24
S201 - S204	40	50	8ø22
S202 - S203	40	80	12ø20
S301 - S304	40	50	8ø22
S302 - S303	40	60	8ø22
S401 - S404	40	50	8ø18
S402 - S403	40	60	8ø20
S501 - S504	40	50	8ø18
S502 - S503	40	50	8ø22
S601 - S604	40	40	8ø18
S602 - S603	40	50	8ø24
S701 - S704	40	40	8ø22
S702 - S703	40	40	8ø22
S801 - S804	40	40	8ø16
S802 - S803	40	40	8ø20
S901 - S904	30	40	8ø16
S902 - S903	30	40	8ø14
S1001 - S1004	30	40	8ø14
S1002 - S1003	30	40	8ø14

Tablo 4.38 : TSM-3 Kiriş Enkesit Boyutları ve Boyuna Donatıları

	b (cm)	h (cm)	K101		K102		K103	
KAT 1	30	60	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ
	Üst Donatı		3Φ22	4Φ22	4Φ22	4Φ22	4Φ22	3Φ22
	Alt Donatı		3Φ22	3Φ22	3Φ22	3Φ22	3Φ22	3Φ22
	Montaj Donatısı		2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20
	b (cm)	h (cm)	K201		K202		K203	
KAT 2	30	60	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ
	Üst Donatı		4Φ22	4Φ22	4Φ22	4Φ22	4Φ22	4Φ22
	Alt Donatı		4Φ20	4Φ20	4Φ20	4Φ20	4Φ20	4Φ20
	Montaj Donatısı		2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20
	b (cm)	h (cm)	K301		K302		K303	
KAT 3	30	60	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ
	Üst Donatı		4Φ22	4Φ22	4Φ22	4Φ22	4Φ22	4Φ22
	Alt Donatı		3Φ22	3Φ22	3Φ22	3Φ22	3Φ22	3Φ22
	Montaj Donatısı		2Φ22	2Φ22	2Φ22	2Φ22	2Φ22	2Φ22
	b (cm)	h (cm)	K401		K402		K403	
KAT 4	30	60	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ
	Üst Donatı		4Φ22	4Φ22	4Φ22	4Φ22	4Φ22	4Φ22
	Alt Donatı		3Φ22	3Φ22	3Φ22	3Φ22	3Φ22	3Φ22
	Montaj Donatısı		2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20
	b (cm)	h (cm)	K501		K502		K503	
KAT 5	30	60	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ
	Üst Donatı		4Φ22	4Φ22	4Φ22	4Φ22	4Φ22	4Φ22
	Alt Donatı		3Φ22	3Φ22	3Φ22	3Φ22	3Φ22	3Φ22
	Montaj Donatısı		2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20
	b (cm)	h (cm)	K601		K602		K603	
KAT 6	30	50	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ
	Üst Donatı		4Φ22	4Φ22	4Φ22	4Φ22	4Φ22	4Φ22
	Alt Donatı		3Φ20	3Φ20	3Φ20	3Φ20	3Φ20	3Φ20
	Montaj Donatısı		2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20
	b (cm)	h (cm)	K701		K702		K703	
KAT 7	30	50	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ
	Üst Donatı		4Φ22	4Φ20	4Φ20	4Φ20	4Φ20	4Φ22
	Alt Donatı		3Φ20	3Φ20	3Φ20	3Φ20	3Φ20	3Φ20
	Montaj Donatısı		2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20
	b (cm)	h (cm)	K801		K802		K803	
KAT 8	30	50	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ
	Üst Donatı		3Φ22	3Φ22	3Φ22	3Φ22	3Φ22	3Φ22
	Alt Donatı		3Φ18	3Φ18	3Φ18	3Φ18	3Φ18	3Φ18
	Montaj Donatısı		2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20
	b (cm)	h (cm)	K901		K902		K903	
KAT 9	30	50	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ
	Üst Donatı		2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20
	Alt Donatı		3Φ16	3Φ16	3Φ16	3Φ16	3Φ16	3Φ16
	Montaj Donatısı		2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20	2Φ20
	b (cm)	h (cm)	K1001		K1002		K1003	
KAT 10	30	50	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ	SOL	SAĞ
	Üst Donatı		2Φ12	2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ12
	Alt Donatı		3Φ16	3Φ16	3Φ16	3Φ16	3Φ16	3Φ16
	Montaj Donatısı		2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ16

4.8.1. Kesit hasar bölgelerinin karşılaştırılması

Sistemin kiriş ve kolon uç noktaları için, yukarıda açıklanan her iki yöntem ile belirlenen deprem performansları Tablo 4.39 ve Tablo 4.40 üzerinde karşılaştırılmıştır.

Tablo 4.39 : TSM-3 Kirişlerin Her İki Yöntemle Belirlenen Kesit Hasar Bölgelerinin Karşılaştırılması

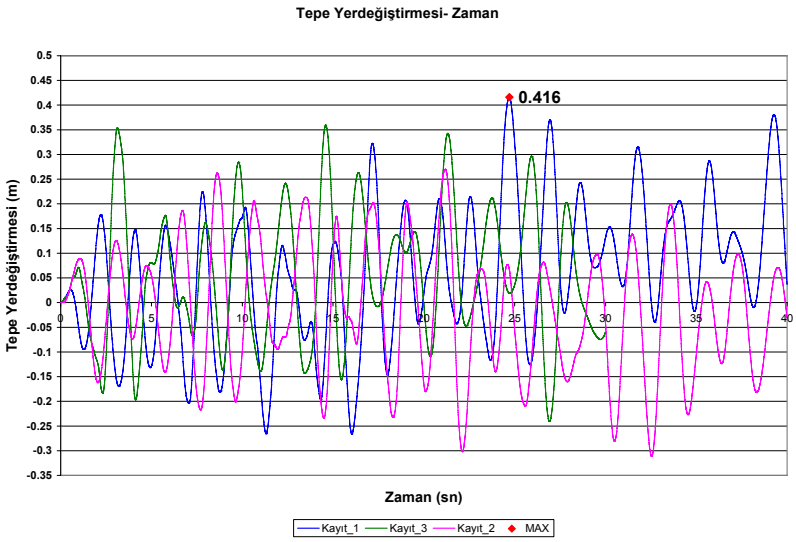
Mafsal Adı	Zaman Tanım Alanında Hesap Y.	Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Y.		Mafsal Adı	Zaman Tanım Alanında Hesap Y.	Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Y.	
K101H1	BHB	MHB	X	K601H1	BHB	BHB	√
K101H2	MHB	MHB	√	K601H2	BHB	BHB	√
K102H1	BHB	MHB	X	K602H1	BHB	BHB	√
K102H2	MHB	MHB	√	K602H2	BHB	BHB	√
K103H1	BHB	MHB	X	K603H1	BHB	BHB	√
K103H2	MHB	MHB	√	K603H2	BHB	BHB	√
K201H1	BHB	BHB	√	K701H1	BHB	BHB	√
K201H2	BHB	BHB	√	K701H2	BHB	MHB	X
K202H1	BHB	BHB	√	K702H1	BHB	BHB	√
K202H2	BHB	BHB	√	K702H2	BHB	BHB	√
K203H1	BHB	BHB	√	K703H1	BHB	MHB	X
K203H2	BHB	BHB	√	K703H2	BHB	BHB	√
K301H1	BHB	BHB	√	K801H1	BHB	MHB	X
K301H2	BHB	BHB	√	K801H2	MHB	MHB	√
K302H1	BHB	BHB	√	K802H1	MHB	MHB	√
K302H2	BHB	BHB	√	K802H2	MHB	MHB	√
K303H1	BHB	BHB	√	K803H1	MHB	MHB	√
K303H2	BHB	BHB	√	K803H2	BHB	MHB	X
K401H1	BHB	BHB	√	K901H1	MHB	MHB	√
K401H2	BHB	BHB	√	K901H2	MHB	MHB	√
K402H1	BHB	BHB	√	K902H1	MHB	MHB	√
K402H2	BHB	BHB	√	K902H2	MHB	MHB	√
K403H1	BHB	BHB	√	K903H1	MHB	MHB	√
K403H2	BHB	BHB	√	K903H2	MHB	MHB	√
K501H1	BHB	BHB	√	K1001H1	MHB	MHB	√
K501H2	BHB	BHB	√	K1001H2	MHB	MHB	√
K502H1	BHB	BHB	√	K1002H1	MHB	MHB	√
K502H2	BHB	BHB	√	K1002H2	MHB	MHB	√
K503H1	BHB	BHB	√	K1003H1	MHB	MHB	√
K503H2	BHB	BHB	√	K1003H2	MHB	MHB	√

