

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**15 KATLI BETONARME BİR BİNANIN DEPREM PERFORMANSININ
ZAMAN TANIM ALANINDA DOĞRUSAL ELASTİK OLMAYAN HESAP
YÖNTEMİ İLE BELİRLENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Pınar ÇOBAN

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

EYLÜL 2015

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**15 KATLI BETONARME BİR BİNANIN DEPREM PERFORMANSININ
ZAMAN TANIM ALANINDA DOĞRUSAL ELASTİK OLMAYAN HESAP
YÖNTEMİ İLE BELİRLENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Pınar ÇOBAN
(501101045)**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Doç. Dr. A. Necmettin GÜNDÜZ

EYLÜL 2015

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501101045 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi **Pınar ÇOBAN**, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “**15 KATLI BETONARME BİR BİNANIN DEPREM PERFORMANSININ ZAMAN TANIM ALANINDA DOĞRUSAL ELASTİK OLMAYAN HESAP YÖNTEMİYLE BELİRLENMESİ**” başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Doç. Dr. A. Necmettin GÜNDÜZ**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Prof. Dr. Kutlu DARILMAZ**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Doç. Dr. Cenk ALHAN
İstanbul Üniversitesi

Teslim Tarihi : **1 Eylül 2015**
Savunma Tarihi : **29 Eylül 2015**

Eşime ve Aileme,

ÖNSÖZ

Tez çalışmam esnasında bilgi ve moral desteğini esirgemeyen, kıymetli zamanını ayıran saygıdeğer tez danışmanım Doç. Dr. A. Necmettin Gündüz’e teşekkürlerimi sunarım.

Çalışmalarım sırasında fikir alışverişinde bulunduğum, bilgi ve birikimi ile yardımcı olan İnşaat Yüksek Mühendisi Arif Bozaba’ya teşekkür ederim.

Yüksek lisans eğitimimi tamamlayabilmem için maddi ve manevi desteğini esirgemeyen ailem ve bu çalışmanın nihayetlenmesi için her türlü desteği veren eşime sevgilerimi ve teşekkürlerimi sunarım.

Eylül, 2015

Pınar ÇOBAN

İnşaat Mühendisi

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	vii
İÇİNDEKİLER	ix
KISALTMALAR	xiii
SEMBOLLER	xv
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xix
ŞEKİL LİSTESİ.....	xxi
ÖZET.....	xxiii
SUMMARY	xxv
1. GİRİŞ.....	1
1.1 Konu ve Konu ile İlgili Çalışmalar	1
1.2 Amaç ve Kapsam	4
2. BETONARME İLE İLGİLİ GENEL KAVRAMLAR.....	5
2.1 Betonarme Sistem Davranışı	5
2.1.1 Beton malzemenin davranışı	5
2.1.2 Çelik malzemenin davranışı	6
2.1.3 Süneklik.....	7
2.1.4 Plastik mafsalsal hipotezi	8
3. SİSTEM GEREKSİNİMLERİNİN BELİRLENMESİ	15
3.1 Genel	15
3.1.1 Çözümün sağlaması gereken koşullar	15
3.1.2 Yapı sistemlerinin doğrusal olmama nedenleri	16
3.1.3 Yapı sistemlerinin dış yükler altındaki doğrusal olmayan davranışı	16
3.2 Binaların Deprem Davranışının Değerlendirilmesinde Kullanılan Doğrusal Elastik Olmayan Yöntemler	18
3.2.1 Dinamik analiz yöntemleri	18
3.2.1.1 Zaman tanım alanında çözüm yöntemleri	19
4. PERFORMANS KAVRAMI VE TDY 2007 YAKLAŞIMI	23
4.1 Giriş	23
4.2 Binalardan Bilgi Toplanması	23
4.2.1 Bina bilgi düzeyleri	23
4.2.2 Betonarme binalarda sınırlı bilgi düzeyi	24
4.2.3 Betonarme binalarda orta bilgi düzeyi	25
4.2.4 Betonarme binalarda kapsamlı bilgi düzeyi	26
4.2.5 Bilgi düzeyi katsayıları.....	27
4.3 Yapı Elemanlarında Hasar Sınırları Ve Hasar Bölgeleri	27
4.3.1 Kesit hasar sınırları.....	27
4.3.2 Kesit hasar bölgeleri.....	28
4.3.3 Kesit ve eleman hasarlarının tanımlanması.....	28
4.4 Deprem Hesabına İlişkin Genel İlke ve Kurallar	28
4.5 Depremde Bina Performansının Doğrusal Elastik Olmayan Yöntemler ile Belirlenmesi	30

4.5.1 Doğrusal elastik olmayan davranışın idealleştirilmesi.....	31
4.5.2 Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi	32
4.5.3 Birim şekil değiştirme istemlerinin belirlenmesi	33
4.5.4 Betonarme malzeme modelleri (DBYBHY Ek 7B)	33
4.5.4.1 Beton malzeme modelleri.....	33
4.5.4.2 Donatı çeliği için malzeme modeli	34
4.5.5 Betonarme elemanların kesit birim şekil değiştirme kapasiteleri	35
4.6 Bina Deprem Performansının Belirlenmesi.....	36
4.6.1 Betonarme binaların deprem performansı	36
4.6.2 Hemen kullanım performans düzeyi (HK)	36
4.6.3 Can güvenliği performans düzeyi (CG)	36
4.6.4 Göçme öncesi performans düzeyi (GÖ).....	37
4.6.5 Göçme durumu performans düzeyi	37
4.7 Binalar İçin Hedeflenen Performans Düzeyleri	38
5. ZAMAN TANIM ALANINDA DOĞRUSAL OLMAYAN ÇÖZÜM YÖNTEMİ VE DEPREM İVME KAYITLARININ BELİRLENMESİ	39
5.1 Giriş	39
5.2 Deprem Kayıtlarının Seçilmesi ve Düzenlenmesi.....	40
5.2.1 Genel	40
5.2.2 Doğal deprem kayıtları	40
5.2.3 Yapay deprem kayıtları	40
5.2.4 Spektrum benzeştirilmesi	41
5.2.4.1 Zaman tanım alanında benzeştirme yaklaşımı.....	41
5.2.4.2 Frekans tanım alanında benzeştirme yaklaşımı.....	42
5.2.4.3 Yapay ivme kayıtları.....	42
5.2.4.4 Benzeştirilmiş ivme kaydının kontrolü.....	42
6. SAYISAL UYGULAMALAR	45
6.1 Giriş	45
6.2 Bina Genel Bilgileri.....	45
6.3 Yapısal Modelin Oluşturulması.....	46
6.3.1 Üç boyutlu analiz modelinin oluşturulması.....	47
6.3.2 Analizde kullanılacak deprem ivme kayıtlarının belirlenmesi.....	48
6.3.3 SAP2000 programında oluşturulan malzeme modelleri	51
6.3.4 Yapısal elemanların moment-eğrilik bağıntılarının oluşturulması ve akma yüzeylerinin elde edilmesi.....	52
6.3.4.1 Yapısal elemanların moment-eğrilik bağıntılarının oluşturulması ve akma yüzeylerinin elde edilmesi.....	53
6.3.4.2 Kirişlerin moment-eğrilik bağıntılarının ve akma yüzeylerinin belirlenmesi.....	55
6.3.5 Kolon ve kirişler için plastik mafsalların oluşturulması	57
6.3.5.1 Kolon ve kirişler için plastik mafsalların oluşturulması.....	57
6.3.5.2 Kolonlara plastik mafsalların tanımlanması ve atanması.....	58
6.3.6 Perdeler için doğrusal olmayan malzeme davranışı gösteren çok katmanlı kabuk elemanların tanımlanması.....	60
6.4 Analiz Sonuçları	61
6.4.1 Kolonların hasar durumlarının incelenmesi	64
6.4.2 Perdelerin hasar durumlarının incelenmesi	64
6.4.3 Bina performans seviyesinin belirlenmesi	64
7. SONUÇ VE ÖNERİLER	67
7.1 Sonuçların Değerlendirilmesi.....	67