Tablo 4.40 : TSM-3 Kolonların Her İki Yöntemle Belirlenen Kesit Hasar Bölgelerinin Karşılaştırılması

Mafsal Adı	Zaman Tanım Alanında Hesap Y.	Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Y.		Mafsal Adı	Zaman Tanım Alanında Hesap Y.	Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Y.	
S101H1	BHB	MHB	X	S601H1	MHB	MHB	√
S101H2	MHB	MHB	√	S601H2	MHB	MHB	√
S102H1	MHB	MHB	√	S602H1	MHB	MHB	√
S102H2	MHB	MHB	√	S602H2	MHB	MHB	√
S103H1	MHB	MHB	√	S603H1	MHB	MHB	√
S103H2	MHB	MHB	√	S603H2	MHB	MHB	√
S104H1	MHB	MHB	√	S604H1	MHB	MHB	√
S104H2	MHB	MHB	√	S604H2	MHB	MHB	√
S201H1	MHB	MHB	√	S701H1	MHB	MHB	√
S201H2	MHB	MHB	√	S701H2	MHB	MHB	√
S202H1	MHB	MHB	√	S702H1	MHB	MHB	√
S202H2	MHB	MHB	√	S702H2	MHB	MHB	√
S203H1	MHB	MHB	√	S703H1	MHB	MHB	√
S203H2	MHB	MHB	√	S703H2	MHB	MHB	√
S204H1	MHB	MHB	√	S704H1	MHB	MHB	√
S204H2	MHB	MHB	√	S704H2	MHB	MHB	√
S301H1	MHB	MHB	√	S801H1	MHB	MHB	√
S301H2	MHB	MHB	√	S801H2	MHB	MHB	√
S302H1	MHB	MHB	√	S802H1	MHB	MHB	√
S302H2	MHB	MHB	√	S802H2	BHB	MHB	X
S303H1	MHB	MHB	√	S803H1	MHB	MHB	√
S303H2	MHB	MHB	√	S803H2	BHB	MHB	X
S304H1	MHB	MHB	√	S804H1	MHB	MHB	√
S304H2	MHB	MHB	√	S804H2	MHB	MHB	√
S401H1	MHB	MHB	√	S901H1	MHB	MHB	√
S401H2	MHB	MHB	√	S901H2	MHB	MHB	√
S402H1	MHB	MHB	√	S902H1	BHB	MHB	X
S402H2	MHB	MHB	√	S902H2	BHB	MHB	X
S403H1	MHB	MHB	√	S903H1	BHB	MHB	X
S403H2	MHB	MHB	√	S903H2	BHB	MHB	X
S404H1	MHB	MHB	√	S904H1	MHB	MHB	√
S404H2	MHB	MHB	√	S904H2	MHB	MHB	√
S501H1	MHB	MHB	√	S1001H1	MHB	MHB	√
S501H2	MHB	MHB	√	S1001H2	MHB	MHB	√
S502H1	MHB	MHB	√	S1002H1	MHB	MHB	√
S502H2	MHB	MHB	√	S1002H2	MHB	MHB	√
S503H1	MHB	MHB	√	S1003H1	MHB	MHB	√
S503H2	MHB	MHB	√	S1003H2	MHB	MHB	√
S504H1	MHB	MHB	√	S1004H1	MHB	MHB	√
S504H2	MHB	MHB	√	S1004H2	MHB	MHB	√

4.8.2. Tepe yatay yerdeğiştirmelerinin karşılaştırılması

a) Zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz sonucunda üç deprem yer hareketinden elde edilen tepe yatay yerdeğiştirmeleri Şekil 4.41'de gösterilmiştir. Buna göre en büyük yatay yerdeğiştirme istemi 0.416 m'dir.

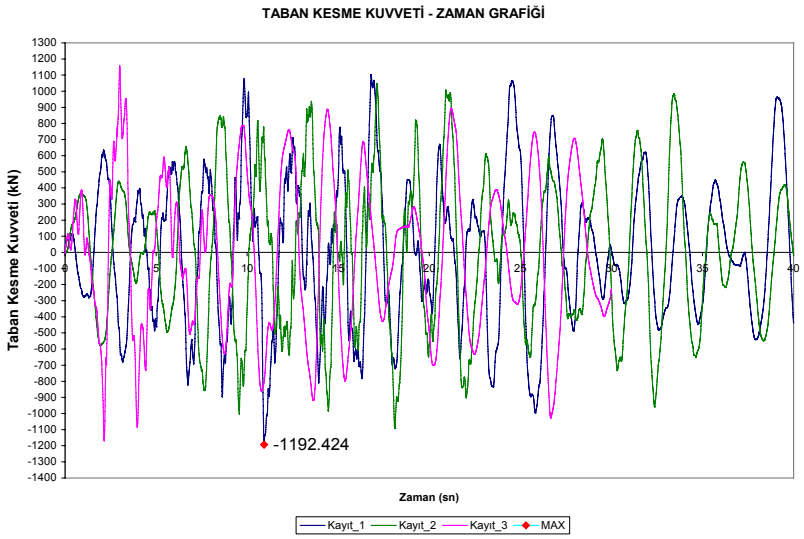


Şekil 4.41 : TSM-3 Zaman Tanım Alanında Analiz Sonucu Bulunan Tepe Yatay Yerdeğiştirmeleri

b) Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemine göre yapılan analizde TSM-3 için tepe yatay yerdeğiştirme istemi 0.388 m'dir.