7.2 Öneriler.....	69
KAYNAKLAR	71
EKLER.....	73
ÖZGEÇMİŞ.....	89

KISALTMALAR

ABD	: Amerika Birleşik Devletleri
ATC	: Applied Technology Council
BHB	: Belirgin Hasar Bölgesi
CG	: Can Güvenliği Performans Seviyesi
ÇSD	: Çok Serbestlik Dereceli
DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
E	: Deprem Yükleri
EC	: Euro Code
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
G	: Düşey Yükler
GB	: Göçme Bölgesi
GÇ	: Kesit Göçme Sınırı
GÖ	: Göçme Öncesi Performans Seviyesi
GV	: Kesit Güvenlik Sınırı
HK	: Hemen Kullanım Performans Seviyesi
İHB	: İleri Hasar Bölgesi
MHB	: Minimum Hasar Bölgesi
MN	: Kesit Minimum Hasar Sınırı
PEER	: Pasific Earthquake Engineering Research Center
SAP2000	: Integrated Software for Structural Analysis and Design
TDY	: Türk Deprem Yönetmeliği
TEC	: Turkish Earthquake Code
TS	: Türk Standardı
T1x	: X Yönünde Birinci Moda Ait Periyot
T1y	: Y Yönünde birinci Moda Ait Periyot
Q	: Hareketli Yükler

SEMBOLLER

A_o	: Etkin yer ivmesi katsayısı
A_c	: Kesitin net beton alanı
A_s	: Donatı alanı
b_w	: Kesit genişliği
C	: Sönüm matrisi
d	: Etkin kesit yüksekliği
E	: Elastisite modülü
f_{cc}	: Sargılı betonun basınç dayanımı
f_{ctd}	: Beton tasarım çekme dayanımı
f_{co}	: Sargısız betonun basınç dayanımı
f_s	: Dış kuvvet
f_{su}	: Donatı çeliğinin kopma gerilmesi
f_{sy}	: Donatı çeliğinin akma dayanımı
f_{yd}	: Çelik tasarım dayanımı
F_R	: Karşı koyan kuvvet
g	: Yerçekimi ivmesi
H	: Kolon yüksekliği
I	: Atalet momenti
K	: Rijitlik matrisi
$K_t(t)$	: t başlangıç zamanına ait rijitlik matrisi
l_p	: Plastik mafsalsal boyu
L_p	: Plastik mafsalsal boyu
m	: Kütle
M_p	: Plastik moment
M'_p	: İndirgenmiş plastik moment
M	: Eğilme momenti
N_D	: Normal kuvvet
N	: Normal kuvvet
P	: Yük
P_{cr}	: Kritik yük

$\mathbf{p(t)}$	: Yük matrisi
$\mathbf{s}$	: Donatı aralığı
$\mathbf{S_{ae}(T)}$	: Elastik spektral ivme
$\mathbf{T}$	: Periyot
$\mathbf{u_y}$	: Eşdeğer yerdeğiştirme
$\mathbf{u_p}$	: Plastik yerdeğiştirme
$\mathbf{u(t)}$	: Yerdeğiştirme vektörü
$\mathbf{V_c}$	: Betonun kesme kapasitesi
$\mathbf{V_s}$	: Enine donatının kesme kapasitesi
$\mathbf{x}$	: Yerdeğiştirme vektörü
$\mathbf{x_n}$	: Yerdeğiştirme vektörü
$\mathbf{\ddot{x}}$	: Rölatif ivme vektörü
$\mathbf{\dot{x}}$	: Rölatif hız vektörü
$\mathbf{X}$	: Eğrilik
$\mathbf{Z}$	: Zemin sınıfı
Δ	: Yerdeğiştirme
β	: Newmark katsayısı
γ	: Newmark katsayısı
α	: Albert-Hughes-Taylor parametresi
$\emptyset_t$	: Toplam eğrilik istemi
$\emptyset_y$	: Eşdeğer eğrilik istemi
$\emptyset_p$	: Plastik eğrilik istemi
μ	: Süneklik
ϵ_{cu}	: Sargılı betondaki en büyük basınç birim şekil değiştirme
ϵ_{co}	: Sargısız betonun taşıyabileceği en büyük basınç gerilmesi anındaki şekil değiştirme
ϵ_{cc}	: Sargılı betonun taşıyabileceği en büyük basınç gerilmesi anındaki şekil değiştirme
ϵ_{sy}	: Donatı çeliğinin akma birim şekil değiştirmesi
ϵ_{sh}	: Donatı çeliğinin pekleşmeye başladığı andaki birim şekil değiştirmesi
ϵ_{su}	: Donatı çeliğinin kopma birim şekil değiştirmesi
δ_u	: En büyük yanal öteleme
δ_y	: Akma anındaki yanal öteleme
ρ_s	: Kesitte bulunan enine donatının hacimsel oranı
ρ_{sm}	: Gerekli enine donatının hacimsel oranı

ϵ	: Birim şekil değiştirme
σ	: Gerilme
Δx	: Yerdeğiştirme
Φ_p	: Plastik eğrilik İstemi
Φ_y	: Eşdeğer eğrilik İstemi
Φ_t	: Toplam eğrilik İstemi

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 4.1 : Binalar İçin Bilgi Düzeyi Katsayıları.....	27
Çizelge 4.2 : Donatı Çeliği İçin Gerilme-Şekil Değiştirme Değerleri.....	35
Çizelge 4.3 : Deprem Etkisi Parametreleri.	38
Çizelge 4.4 : Farklı Deprem Düzeylerinde Binalar İçin Öngörülen Minimum Performans Hedefleri.	38
Çizelge 6.1 : SAP2000’de Modele Ait Periyot ve Kütle Katılım Oranları	47
Çizelge 6.2 : SAP2000’de Modele Ait Periyot ve Kütle Katılım Oranları	47
Çizelge 6.3 : Kolonlara Ait Plastik Mafsallık Özellikleri.....	56
Çizelge 6.4 : Kirişlere Ait Plastik Mafsallık Özellikleri.....	57
Çizelge 6.5 : X Doğrultusu Deprem Sonucu Hasar Gören Kirişler.....	63
Çizelge 6.6 : Y Doğrultusu Deprem Sonucu Hasar Gören Kirişler.....	63
Çizelge A.1 : Kiriş Donatı Tablosu	75
Çizelge A.2 : Kolon Donatı Tablosu	75
Çizelge A.3 : Perde Donatı Tablosu	75
Çizelge B.1 : Kolonların Etkin Eğilme Rijitlikleri	77
Çizelge C.1 : Toprak Perdelerin Etkin Eğilme Rijitlikleri	83
Çizelge C.2 : Kova Perdelerin Etkin Eğilme Rijitlikleri	83

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : Betonun Gerilme-Şekil Değiştirme İlişkisi.	6
Şekil 2.2 : Çeliğin Gerilme-Şekil Değiştirme İlişkisi.	7
Şekil 2.3 : Eğilme Momenti-Eğrilik Diyagramı.	10
Şekil 2.4 : Doğrusal Olmayan Şekil Değiştirmeler	10
Şekil 2.5 : Kirişlerin Mesnet Bölgesinde Plastik Mafsal Örneği.	11
Şekil 2.6 : Kirişlerin Açıklık Bölgesinde Plastik Mafsal Örneği.	11
Şekil 2.7 : İdealleştirilmiş Eğilme Momenti-Eğrilik Bağlantısı.	12
Şekil 2.8 : Plastik Mafsal Boyu.	13
Şekil 2.9 : Plastik Mafsal Oluşumu ve Yer Değiştirmeler.	14
Şekil 3.1 : Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmama Nedenleri.	16
Şekil 3.2 : Çeşitli Teorilere Göre Artan Yük-Şekil Değiştirme Bağlantıları.	17
Şekil 3.3 : Yapısal Dinamik Analiz Metotları	19
Şekil 3.4 : Ortalama İvme ve Lineer İvme Yöntemleri.	22
Şekil 4.1 : Betonarme Elemanlardaki Kesit Hasar Bölgeleri.	28
Şekil 4.2 : İç Kuvvet Plastik Şekil Değiştirme Kabulleri.	32
Şekil 4.3 : Sargılı ve Sargısız Beton Malzemeler İçin Gerilme Şekil Değiştirme Grafikleri.	34
Şekil 4.4 : Donatı Çeliğinin Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği.	34
Şekil 4.5 : Yapı Performans Düzeyleri.	36
Şekil 5.1 : Benzeştirilmiş Tepki Spektrumlarının Karşılaştırılması.	42
Şekil 5.2 : Benzeştirilmiş İvme Kayıtlarının Karşılaştırılması.	43
Şekil 6.1 : Yapının 3 Boyutlu SAP2000 Modeli.	48
Şekil 6.2 : Düzce Depremi Doğu-Batı Bileşeni.	49
Şekil 6.3 : Düzce Depremi Kuzey-Güney Bileşeni	49
Şekil 6.4 : Manjil Depremi Doğu-Batı Bileşeni	49
Şekil 6.5 : Manjil Depremi Kuzey-Güney Bileşeni.	50
Şekil 6.6 : Kocaeli Depremi Doğu-Batı Bileşeni.	50
Şekil 6.7 : Kocaeli Depremi Kuzey-Güney Bileşeni	50
Şekil 6.8 : Tasarım Depremine Ait Spektral İvme-Periyot Spektrum Eğrisi	51

Şekil 6.9 : C35 Betonuna Ait Sargısız Beton Malzeme Modeli	52
Şekil 6.10 : S420 Donatı Çeliğine Ait Malzeme Modeli	52
Şekil 6.11 : Section Designer’da Tanımlanan C100/80 Kolonu.....	53
Şekil 6.12 : Section Designer’da Kolonunun Akma Yüzeylerinin Elde Edilmesi	54
Şekil 6.13 : Section Designer’da Kolonun Mander Sargılı Beton Modeli	54
Şekil 6.14 : Section Designer’da Kolonun Moment-Eğrilik Bağıntısının Elde Edilmesi.....	54
Şekil 6.15 : Section Designer’da B25/50 Kirişi.....	55
Şekil 6.16 : Section Designer’da Kirişin Akma Yüzeylerinin Elde Edilmesi	55
Şekil 6.17 : Section Designer’da Kirişin Mander Sargılı Beton Modeli	56
Şekil 6.18 : Section Designer’da Kirişin Moment-Eğrilik Bağıntısının Elde Edilmesi	56
Şekil 6.19 : SAP2000 Kiriş Kesitleri İçin M3 Mafsalı Veri Girişi.....	58
Şekil 6.20 : SAP2000 Kiriş Kesitleri İçin P-M2-M3 Mafsalı Veri Girişi	59
Şekil 6.21 : SAP2000’de Kolon Kesitlerinin Etkileşim Yüzeyleri Veri Girişi	59
Şekil 6.22 : Perdelerde Doğrusal Olmayan Katmanlı Kabuk Elemanların Veri Girişi	60
Şekil 6.23 : Düzce Depremi X Yönü Etkisinde Oluşan Plastik Mafsallar	61
Şekil 6.24 : Düzce Depremi Y Yönü Etkisinde Oluşan Plastik Mafsallar	62
Şekil D.1 : Seismomatch Örnek Benzeştirme İşlemi.....	85
Şekil D.2 : Kocaeli Depremi X Yönü Deprem İvme Kaydı Benzeştirmesi.....	85
Şekil D.3 : Kocaeli Depremi Y Yönü Deprem İvme Kaydı Benzeştirmesi.....	85
Şekil D.4 : Düzce Depremi X Yönü Deprem İvme Kaydı Benzeştirmesi.....	86
Şekil D.5 : Düzce Depremi Y Yönü Deprem İvme Kaydı Benzeştirmesi.....	86
Şekil D.6 : Manjil Depremi X Yönü Deprem İvme Kaydı Benzeştirmesi.....	86
Şekil D.7 : Manjil Depremi Y Yönü Deprem İvme Kaydı Benzeştirmesi.....	86