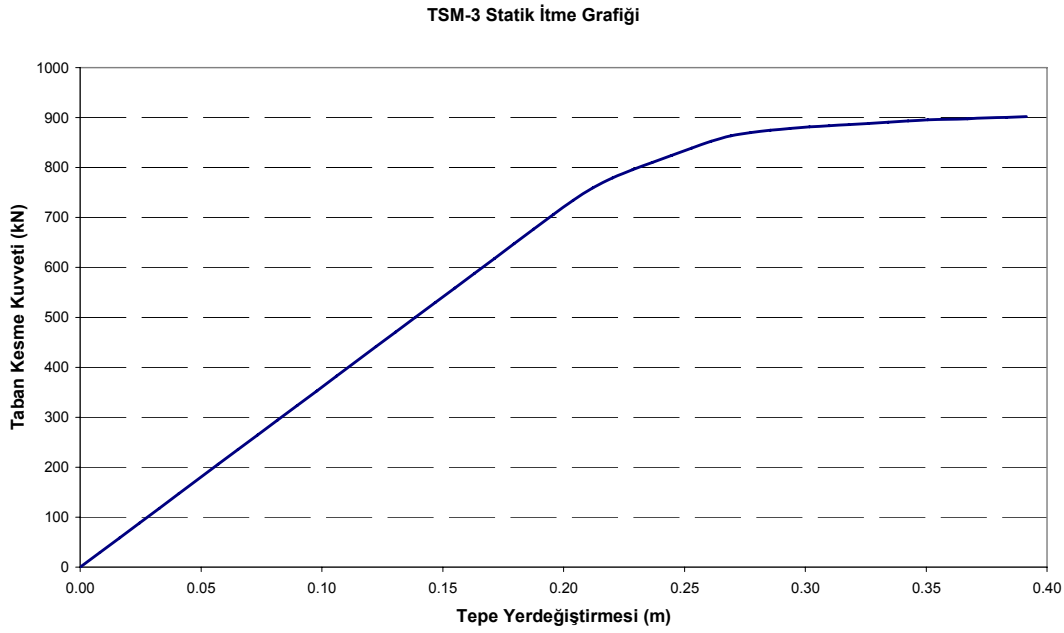
4.8.3. Taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması

a) Zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz sonucunda üç deprem yer hareketinden elde edilen taban kesme kuvvetleri Şekil 4.42'de gösterilmiştir. Buna göre en büyük taban kesme kuvveti 1192.424 kN'dur.



Şekil 4.42 : TSM-3 Zaman Tanım Alanında Analiz Sonucu Bulunan Taban Kesme Kuvveti

b) Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemine göre yapılan analizde TSM-3 için hedef yerdeğiştirmeye karşı gelen taban kesme kuvveti istemi 901.75 kN bulunmuştur. Sistemin bulunan hedef yerdeğiştirmeye kadar itilmesi ile elde edilen statik itme eğrisi Şekil 4.43'de gösterilmiştir.



Şekil 4.43 : TSM-3 Statik İtme Eğrisi

4.9. TSM-3A İçin Performans Değerlendirmesi ve Karşılaştırma

Sayısal incelemeler için seçilen on katlı bina TSM-3A, TSM-3'ün malzeme ve sargı etkisi açısından alternatifidir.

TSM-3'den farklı olarak, TSM-3A'da kolonlarda sargı etkisi gözönüne alınmamış ve beton sınıfı olarak C12 kullanılmıştır.

4.9.1. Kesit hasar bölgelerinin karşılaştırılması

Sistemin kiriş ve kolon uç noktaları için, yukarıda açıklanan her iki yöntem ile belirlenen deprem performansları Tablo 4.41 ve Tablo 4.42 üzerinde karşılaştırılmıştır.

Tablo 4.41 : TSM-3A Kirişlerin Her İki Yöntemle Belirlenen Kesit Hasar Bölgelerinin Karşılaştırılması

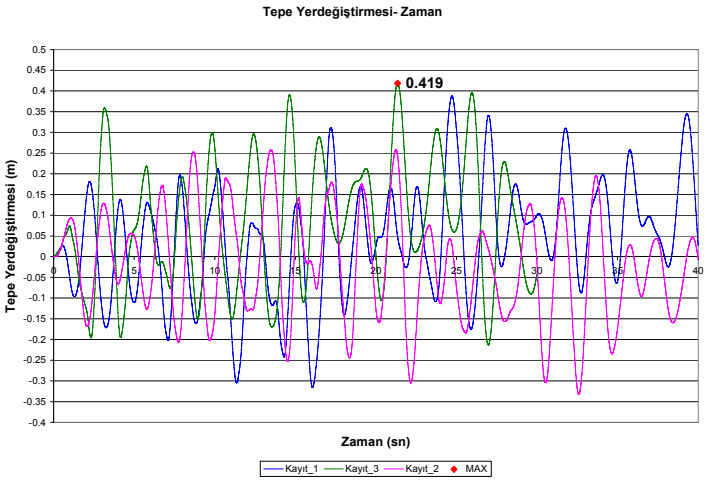
Mafsal Adı	Zaman Tanım Alanında Hesap Y.	Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Y.		Mafsal Adı	Zaman Tanım Alanında Hesap Y.	Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Y.	
K101H1	BHB	MHB	X	K601H1	BHB	BHB	√
K101H2	MHB	MHB	√	K601H2	BHB	BHB	√
K102H1	BHB	MHB	X	K602H1	BHB	BHB	√
K102H2	MHB	MHB	√	K602H2	BHB	BHB	√
K103H1	BHB	MHB	X	K603H1	BHB	BHB	√
K103H2	MHB	MHB	√	K603H2	BHB	BHB	√
K201H1	BHB	MHB	X	K701H1	BHB	BHB	√
K201H2	MHB	MHB	√	K701H2	MHB	MHB	√
K202H1	BHB	MHB	X	K702H1	BHB	MHB	X
K202H2	MHB	MHB	√	K702H2	MHB	MHB	√
K203H1	BHB	MHB	X	K703H1	BHB	MHB	X
K203H2	MHB	MHB	√	K703H2	BHB	BHB	√
K301H1	BHB	BHB	√	K801H1	BHB	BHB	√
K301H2	BHB	BHB	√	K801H2	MHB	MHB	√
K302H1	BHB	BHB	√	K802H1	MHB	MHB	√
K302H2	BHB	BHB	√	K802H2	MHB	MHB	√
K303H1	BHB	BHB	√	K803H1	MHB	MHB	√
K303H2	BHB	BHB	√	K803H2	BHB	BHB	√
K401H1	BHB	BHB	√	K901H1	MHB	MHB	√
K401H2	MHB	BHB	X	K901H2	MHB	MHB	√
K402H1	BHB	BHB	√	K902H1	MHB	MHB	√
K402H2	MHB	BHB	X	K902H2	MHB	MHB	√
K403H1	BHB	BHB	√	K903H1	MHB	MHB	√
K403H2	BHB	BHB	√	K903H2	MHB	MHB	√
K501H1	BHB	BHB	√	K1001H1	MHB	MHB	√
K501H2	MHB	MHB	√	K1001H2	MHB	MHB	√
K502H1	BHB	BHB	√	K1002H1	MHB	MHB	√
K502H2	MHB	BHB	X	K1002H2	MHB	MHB	√
K503H1	BHB	BHB	√	K1003H1	MHB	MHB	√
K503H2	BHB	BHB	√	K1003H2	MHB	MHB	√