15 KATLI BETONARME BİR BİNANIN DEPREM PERFORMANSININ ZAMAN TANIM ALANINDA DOĞRUSAL ELASTİK OLMAYAN HESAP YÖNTEMİ İLE BELİRLENMESİ

ÖZET

Yapı sistemlerinin dış yükler ve deprem etkileri altındaki davranışlarının incelenmesinde doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemleri kullanılabilir. Doğrusal teoriye göre hesapta, malzemenin doğrusal elastik ve yer değiştirmelerin çok küçük olduğu varsayılmakta, yönetmeliklerde yer alan doğrusal hesap yöntemleri uygulanarak yapı sisteminin analizi ve boyutlandırması yapılmaktadır. Doğrusal olmayan hesapta ise, malzemelerin doğrusal-elastik sınırın ötesindeki davranışı hesaba katılmakta ve yer değiştirmelerin çok küçük olmadıkları göz önünde tutulmaktadır.

Son yıllarda yaşadığımız şiddetli depremler ve bu depremlerin sebep olduğu can ve mal kayıpları depreme dayanıklı yapı tasarımının önemini arttırmıştır. Bu konu hakkında hem yurt dışında hem yurt içindeki akademisyenler tarafından araştırmalar yapılmaya devam etmektedir. Bu yapılan araştırmalarla birlikte bilgisayar, teknoloji, malzeme ve imalat sektöründeki gelişmelere paralel olarak Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik kapsamına Mevcut Binaların Değerlendirilmesi ve Güçlendirilmesi için Bölüm 7 eklenmiş ve 06.03.2007 tarihli 26454 numaralı resmi gazetede yayınlanarak olarak yürürlüğe girmiştir.

Bu çalışma kapsamında doğrusal elastik olmayan davranış temel alınarak Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik esasları çerçevesinde zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan hesap yöntemi kullanılarak mevcut betonarme 15 katlı bir yapı irdelenmiştir.

İlk bölümde konu detaylı olarak anlatılmış, amaç ve kapsama değinilmiştir. Ardından ikinci bölümde betonarme ile ilgili genel kavramlara değinilmiştir. Üçüncü bölümde doğrusal olmayan analiz ilkelerinden bahsedilmiştir. Dördüncü bölümde ise performans kavramından bahsedilmiş ve 2007 deprem yönetmeliğindeki yaklaşıma değinilmiştir.

Beşinci bölümde zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan hesap yöntemi anlatılmış ve bu çalışmada kullanılacak deprem ivme kayıtlarının belirlenmesi ve kullanımına ait tüm bilgiler detaylı olarak anlatılmıştır. Daha sonra altıncı bölümde sayısal örneğe geçilmiş, mevcut yapının genel bilgileri verilmiş, yükler belirtilmiş, yapılan kabuller ve hesap modelleri gösterilmiştir. Kullanılan program çerçevesinde yapısal modelleme aşaması ve analiz süreci şekiller yardımıyla detaylı olarak anlatılmıştır. Son olarak ise bina hakkında elde edilen bu bilgiler incelenmiş, binanın bu analizler karşısında yapmış olduğu performansı değerlendirilmiş, oluşan hasarın kaynağı hakkında bilgi verilmiş ve sonuçlar yorumlanmıştır. Çalışmanın sonunda ise kullanılan kaynaklar için bir kaynak listesi sunulmuştur.

SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF 15 STOREY REINFORCED CONCRETE BUILDING BY NON-LINEAR TIME HISTORY ANALYSIS

SUMMARY

The high level of damage and loss of life experienced during the last earthquake events indicate the importance of safe and realistic structural design. On the other hand, the recent developments in structural engineering, computer technology and material science enable engineers to predict the real behavior of structural systems under earthquake effects, more accurately.

Both linear and non-linear methods are used to analyze the structural systems subjected to earthquake loads. The linear evaluation methods are based on strength and the non-linear evaluation methods are based on deformation and displacement. In the linear theory, it is assumed that the material is linear-elastic and displacements are small, so that the structural analysis can be performed by the conventional linear methods given in the codes. In the non-linear analysis however, the second-order effects and the strength and deformation characteristics of materials beyond linear-elastic limit are taken into account.

Nowadays, forced-controlled methods have an important place for assessment of existing structures. In these methods, capacity calculation is done in sections, will be evaluated based on the structure components and system to obtain information of the performance. However, new generation of development studies and computer software may be more realistic and more accurate results for the methods used. Those methods are based of the strain represent the behavior of material facts (non-linear).

The design of multi storey reinforced concrete buildings for earthquake action may be efficiently accomplished with the capacity design method. Briefly explained, this method focuses on the establishment of clearly defined plastic hinge zones, proper detailing of these, and the protection of the remaining elastic parts of the building against yielding. For the verification of the structural behavior during an earthquake, there exists however, a need for non-linear dynamic analysis method, as well as for design aid for eccentric and complicated building configurations.

For the modeling of the plastic hinge zones, non-linear elements were developed, and implemented as user defined elements into an existing general code. These elements, treating as plastic hinge zones in structural walls, beams, and columns are presented and used in this study.

The codes of earthquake are the most significant resource that can be used to build an earthquake-resistant building. According to their geographical location, their geological and seismic characteristics that apply within the territory and local ground conditions, countries prepare regulations that include the rules, which must be followed during building design. For this purpose, a new Turkish Earthquake Code (TEC) is published in 2007 (Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik-DBYBHY) with recent earthquake resistant building design principles.

This regulation of the seventh chapter, in earthquake zones available and will be strengthened all the buildings and building structures under seismic effects in assessing the performance will be applied accounting rules, the strengthening in the decisions will be based on principles and strengthening decided buildings strengthen the design principles are included.

Developments in structural engineering, computer technology and the material science help engineers to be familiar to the earthquake motions and the effects of earthquake on buildings in a more realistic and accurate way. These developments with the observation of the non-linear behavior of structural systems in an earthquake enable engineers to accomplish designs that are more realistic.

In this study, seismic performance of a 15 storey existing reinforced concrete structure is evaluated by the non-linear time history analysis method of Turkish Earthquake Code (TEC) 2007. The present master thesis is composed of seven chapters.

The first chapter is designated for the brief explanation of the subject and previous studies with the same subject. The aim and the scope of the study is explained in this part.