Tablo 4.42 : TSM-3A Kolonların Her İki Yöntemle Belirlenen Kesit Hasar Bölgelerinin Karşılaştırılması

Mafsal Adı	Zaman Tanım Alanında Hesap Y.	Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Y.		Mafsal Adı	Zaman Tanım Alanında Hesap Y.	Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Y.	
S101H1	GB	GB	√	S601H1	GB	GB	√
S101H2	MHB	MHB	√	S601H2	MHB	MHB	√
S102H1	GB	GB	√	S602H1	GB	GB	√
S102H2	MHB	MHB	√	S602H2	MHB	MHB	√
S103H1	GB	GB	√	S603H1	GB	GB	√
S103H2	MHB	MHB	√	S603H2	MHB	MHB	√
S104H1	GB	GB	√	S604H1	GB	GB	√
S104H2	MHB	MHB	√	S604H2	MHB	MHB	√
S201H1	MHB	MHB	√	S701H1	MHB	MHB	√
S201H2	MHB	MHB	√	S701H2	MHB	MHB	√
S202H1	MHB	MHB	√	S702H1	BHB	MHB	X
S202H2	MHB	MHB	√	S702H2	GB	GB	√
S203H1	MHB	MHB	√	S703H1	BHB	MHB	X
S203H2	MHB	MHB	√	S703H2	GB	GB	√
S204H1	MHB	MHB	√	S704H1	MHB	MHB	√
S204H2	MHB	MHB	√	S704H2	MHB	MHB	√
S301H1	MHB	MHB	√	S801H1	MHB	MHB	√
S301H2	MHB	MHB	√	S801H2	GB	GB	√
S302H1	MHB	MHB	√	S802H1	GB	GB	√
S302H2	MHB	MHB	√	S802H2	GB	GB	√
S303H1	MHB	MHB	√	S803H1	GB	GB	√
S303H2	MHB	MHB	√	S803H2	GB	GB	√
S304H1	MHB	MHB	√	S804H1	MHB	MHB	√
S304H2	MHB	MHB	√	S804H2	GB	GB	√
S401H1	MHB	MHB	√	S901H1	BHB	MHB	X
S401H2	MHB	MHB	√	S901H2	GB	GB	√
S402H1	MHB	MHB	√	S902H1	GB	GB	√
S402H2	MHB	MHB	√	S902H2	GB	GB	√
S403H1	MHB	MHB	√	S903H1	GB	GB	√
S403H2	MHB	MHB	√	S903H2	GB	GB	√
S404H1	MHB	MHB	√	S904H1	BHB	MHB	X
S404H2	MHB	MHB	√	S904H2	GB	GB	√
S501H1	MHB	MHB	√	S1001H1	MHB	MHB	√
S501H2	GB	MHB	X	S1001H2	MHB	MHB	√
S502H1	MHB	MHB	√	S1002H1	MHB	MHB	√
S502H2	MHB	MHB	√	S1002H2	MHB	MHB	√
S503H1	MHB	MHB	√	S1003H1	MHB	MHB	√
S503H2	MHB	MHB	√	S1003H2	MHB	MHB	√
S504H1	MHB	MHB	√	S1004H1	MHB	MHB	√
S504H2	BHB	MHB	X	S1004H2	MHB	MHB	√

4.9.2. Tepe yatay yerdeğiştirmelerinin karşılaştırılması

a) Zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz sonucunda üç deprem yer hareketinden elde edilen tepe yatay yerdeğiştirmeleri Şekil 4.44'de gösterilmiştir. Buna göre en büyük yatay yerdeğiştirme istemi 0.419 m'dir.

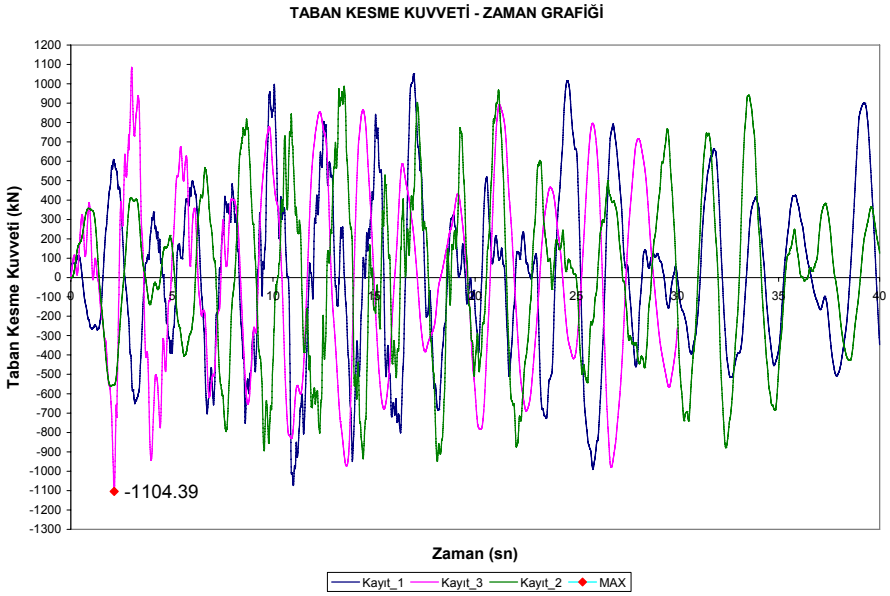


Şekil 4.44 : TSM-3A Zaman Tanım Alanında Analiz Sonucu Bulunan Tepe Yatay Yerdeğiştirmeleri

b) Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemine göre yapılan analizde TSM-3A için tepe yatay yerdeğiştirme istemi 0.40 m'dir.

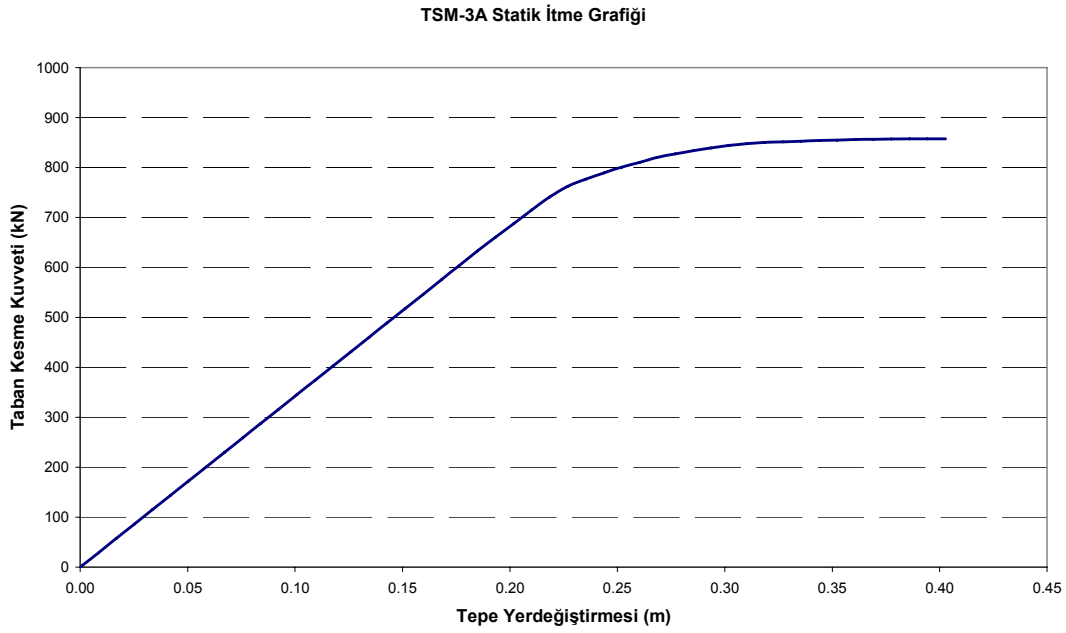
4.9.3. Taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması

a) Zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz sonucunda üç deprem yer hareketinden elde edilen taban kesme kuvvetleri Şekil 4.45'de gösterilmiştir. Buna göre en büyük taban kesme kuvveti 1104.39 kN'dur.