In the next four chapters of this study, non-linear behavior and the analysis are given as the main portion of the study. In this context, non-linear material models are expressed, the stress-strain relationships of various building materials have been analyzed, for the reinforced concrete section, moment-curvature curve properties and interaction surfaces were examined. In addition, quite small information is given about the plastic hinge hypothesis.

The sixth chapter is devoted for the numerical investigations. A three dimensional structural model of a 15 storey building is analyzed by a structural analysis program in non-linear time history analysis method given by the TEC 2007. Then the performance level evaluation of the building structure with the non-linear performance approach method of TEC 2007. In this section, firstly an information was given about the existing reinforced structure features which used in analysis model. Loads, seismic zone, material properties, type of structure and a lot of other properties of the building was described. Then for the non-linear analysis, the plastic hinge properties of beams and columns were determined clearly. Shear walls were modeled with non-linear layered shell elements for more accurate results. In this part furthermore, selection and scaling for real earthquake ground motion records are explained briefly. Also in this chapter, important data entry information used for non-linear modeling of the structural components, load analysis and calculated plastic hinge properties and their assigns to the model for performance evaluation of the structural system are presented.

The seventh chapter is the final chapter and is devoted to the results, conclusions and recommendations of the study. Main findings, the examination of the results of this study are explained in this chapter.

The appendices are given the appendices chapter of this study. In this chapter, data information about the existing reinforced concrete building which used in study, cracked section properties which used in analysis model, and the comparing of the original and the matched earthquakes records and specturums were presented.

In conclusion, the aim of the study is determining the performance of an existing reinforced concrete building which is designed according to 2007 Turkish Seismic Code by using Nonlinear Time History Analysis.

1. GİRİŞ

1.1 Konu ve Konu ile İlgili Çalışmalar

Deprem, kasırga ve tsunami gibi kuvvetli dinamik etkiler altında yapıların dayanım sağlaması konusu, yapı mühendisleri için geçmişten bugüne önemli olmuştur. Aktif bir deprem kuşağı üzerinde yer alan ülkemizde çok kısa zaman aralıkları içerisinde yıkıcı depremler meydana geldiği için afet denince ilk akla gelen şiddetli depremler olmaktadır.

Depreme dayanıklı tasarım yapma konusu 1930'lerden önce pek revaçta değil iken, bu tarihlerden sonra can ve mal kayıplarına sebep olan depremlere dayanıklı yapılar inşa etme konusu önem kazanmıştır. Tasarım yönetmeliklerine yatay yüklerin de dikkate alınması için maddeler eklenmeye başlanmıştır. İlk zamanlarda bu yatay kuvvetler sadece kütleyle bağlı bir vektör olarak dikkate alınmıştır. 1960'larda ise birçok yönetmelikte yatay yüklerin yapı periyoduna bağlı olarak hesaplanması gerektiği belirtilmiştir [21].

Depreme dayanıklı yapı tasarımında amaç, iç kuvvetlerin etkisinde ortaya çıkması olası hasarın sınırlandırılmasıdır. Bu kavram yapıda ortaya çıkması olası hasarın kabul edilebilir sınırı nedir sorusunu akla getirmektedir. Bu soruya verilecek cevap depreme dayanıklı yapı tasarımının da temel ilkesini ortaya koyacaktır. Bu temel ilke, 2007'de yürürlüğe giren Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY)'de şu şekilde ifade edilmiştir:

“Hafif şiddetteki depremlerde binalardaki yapısal ve yapısal olmayan sistem elemanlarının her hangi bir hasar görmemesi, orta şiddetteki depremlerde yapısal ve yapısal olmayan elemanlardaki hasarın sınırlı ve onarılabilir düzeyde kalması, şiddetli depremlerde ise can güvenliğini sağlamak amacı ile kalıcı yapısal hasar oluşumunun sınırlandırılmasıdır” [3].

Depreme dayanıklı bir yapının, yeterli dayanım (kapasite), yeterli rijitlik ve yeterli sünekliğe sahip olması gerekir. Esasen, depreme dayanıklı yapı tasarımıyla yapılan da yapıya bu özelliklerin kazandırılmasıdır.

Günümüzde mevcut yapıların kontrolü için kullanılan yöntemlere baktığımızda en çok karşımıza çıkan yöntem kuvvet esaslı doğrusal yöntemlerdir. Bu yöntemlerde, yapı elemanlarının kapasite aşımaları incelenmektedir. Deprem etkisi ise deprem azaltma katsayısı ile azaltılarak yapıya etki ettirilir. Bu yöntem, doğrusal olmayan yöntemlere nazaran daha olumsuz sonuçlar vermekle beraber elemanların gerçek malzeme davranışlarını ancak idealleştirerek görmemizi sağlamasından dolayı tam anlamıyla doğru sonucu vermez.

Depreme dayanıklı tasarımın kuvvete bağlı ilkelerle yaygın olarak yapılması, bu tasarımın tarihsel gelişim süreci boyunca yapılan kabullere dayanmaktadır. 1930 öncesinde yapılan yapıların çok az bir kısmı depreme dayanıklı olarak tasarlanmıştır. Fakat, dünyada 1920’li yıllarda ve 1930’lu yılların başlarında yaşanan büyük depremlerde, yatay rüzgar yüklerine karşı dayanıklı olarak tasarlanan yapıların depremde daha iyi performans gösterdiği anlaşıldı. Bunun üzerine, tasarım yönetmeliklerinde deprem bölgelerinde yapılacak yapılarda yatay yüklere karşı tasarım şartı konulmaya başlandı. Tipik olarak bu yöntem, binanın periyodu dikkate alınmaksızın, bina ağırlığının yaklaşık %10’u büyüklüğünde olarak tanımlanmış bir yatay yük vektörünün, kütle vektörü ile orantılı olacak şekilde yapıya uygulanmasıydı [21].

1940’larda ve 1950’lerde yapıların dinamik özelliklerinin önemi daha iyi anlaşılmaya başlandı ve bu da beraberinde 1960’lı yıllarda bir çok yönetmelikte yatay yüklerin yapı periyoduna bağlı şekilde hesaplanmasını getirdi. Bununla birlikte, yapıların deprem davranışının daha iyi anlaşılması ve elastik olmayan zaman tanım alanında hesap yöntemleri ile, bir çok yapının yapısal mukavemetinden daha fazla deprem yüklerine maruz kaldığı halde ayakta kaldığı anlaşılmıştır. Bu gelişme, yani yetersiz mukavemete rağmen ayakta kalabilme durumu, süneklik kavramının ortaya çıkmasını sağladı. Süneklik ile kuvvet azaltma katsayıları arasındaki ilişki, örneğin “eşit yer değiştirme” ve “eşit enerji” yaklaşımları geliştirilerek daha uygun yatay yük seviyeleri için bir temel oluşturulmuştur.