Şekil 4.45 : TSM-3A Zaman Tanım Alanında Analiz Sonucu Bulunan Taban Kesme Kuvveti

b) Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemine göre yapılan analizde TSM-3A için hedef yerdeğiştirmeye karşı gelen taban kesme kuvveti istemi 857 kN bulunmuştur. Sistemin bulunan hedef yerdeğiştirmeye kadar itilmesi ile elde edilen statik itme eğrisi Şekil 4.46'da gösterilmiştir.



Şekil 4.46 : TSM-3A Statik İtme Eğrisi

4.10. Sayısal İncelemelere İlişkin Değerlendirmeler

6, 8 ve 10 katlı betonarme taşıyıcı sistem modelleri ve bu modellerin beton dayanımı ve sargı etkisi açısından oluşturulan alternatifleri üzerinde *Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi* ve *Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi* kullanılarak yapılan sayısal incelemelerde şu sonuçlara varılmıştır:

1- 6 katlı TSM-1 taşıyıcı sistem modeli üzerinde gerçekleştirilen değerlendirmeler sonucunda kirişler için belirlenen kesit hasar bölgeleri karşılaştırıldığında, kiriş uçlarındaki toplam 36 olası plastik mafsal bölgesinin 5'inde kullanılan analiz yöntemleri farklı sonuç verdiği görülmektedir. Oransal olarak, iki farklı yöntemle bulunan sonuçların %86'sı birbiri ile uyum içindedir. Hasar bölgeleri uyum içinde olan plastik kesitlerin 21'i belirgin hasar bölgesinde, 10'u minimum hasar bölgesindedir. Hasar bölgeleri farklılık gösteren kesitlerin 3'ünde artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminin, 2'sinde ise zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yönteminin daha elverişsiz sonuç verdiği saptanmıştır.

Benzer şekilde, kolonlar için belirlenen kesit hasar bölgeleri karşılaştırıldığında, kolon uçlarındaki toplam 48 olası plastik mafsal bölgesinin 2'sinde kullanılan analiz yöntemleri farklı sonuç vermiştir. Oransal olarak, iki farklı yöntemle bulunan sonuçların %96'sı birbiri ile uyum içindedir. Hasar bölgeleri uyum içinde olan plastik kesitlerin tamamı minimum hasar bölgesindedir. Hasar bölgeleri farklılık gösteren kesitlerin tamamında artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminin daha elverişsiz sonuç verdiği saptanmıştır.

TSM-1'de yapılan analiz sonuçları bina tepe yatay yerdeğiştirmeleri açısından karşılaştırıldığında, artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile 0.23m olarak bulunan bina tepe yatay yerdeğiştirmesi, zaman tanım alanında yapılan analizde maksimum 0.208m değerini almaktadır. Farklı iki yöntemle bulunan sonuçların %90 oranında uyumlu olduğu görülmektedir.

TSM-1'de yapılan analizler sonucunda, artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile bulunan taban kesme kuvvetinin, zaman tanım alanında yapılan analiz ile bulunan en büyük taban kesme kuvvetine oranının %72 olduğu belirlenmiştir.

2- 6 katlı ve TSM-1'in alternatifi olan TSM-1A taşıyıcı sistem modeli üzerinde yapılan hasar değerlendirmesi sonucunda kirişler için belirlenen kesit hasar bölgeleri karşılaştırıldığında, kiriş uçlarındaki toplam 36 olası plastik mafsal bölgesinin 11'inde kullanılan analiz yöntemleri farklı sonuç verdiği görülmektedir. Oransal olarak, iki farklı yöntemle bulunan sonuçların %70'i birbiri ile uyum içindedir. Hasar bölgeleri uyum içinde olan plastik kesitlerin 11'i belirgin hasar bölgesinde, 14'ü minimum hasar bölgesindedir. Hasar bölgeleri farklılık gösteren kesitlerin 5'inde artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminin, 6'sında ise zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yönteminin daha elverişsiz sonuç verdiği saptanmıştır.

Benzer şekilde, kolonlar için belirlenen kesit hasar bölgeleri karşılaştırıldığında, kolon uçlarındaki toplam 48 olası plastik mafsal bölgesinin 7'sinde kullanılan analiz yöntemleri farklı sonuç vermiştir. Oransal olarak, iki farklı yöntemle bulunan sonuçların %85'i birbiri ile uyum içindedir. Hasar bölgeleri uyum içinde olan plastik kesitlerin 16'sı göçme bölgesinde, 25'i minimum hasar bölgesindedir. Hasar bölgeleri farklılık gösteren kesitlerin tamamında zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yönteminin daha elverişsiz sonuç verdiği saptanmıştır.

TSM-1A'da yapılan analiz sonuçları bina tepe yatay yerdeğiştirmeleri açısından karşılaştırıldığında, artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile 0.233m olarak bulunan bina tepe yatay yerdeğiştirmesi, zaman tanım alanında yapılan analizde maksimum 0.233m değerini almaktadır. Farklı iki yöntemle bulunan sonuçların %100 uyum içinde olduğu görülmektedir.

TSM-1A'da yapılan analizler sonucunda, artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile bulunan taban kesme kuvvetinin, zaman tanım alanında yapılan analiz ile bulunan en büyük taban kesme kuvvetine oranının %72 olduğu belirlenmiştir.

3- 8 katlı TSM-2 taşıyıcı sistem modeli üzerinde yapılan değerlendirmeler sonucunda, kirişler için belirlenen kesit hasar bölgeleri karşılaştırıldığında, kiriş uçlarındaki toplam 48 olası plastik mafsal bölgesinin 4'ünde kullanılan analiz yöntemleri farklı sonuç verdiği görülmektedir. Oransal olarak, iki farklı yöntemle bulunan sonuçların %92'si birbiri ile uyum içindedir. Hasar bölgeleri uyum içinde olan plastik kesitlerin 30'u belirgin hasar bölgesinde, 14'ü minimum hasar bölgesindedir. Hasar bölgeleri farklılık gösteren kesitlerin tamamında zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yönteminin daha elverişsiz sonuç verdiği saptanmıştır.

Benzer şekilde, kolonlar için belirlenen kesit hasar bölgeleri karşılaştırıldığında, kolon uçlarındaki toplam 64 olası plastik mafsal bölgesinin 6'sında kullanılan analiz yöntemleri farklı sonuç vermiştir. Oransal olarak, iki farklı yöntemle bulunan sonuçların %90'ı birbiri ile uyum içindedir. Hasar bölgeleri uyum içinde olan plastik kesitlerin 4'ü belirgin hasar bölgesinde, 54'ü minimum hasar bölgesindedir. Hasar bölgeleri farklılık gösteren kesitlerin tamamında zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi daha elverişsiz sonuç vermektedir.

TSM-2'de yapılan analiz sonuçları bina tepe yatay yerdeğiştirmeleri açısından karşılaştırıldığında, artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile 0.301m olarak bulunan bina tepe yatay yerdeğiştirmesi, zaman tanım alanında yapılan analizde maksimum 0.330m değerini almaktadır. Farklı iki yöntemle bulunan sonuçların % 91 oranında uyumlu olduğu görülmektedir.

TSM-2'de yapılan analizler sonucunda, artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile bulunan taban kesme kuvvetinin, zaman tanım alanında yapılan analiz ile bulunan en büyük taban kesme kuvvetine oranının %77 olduğu belirlenmiştir.

4- 8 katlı ve TSM-2'nin alternatifi olan TSM-2A taşıyıcı sistem modeli üzerinde yapılan hasar değerlendirmesi sonucunda kirişler için belirlenen kesit hasar bölgeleri karşılaştırıldığında, kiriş uçlarındaki toplam 48 olası plastik mafsal bölgesinin 3'ünde kullanılan analiz yöntemleri farklı sonuç verdiği görülmektedir. Oransal olarak, iki farklı yöntemle bulunan sonuçların %94'ü birbiri ile uyum içindedir. Hasar bölgeleri uyum içinde olan plastik kesitlerin 31'i belirgin hasar bölgesinde, 14'ü minimum hasar bölgesindedir. Hasar bölgeleri farklılık gösteren kesitlerin 1'inde artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminin, 2'sinde ise zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yönteminin daha elverişsiz sonuç verdiği saptanmıştır.

Benzer şekilde, kolonlar için belirlenen kesit hasar bölgeleri karşılaştırıldığında, kolon uçlarındaki toplam 64 olası plastik mafsal bölgesinin 8'inde kullanılan analiz yöntemleri farklı sonuç vermiştir. Oransal olarak, iki farklı yöntemle bulunan sonuçların %88'i birbiri ile uyum içindedir. Hasar bölgeleri uyum içinde olan plastik kesitlerin 12'si göçme bölgesinde, 44'ü minimum hasar bölgesindedir. Hasar bölgeleri farklılık gösteren kesitlerin tamamında zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yönteminin daha elverişsiz sonuç verdiği saptanmıştır.

TSM-2A'da yapılan analiz sonuçları bina tepe yatay yerdeğiştirmesi açısından karşılaştırıldığında, artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile 0.311m bulunan bina tepe yatay yerdeğiştirmesi, zaman tanım alanında yapılan analizde maksimum 0.348m değerini almaktadır. Farklı iki yöntemle bulunan sonuçların % 89 uyum içinde olduğu görülmektedir.

TSM-2A'da yapılan analizler sonucunda, artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile bulunan taban kesme kuvvetinin, zaman tanım alanında yapılan analiz ile bulunan en büyük taban kesme kuvvetine oranının %80 olduğu belirlenmiştir.

5- 10 katlı TSM-3 taşıyıcı sistem modeli üzerinde yapılan değerlendirmeler sonucunda kirişler için belirlenen kesit hasar bölgeleri karşılaştırıldığında, kiriş uçlarındaki toplam 60 olası plastik mafsal bölgesinin 7'sinde kullanılan analiz yöntemleri farklı sonuç verdiği görülmektedir. Oransal olarak, iki farklı yöntemle bulunan sonuçların %88'i birbiri ile uyum içindedir. Hasar bölgeleri uyum içinde olan plastik kesitlerin 34'ü belirgin hasar bölgesinde, 19'u minimum hasar bölgesindedir. Hasar bölgeleri farklılık gösteren kesitlerin tamamında zaman tanım

alanında doğrusal olmayan hesap yönteminin daha elverişsiz sonuç verdiği saptanmıştır.

Benzer şekilde, kolonlar için belirlenen kesit hasar bölgeleri karşılaştırıldığında, kolon uçlarındaki toplam 80 olası plastik mafsal bölgesinin 7'sinde kullanılan analiz yöntemleri farklı sonuç vermiştir. Oransal olarak, iki farklı yöntemle bulunan sonuçların %91'i birbiri ile uyum içindedir. Hasar bölgeleri uyum içinde olan plastik kesitlerin tamamı minimum hasar bölgesindedir. Hasar bölgeleri farklılık gösteren kesitlerin tamamında zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi daha elverişsiz sonuç vermektedir.

TSM-3'te yapılan analiz sonuçları bina tepe yatay yerdeğiştirmeleri açısından karşılaştırıldığında, artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile 0.388m bulunan bina tepe yatay yerdeğiştirmesi, zaman tanım alanında yapılan analizde maksimum 0.416m değerini almaktadır. Farklı iki yöntemle bulunan sonuçların % 93 oranında uyumlu olduğu görülmektedir.

TSM-3'te yapılan analizler sonucunda, artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile bulunan taban kesme kuvvetinin, zaman tanım alanında yapılan analiz ile bulunan en büyük taban kesme kuvvetine oranının %76 olduğu belirlenmiştir.

6- 10 katlı ve TSM-3'ün alternatifi olan TSM-3A taşıyıcı sistem modeli üzerinde gerçekleştirilen hasar değerlendirmesi sonucunda kirişler için belirlenen kesit hasar bölgeleri karşılaştırıldığında, kiriş uçlarındaki toplam 60 olası plastik mafsal bölgesinin 11'inde kullanılan analiz yöntemleri farklı sonuç verdiği görülmektedir. Oransal olarak, iki farklı yöntemle bulunan sonuçların %82'si birbiri ile uyum içindedir. Hasar bölgeleri uyum içinde olan plastik kesitlerin 24'ü belirgin hasar bölgesinde, 25'i minimum hasar bölgesindedir. Hasar bölgeleri farklılık gösteren kesitlerin 3'ünde artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminin, 8'inde ise zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yönteminin daha elverişsiz sonuç verdiği saptanmıştır.

Benzer şekilde, kolonlar için belirlenen kesit hasar bölgeleri karşılaştırıldığında, kolon uçlarındaki toplam 80 olası plastik mafsal bölgesinin 6'sında kullanılan analiz yöntemleri farklı sonuç vermiştir. Oransal olarak, iki farklı yöntemle bulunan sonuçların %93'ü birbiri ile uyum içindedir. Hasar bölgeleri uyum içinde olan plastik kesitlerin 22'si göçme bölgesinde, 52'si minimum hasar bölgesindedir. Hasar

bölgeleri farklılık gösteren kesitlerin tamamında zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi daha elverişsiz sonuç vermektedir.

TSM-3A'da yapılan analiz sonuçları bina tepe yatay yerdeğiştirmeleri açısından karşılaştırıldığında, artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile 0.4m olarak bulunan bina tepe yatay yerdeğiştirmesi, zaman tanım alanında yapılan analizde maksimum 0.419m değerini almaktadır. Farklı iki yöntemle bulunan sonuçların % 95 oranında uyumlu olduğu görülmektedir.