1970’ler ve 1980’lerde yapılan araştırmalar, farklı yapısal sistemlerin süneklik kapasitesinin elde edilmesi olarak yönlendirildi. Süneklik kapasitesinin belirlenmesinde yoğun olarak deneysel ve analitik çalışmalar yapılmaya başlandı. Böylece çevrimsel uygulanan etkiler altında farklı yapısal sistemlerin yapabileceği en büyük şekil değiştirmeler belirlenebilecekti. Gereken mukavemet, yapıya uygulanan

kuvvetin tasarımıda kullanılacak malzeme ve yapısal sistemin sünekleşme kapasitesine bağlı olarak belirlenen bir katsayı ile azaltılması yoluyla elde edilmeliydi. Bununla beraber, tasarım süreci hala gerekli mukavemet olarak sürdürülüyor ve şekil değiştirme kapasitesi, eğer kontrolü yapılacaksa, tasarımın son kısmında yer alıyordu.

Daha sonra, belirlenen bölgelerde plastik eğilme mafsallarının oluşturulması ve böylece olası istenmeyen plastik mafsallar ile istenmeyen elastik olmayan deformasyonların, örneğin kesme göçmelerinin önüne geçilmesinin, belirlenen bölgenin başlangıçtaki mukavemetinin, üzerine gelecek yük seviyesinden daha fazla olacak şekilde tasarlanmasıyla olabileceği bulunmuştur. Böylece, istenilen elastik olmayan davranışın elde edilmesi yaklaşımı “Kapasite tasarımı” olarak adlandırılmıştır [16].

1990’lı yıllarda yayınlanan kitaplarda depreme dayanıklı betonarme ve yığma yapı tasarımıda şekil değiştirme ve kapasite tasarımı daha belirgin şekilde vurgulanmaya başlanılmıştır ve şekil değiştirmeyi esas alan “performansa dayalı yapı tasarımı” konsepti, araştırmalarda yoğun bir şekilde odak haline gelmiştir.

Performansa dayalı deprem mühendisliğinin en büyük zorluklarından biri ise tasarımı yapılan ya da mevcut haldeki binalarda, belirlenmiş performans hedeflerine göre değerlendirme yapabilmeyi sağlayacak basit fakat yeterli kesinlikte olan hesap yöntemleri geliştirmektir. Amerikada 1995 sonrasında çıkarılan yönetmeliklerde örneğin; Federal Emergency Management Agency (FEMA)-273, onu takip eden FEMA-356 ve FEMA-440 ve Applied Technology Council (ATC)-40 ile ASCE SEI 41-06 yönetmeliklerinde, ayrıca Avrupa ülkelerinde EC8 yönetmeliğinde ve ülkemizde 2007’de uygulamaya giren Türk Deprem Yönetmeliği 7. Bölümde (TDY 2007), geleneksel olarak kullanılan azaltılmış deprem yükleri ile yapılan elastik analiz yöntemleri yerine, yapılarda deprem taleplerinin, düşük performans seviyelerinde örneğin can güvenliği ve göçme öncesi seviyelerinde, elastik olmayan davranışın doğrudan elde edildiği yöntemler kullanılması amaçlanmıştır [21]. Günümüzde bina değerlendirme yönetmelikleri deprem taleplerinin hesaplanmasında elastik olmayan iki yöntemin kullanılmasına müsaade etmektedir: Elastik Olmayan Statik Yöntem ve Elastik Olmayan Dinamik Yöntem. Doğrusal olmayan statik analiz yöntemleri yapı mühendisliği uygulamalarında önemini korumaktadır. Zaman tanım alanında doğrusal hesap yöntemi ise, özellikle statik analiz yönteminin hesaplarda hassaslığını kaybetmeye başladığı yapılarda büyük önem kazanmaktadır.

Performansa göre değerlendirme yönteminde yapı davranışı, eleman performanslarının ve hasar seviyelerinin tespitiyle yorumlanabilir. Aynı zamanda yapı için belirlenen performans noktası ile yapının o noktadaki deplasman değerine de ulaşılabilir. Performansa göre analizde kullanılabilirlik sınırı; hemen kullanım, can güvenliği ve göçme öncesi sınırı gibi birden fazla parametreye dayalıdır [3].

1.2 Amaç ve Kapsam

Bu tez çalışmasının amacı mevcut binaların deprem performanslarının doğrusal olmayan zaman tanım alanında analiz yöntemine göre belirlenmesidir. Daha önce yapılmış olan tezlerin birçoğunda çerçeve taşıyıcı sistemli yapılar kullanıldığı için bu çalışmanın farklı olması amacı ile taşıyıcı sistemi çerçeve ve perdelerden oluşan bir bina seçilmiş ve deprem performansı belirlenmiştir.

Çalışma kapsamında Maltepe’de 2013 yılında 2007 Türk Deprem Yönetmeliği’ne göre tasarlanmış 15 katlı, taşıyıcı sistemi çerçeve ve perdelerden oluşan mevcut bir konut-ofis binası değerlendirilmiştir. Yapıya, yönetmelikte yer alan tasarım spektrumuyla benzeştirilmiş 3 farklı deprem kaydı iki yönde etki ettirilmiş, bunlardan en olumsuz sonuçları veren kayda göre eleman hasar seviyeleri belirlenmiştir. Belirlenen eleman hasar seviyelerinden yola çıkarak bina performans seviyesi belirlenmiştir. Binadan beklenen performans düzeyi 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremde can güvenliği performans hedefidir. Çalışmanın amacı yapının beklenen performans hedefini sağlayıp sağlamadığının belirlenmesidir.

2. BETONARME İLE İLGİLİ GENEL KAVRAMLAR

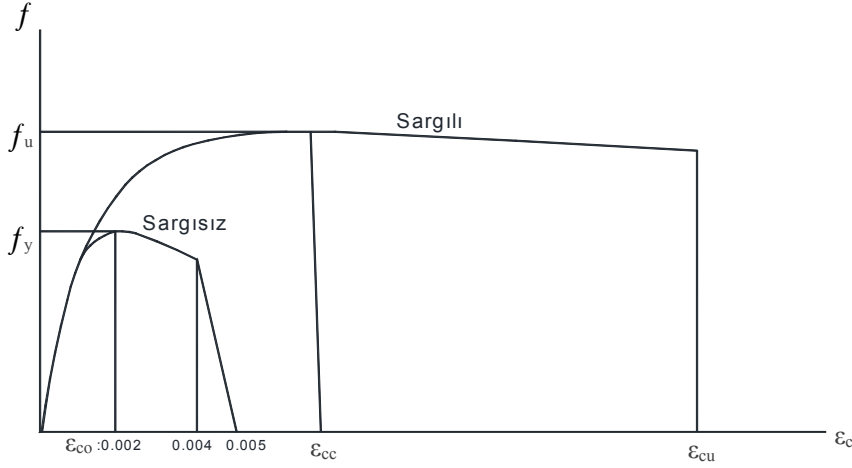
2.1 Betonarme Sistem Davranışı

Betonarme; beton ile çelik çubukların bir arada kullanılmasıyla oluşturulan sistem bütünü olarak tanımlanabilir. Dış etkilere karşı oldukça dayanıklı olan betonarme sistemler günümüz yapılarının oluşumunda çok önemli bir ögeyi oluşturur. Betonarme sistemlerde beton ile çelik çubukların çalışma mekanizması uyum içindedir. Çelik malzeme çekme etkisindeki avantajıyla ön plana çıkarken, beton malzemenin basınç mukavemeti oldukça iyidir. Çelik malzemeler basınç etkisinde burkulmaya maruz kalabilecekken, beton malzemeler de çekme etkisinde zayıf kalmaktadırlar. Bu iki malzemenin muhteşem bir malzeme ve sistem bütünlüğü oluşturduğu betonarme sistemlerde beton basınç, çelik ise çekme etkilerini karşılayarak betonarmenin ne kadar kullanışlı ve önemli olduğunu bize göstermektedir. Ayrıca beton, çeliği dış etkenlerden (korozyon, yangın, don vb.) koruyan iyi bir örtüdür ve bu birleşim uzun yıllar yapıyı ayakta tutabilecek kadar etkilidir [23].

2.1.1 Beton malzemenin davranışı

Beton malzemesi, basınç etkisinde oldukça iyi çalışmaktadır. Yapısı gereği gevrek, yani kuvvet altında kırılmadan veya kopmadan önce çok az miktarda deformasyon yapan, belirgin bir deformasyon göstermeden bir anda kırılan veya kopan malzemedir. Beton malzemesi çelikle kullanıldığında ise sünek davranış gösterir ve yapılar için oldukça kullanışlı bir hale gelir. Deprem yönetmeliğinde “sargısız” ve “sargılı” olmak üzere iki ayrı beton modeli tanımlanmıştır. Sargılı betonun davranışı; enine donatının hacimsel oranı, aralığı, dağılımı, çap ve dayanımı, boyuna donatının oranı ve kesit içinde dağılımı, betonun basınç dayanımı ve cinsi, yükleme hızı ve biçimi, eğilme etkisindeki elemanlarda eksenel kuvvetin seviyesi gibi pek çok parametreye bağlıdır. Şekil 2.1’de deprem yönetmeliğinde bulunan sargılı ve sargısız betonların gerilme-şekil değiştirme grafiği verilmiştir. Burada ϵ_{co} , ϵ_{cc} , ϵ_{cu} , f_{co} , f_{cc} sırasıyla sargısız betonun taşıyabileceği en büyük basınç gerilmesi anındaki şekil

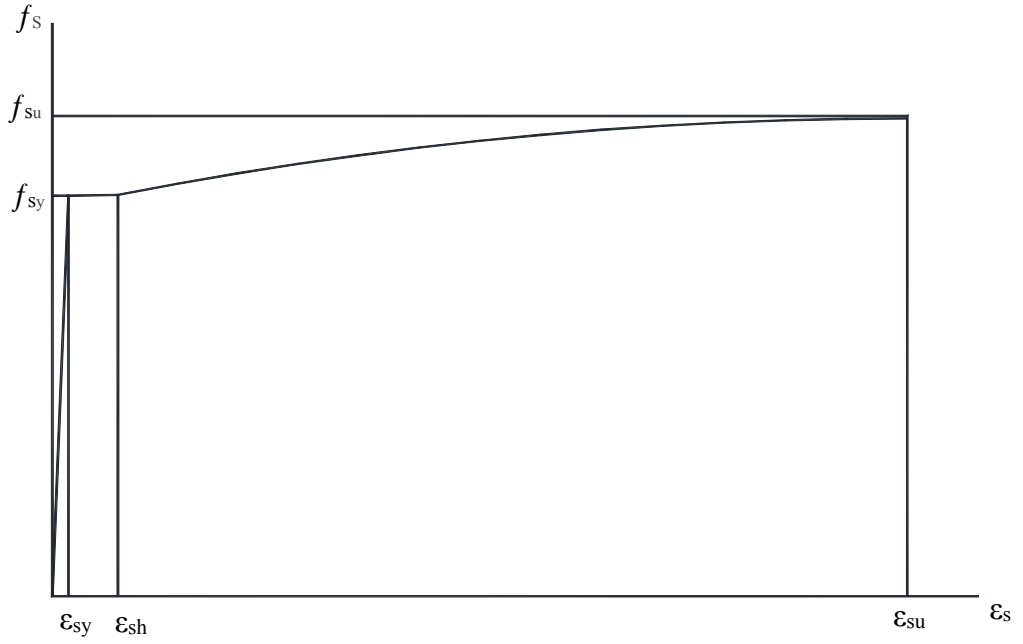
değiştirme, sargılı betonun taşıyabileceği en büyük basınç gerilmesi anındaki şekil değiştirme, sargılı betondaki en büyük basınç birim şekil değiştirme, sargısız betonun basınç dayanımı ve sargılı betonun basınç dayanımına karşılık gelmektedir [23].



Şekil 2.1 : Betonun Gerilme-Şekil Değiştirme İlişkisi [3].

2.1.2 Çelik malzemenin davranışı

Çelik, çekme dayanımı iyi olan bir malzemedir ancak basınç etkisinde beton ile birlikte kullanılmadığı takdirde burkulabilir. Bu yüzden beton ile kullanıldığında en verimli şekilde çalışır. Çelik, kuvvet etkisinde göstermiş olduğu davranışla gerilme şekil değiştirme eğrisinde üç bölgede incelenir. Bunlar aynı zamanda deprem yönetmeliğinde de yer alan elastik bölge, plastik bölge ve pekleşme bölgesidir. Elastik bölge, çeliğin kalıcı deformasyona maruz kalmadığı ve dış etkinin ortadan kaldırıldığında tekrar eski haline döneceği bölgedir. Plastik bölge ise, çeliğin kalıcı deformasyonlara maruz kaldığı bölgedir. Pekleşme bölgesi ise, çeliğin büyük deformasyona maruz kaldığı ve kesit alanının incilmesiyle çelikte sertleşmenin başladığı ve kopma anına yaklaşılacak bölgedir. Deprem yönetmeliğinde bu parametreler ϵ_{sy} , ϵ_{sh} , ϵ_{su} , f_{sy} , f_{su} , sırasıyla donatı çeliğinin akma birim şekil değiştirmesi, donatı çeliğinin pekleşmeye başladığı andaki birim şekil değiştirmesi, donatı çeliğinin kopma birim şekil değiştirmesi, donatı çeliğinin akma dayanımı ve donatı çeliğinin kopma gerilmesi olarak yer almaktadır. Çeliğin deprem yönetmeliğinde tanımlanan bu gerilme-şekil değiştirme ilişkisi Şekil 2.2’de gösterilmiştir.