TSM-3A'da yapılan analizler sonucunda, artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile bulunan taban kesme kuvvetinin, zaman tanım alanında yapılan analiz ile bulunan en büyük taban kesme kuvvetine oranının %78 olduğu belirlenmiştir.

7- Sayısal incelemelerin sonuçları üzerine yapılan genel değerlendirmeler aşağıda sıralanmıştır.

a. Tepe yatay yerdeğiştirmeleri açısından değerlendirildiğinde, iki yöntemin oldukça yakın sonuçlar verdiği saptanmıştır.

b. Kesit hasar bölgeleri açısından yapılan değerlendirmede, sayısal inceleme yapılan binalarda kütle katılım oranının %70'den fazla olması halinde, 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminin kullanılabilmesi için öngörülen 8 kat koşulunun uygun olduğu sonucuna varılmıştır. 10 katlı bina üzerinde yapılan sayısal incelemelerde de gerek kesit hasar bölgeleri gerekse tepe yatay yerdeğiştirmeleri açısından oldukça yakın sonuçlar elde edilmesi, yukarıdaki koşulların sağlanması halinde artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminin 10 katlı binalar için de uygulanmasının mümkün olabileceğini göstermektedir.

c. İncelenen binalarda her iki yöntemle bulunan kesit hasar bölgeleri oldukça benzer olmasına rağmen, sadece birinci modu gözönüne artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminin üst katlardaki plastik kesitlerin belirlenmesinde zaman tanım alanında doğrusal olmayan analize göre daha az etkin olduğu belirlenmiştir. Genel olarak zaman tanım alanında yapılan analiz sonucunda elde edilen plastik kesit dönmeleri özellikle üst katlarda etkisini göstermekte ve daha elverişsiz değerler vermektedir.

d. Sargı etkisi gözönüne alınmayan sistemlerde kesit hasar sınırlarının birbirine çok yaklaştığı bunun sonucunda genel olarak belirgin hasar ve ileri

hasar bölgelerinin kaybolduğu gözlenmiştir. Bu nedenle, alternatif olarak oluşturulan modellerde ayrıca beton dayanımının az olmasının da etkisiyle, kesit hasar bölgelerinde sargılı ve beton dayanımı yüksek olan sistemlere oranla oldukça farklılıklar olduğu ve daha ileri düzeyde hasar oluştuğu saptanmıştır.

e. Taban kesme kuvvetleri açısından yapılan değerlendirmelerde, artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile bulunan sonuçların, zaman tanım alanında doğrusal olmayan yöntemle bulunan sonuçlara oranının yaklaşık olarak kütle katılım oranı mertebesinde olduğu belirlenmiştir.

f. Artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminde bulunan taban kesme kuvveti kapasitesinin tasarımda gözönüne alınan taban kesme kuvvetine oranı yaklaşık olarak tasarımda kullanılan malzeme dayanımı azaltma katsayıları mertebesindedir. Sargı etkisi göz önüne alınan sistemlerde bu oranın beton için kullanılan değere, sargı etkisi göz önüne alınmayan sistemlerde ise çelik için kullanılan değere daha yakın olduğu gözlenmiştir.

Taşıyıcı sistem modelleri için bulunan periyod değerleri ve kütle katılım oranları Tablo 4.43'de toplu olarak verilmiştir.

Tablo 4.43 : Taşıyıcı Sistem Modellerinin Periyod ve Kütle Katılm Oranları

Taşıyıcı Sistem	Periyod (sn)	Kütle Katılım Oranı (%)
TSM-1	1.334	77.23%
TSM-1A	1.350	76.34%
TSM-2	1.656	74.44%
TSM-2A	1.694	74.16%
TSM-3	2.036	73.18%
TSM-3A	2.085	72.90%

5. SONUÇLAR

Bu çalışmada, 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde mevcut veya güçlendirilmiş binaların deprem performanlarının belirlenmesi amacıyla önerilen doğrusal elastik olmayan değerlendirme yöntemlerinden *Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi* ve *Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi*'nin karşılaştırılmasına yönelik olarak, bir parametrik sayısal inceleme gerçekleştirilmiş ve elde edilen sonuçlar değerlendirilmiştir.

Çalışmada, ülkemizdeki mevcut betonarme binaların bir bölümünü temsil etmek üzere seçilen ve 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre tasarımları yapılan çeşitli bina çerçevelerinin ve bunların beton dayanımı ve sargı etkisi açısından oluşturulan alternatiflerinin tez kapsamında yer alan doğrusal elastik olmayan yöntemlerle bulunan kesit hasar bölgeleri karşılaştırılmıştır.

Bu çalışma ve benzeri sayısal çalışmaların sonuçlarına dayanarak, mevcut binaların deprem performanslarının belirlenmesi amacıyla 2007 Türk Deprem Yönetmeliği' nde öngörülen doğrusal olmayan hesap yöntemlerinin birbirleri ile karşılaştırılarak irdelenmesi ve gerekli olan durumlarda bu yöntemlerde revizyon yapılması mümkün olabilmektedir.

Her iki yöntemin karşılaştırılmasında kesit hasar bölgelerinin, tepe yerdeğiştirmelerinin ve taban kesme kuvvetlerinin esas alındığı sayısal incelemelerde varılan başlıca sonuçlar aşağıda sıralanmıştır.

1) 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde önerilen doğrusal elastik olmayan yöntemlerden *Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi* ve *Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi* ile belirlenen kesit hasar bölgeleri ve bina tepe yerdeğiştirmeleri, gözönüne alınan tüm taşıyıcı sistem modellerinde büyük oranda birbirine yakın sonuçlar vermektedir.

2) 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanabilmesi için öngörülen en çok 8 kat koşulunun yeterli olduğu sonucuna varılmıştır. Ayrıca, 10 katlı bina üzerinde yapılan sayısal incelemelerde gerek kesit hasar bölgeleri gerekse tepe yerdeğiştirmeleri açısından her iki yöntem ile oldukça birbirine yakın sonuçlar elde edilmesi, diğer koşulların da yerine gelmesi halinde, artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminin 10 katlı binalar için de uygulanmasının mümkün olabileceğini göstermektedir.

3) İncelenen binalarda her iki yöntemle bulunan kesit hasar bölgeleri birbirine oldukça yakın olmasına rağmen, sadece birinci modu gözönüne alan artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminin özellikle bina üst katlarındaki plastik mafsal oluşumlarını yeterli doğrulukta veremediği gözlenmiştir.

4) Sargı etkisi gözönüne alınmayan sistemlerde kolonların kesit hasar sınırlarının birbirine çok yaklaştığı, buna paralel olarak belirgin hasar ve ileri hasar bölgelerinin kaybolduğu gözlenmiştir. Bu nedenle, alternatif olarak oluşturulan sargısız modellerde ayrıca beton dayanımının da az olmasının etkisiyle, kesit hasar bölgelerinin sargılı ve beton dayanımı yüksek olan sistemlere oranla oldukça farklı ve ileri hasar düzeyinde olduğu saptanmıştır.

Bu çalışmada mevcut betonarme binaları temsil etmek üzere seçilen taşıyıcı sistem modelleri düzlem çerçeve sistemlerdir. Bu çalışmanın olası uzantıları uzay çerçeve sistemleri ve perdeli binaları da kapsayacak şekilde genişletilebilir.

Analiz yöntemlerinin daha etkin bir şekilde karşılaştırılabilmesi ve elde edilen sonuçların birbirine daha yakın olmasının sağlanması için, artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminde her itme adımında sistem üzerinde oluşan plastikleşmeleri de gözönüne alan farklı yük dağılımları uygulayarak benzeri sayısal incelemeler gerçekleştirilebilir.

KAYNAKLAR

[1] **Fajfar, P. and Krawingler, H.**, 1997. Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Prooceedings of International Workshop held in Bled (Slovenia), Balkema, The Netherlands.

[2] **Priestley, M.J.N.**, 2000, Performance Based Seismic Design, *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, January-February 2000.

[3] **Çakıroğlu, A., Özden, E., Özmen, G.**, 1992. Yapı Sistemlerinin Hesabı İçin Matris Metotları ve Elektronik Hesap Makinası Programları, Cilt I, İTÜ İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.

[4] **Çakıroğlu, A., Özden, E., Özmen, G.**, 1992. Yapı Sistemlerinin Hesabı İçin Matris Metotları ve Elektronik Hesap Makinası Programları, Cilt II, İTÜ İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.

[5] **Özer, E.**, 1969. Lineer olmayan sistemlerin hesabı için bir metot, *Doktora Tezi*, İTÜ İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.

[6] **Attala, M.R., Deierlein, G. G. and McGuire, W.**, 1995**.** Spread of plasticity : quasi-plastic hinge approach, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **120**, 2451-2473.

[7] **Özer, G.**, 2003. Malzeme bakımından lineer olmayan sistemlerin hesabı için bir ardışık yaklaşım yöntemi ve bilgisayar programı**,** *Yüksek Lisans Tezi,* İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

[8] **Parikh, B.P.**,1966. The elastic-plastic analysis and design of unbraced multistory steel frames, *PhD. Dissertation*, Lehigh University.

[9] **Kim, S.W.**,1971. Elastic-plastic analyis of unbraced frames, *PhD. Dissertation*, Lehigh University.

[10] **Özer, E.**, 1987. Determination of second-order limit load by a method of load increments, *Bulletin of the Technical University of Istanbul*, **40**, 815-836.

[11] **Girgin, K.**, 1996. Betonarme yapı sistemlerinde ikinci mertebe limit yükün ve göçme güvenliğinin belirlenmesi için bir yük artımı yöntemi**,** *Doktora Tezi,* İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

[12] **SAP 2000**, 2005. Structural Analysis Program, Computers and Structures Inc., Berkeley, California.

[13] **RAM**, International, User guide and element descriptions, RAM Perform-2D Ver.1.20.

[14] **ATC-40**, 1996. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, *Applied Technology Council,* California.

[15] **FEMA-273**, 1997. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management Agency,* Washington.

[16] **FEMA-356**, 2000. Prestandart and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management Agency,* Washington.

[17] **FEMA-440**, 2005. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, *Federal Emergency Management Agency,* Washington.

[18] **European Committee for Standardization,** 2004. Design of Structures for Earthquake Resistance-Assessment and Retrofitting of Buildings, Eurocode 8-3.

[19] **DBYBHY**, 2007. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı,* Ankara.

[20] **ABYYHY**, 1975. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (TDY-75), *İmar ve İskan Bakanlığı,* Ankara.

[21] **Özer, E.**, 2007. Yapı Sistemlerinin Lineer Olmayan Analizi Ders Notları, *www.ins.itu.edu.tr/eozer*, İstanbul.

[22] **Çakıroğlu, A. ve Özer, E.**, 1980. Malzeme ve Geometri Değişimleri Bakımından Lineer Olmayan Sistemler, Cilt I, İ.T.Ü. Kütüphanesi, İstanbul.

[23] **Çakıroğlu, A., Özer, E. ve Girgin, K.**, 1999. Yield conditions and yield vector for combined biaxial bending of rectangular reinforced concrete sections, *Proceedings of the Uğur Ersoy Symposium in Structural Engineering*, METU Pres, Ankara, July 1-2, 121-135.

[24] **Çavuş, K.**, 2000. Malzeme ve geometri değişimi bakımından lineer olmayan sistemlerin hesabına yönelik bir yaklaşım ve sayısal uygulamalar**,** *Yüksek Lisans Tezi,* İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

[25] **İrtem, E.**, 1991. Uzay çubuk sistemlerde ikinci mertebe limit yükün hesabı için bir yük artımı yöntemi**,** *Doktora Tezi,* İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

[26] **Neal, B.G.**, 1956. The Plastic Methods of Structural Analysis, Chapman & Hall, London.

[27] **Hodge, P.G.**, 1959. Plastic Analysis of Structures, McGraw-Hill, New York.

[28] **Atımtay, E.**, 2001. Çerçeveli ve Perdeli Betonarme Sistemlerin Tasarımı Cilt I, METU Press, Ankara.

[29] **Chopra, A.K.**, 2000. Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, Prentice Hall, New Jersey.

[30] **Newmark, N.M.**, 1959. A Method of Computation for Structural Dyanamics, *Journal of the Engineering Mechanics Divisi*on (*ASCE)*, **85**, 67-94.

[31] **Paulay, T., Priestley, M.J.N.**, 1992. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, J. Wiley, New York.

[32] **Kolgu, S., Peker, K.**, 2003. Betonarme Kesit Davranışında Eksenel Yük, Malzeme Modeli, ve Sargı Donatısı Oranının Etkisi, *Beşinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, İstanbul, Türkiye, 26-30 Mayıs.

[33] **Ersoy, U., Özcebe, G.**, 2001. Betonarme, Evrim, Ankara.

[34] **Mander, J.B., Priestley**, **M.J.N., Park, R.** (1988). Theoretical Stress-Strain Confined Concrete, *Journal of Structural Division (ASCE)*, **114**(8), 1804-1826.

[35] **TS-500**, 2000. Betoarme yapıların tasarım ve yapım kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü,* Ankara.

[36] **XTRACT**, 2001, Kesit Analiz Programı, Imbsen Software Systems.

[37] **Priestley, M.J.N.**, 2003. Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited, IUSS Press, Italy.

[38] **Oasys Sigraph**, 2006, A program for generation, manipulation and graphical display of tabular x-y data, Oasys Ltd.

ÖZGEÇMİŞ

Can ÇETİN, 1980 yılında Samsun'da doğmuştur. İlk öğrenimini, Alaçam Fatih İlkokulu'nda, orta ve liseyi Samsun Anadolu Lisesi'nde, tamamlamıştır. 1999 yılında, Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'ne girmeye hak kazanmış, 2001 yılında İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'ne yatay geçiş yapmıştır. 2004 yılında lisans eğitimini tamamladıktan sonra, aynı yıl, İ.T.Ü Fen Bilimleri Enstitüsüne bağlı İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Yapı Mühendisliği Programı'nda yüksek lisans öğrenimine başlamıştır.