Şekil 2.2 : Çeliğin Gerilme-Şekil Değiştirme İlişkisi [3].

2.1.3 Süneklik

Yapı sistemlerinde süneklik, genel olarak, yapının dayanımında azalma ve kararsız denge hali oluşmaksızın, deprem sırasında yapıya transfer olan enerjinin büyük bir kısmını, elastik olmayan davranışla ve tersinir, dönüşümlü büyük şekil değiştirmelerle yutma yeteneği olarak tanımlanmaktadır (Hasgür ve diğ., 1996). Sünekliğin ölçüsü “süneklik oranı”dır. Literatürde 5 tür süneklik türü yaygın olarak yer almaktadır [1]. Bunlar:

- Malzeme sünekliği (deformasyon sünekliği)
- Eğrilik sünekliği (en kesit sünekliği)
- Eleman sünekliği (dönme sünekliği)
- Yapı sünekliği (deplasman sünekliği, kinematik süneklik, global süneklik, sistem sünekliği)
- Enerji sünekliği (histeretik süneklik)

Bu türler arasında bir korelasyon vardır. Enerji sünekliği yapı ve eleman sünekliğinin toplamıdır. Eleman sünekliği ise eğrilik ve malzeme sünekliğine bağlıdır. Sismik tasarımda süneklik limiti çok önemli bir değerdir. İki çeşit süneklik limiti tanımlanabilir. Bunlar süneklik kapasitesi ve talep edilen süneklik limitleridir (Gioncu ve diğ., 2002). Betonarme binalarda süneklik oranı, deplasman sünekliği

cinsinden ifade edilirken; Denklem (2.1)'de görüldüğü gibi binanın, genellikle son kat döşemesi hizasında göçme halinde karşılık gelen en büyük yanal ötelenmenin sistemin genel olarak akmaya başladığı andaki yanal ötelenmesine oranı ile tanımlanabilir.

$$\mu = \delta_u / \delta_y \quad (2.1)$$

Depreme dayanıklı yapı tasarımında, gerek eleman düzeyinde ve gerekse yapı sisteminin bütünü için talep edilen sünekliğin yapıya kazandırılması önemli bir tasarım yaklaşımıdır. Doğal olarak, sağlanacak süneklik kapasitesi yapının deprem etkisi altında maksimum süneklik talebine eşit ya da ondan büyük olmalıdır (Paulay ve diğ., 1992; Paulay, 1999). Burada talep, sünekliğin herhangi bir türünde maksimum olabilir. Öte yandan, süneklik talebinin aşırı dönme ve yer değiştirmeleri kısıtlamak açısından bir üst sınırı da olmalıdır (Paulay, 1993). Başlıca deprem yönetmeliklerinde verilen “yük azaltma katsayıları” yeterli sünekliğin sağlanacağı varsayımına dayanmaktadır (Watson ve diğ., 1994). Bu varsayımın gerçekleşebilmesi için sistemde sünek olmayan (gevrek) güç tükenmesi türlerinin engellenmesi gerekir. Örneğin, gevrek kırılma türlerinden biri olan kesme kırılmasının önlenmesi için, eleman kesme dayanımı eğilme dayanımından yüksek olmalıdır. Sünek olmayan şekil değiştirmelerle, arzu edilen sünek şekil değiştirmelerin başlangıçları arasında da yeterli aralığın bulunması gereklidir (Park ve diğ., 1982).[1]

2.1.4 Plastik mafsallı hipotezi

Toplam şekil değiştirmelerin doğrusal şekil değiştirmelere oranı olarak tanımlanan süneklik oranının büyük olduğu ve doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin küçük bir bölgeye yayıldığı sistemlerde, doğrusal olmayan eğilme şekil değiştirmelerinin plastik mafsallı adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde ise sistemin doğrusal elastik davrandığı kabul edilebilir. Bu hipoteze, plastik mafsallı (plastik kesit) hipotezi adı verilir [4]. Yeterli düzeyde sünek davranış özelliği gösteren yapı sistemlerinde (çelik ve bazı betonarme yapılarda) plastik mafsallı hipotezi uygulanarak hesaplar önemli ölçüde kısaltılabilir.

Momentin küçük olduğu bir bölgedeki kiriş tamamen elastik davranırken kirişin zorlanan kesitlerinde, kesitin tarafsız eksene yakın bölümleri elastik kalır ve diğer bölümleri plastikleşir. Bu bölümde kesitin şekil değiştirmesi elastoplastik olarak

ortaya çıkar. Kirişin plastikleşen bölgesinin kapsamı, yükleme seviyesine, kesit yüksekliğine ve momentin ilgili bölgedeki dağılımına bağlıdır. Basit kirişin açıklık kesiti gibi momentin daha yavaş değiştiği açıklık bölümlerinde elastoplastik bölge boyu daha büyük olarak ortaya çıkar. Momentin keskin şekil değiştiği bölgelerde plastikleşme bölgesinin boyu daha küçük olarak ortaya çıkar. Konsol kirişlerde yayılı yük bulunduğu durumlarda eğilme momenti mesnet bölgesinde daha keskin değiştiği için plastikleşme bölgesi daha küçüktür.

Plastik mafsallık hipotezinin esasları şu şekildedir:

- Bir kesitteki eğilme momenti artarak M_p plastik moment değerine eşit olunca, o kesitte bir plastik mafsallık oluşur. Daha sonra, kesitteki eğilme momenti $M=M_p$ olarak sabit kalır ve kesit serbestçe döner. Plastik mafsaldaki Φ_p plastik dönmesi artarak $\max \Phi_p$ dönme kapasitesine erişince, oluşan hasar nedeniyle kesit kullanılamaz duruma gelebilir.
- Plastik mafsallar arasında sistem doğrusal elastik olarak davranır.
- Kesite eğilme momenti ile birlikte normal kuvvetin de etkimesi halinde, M_p plastik momentini yerine, kesitteki N normal kuvvetine bağlı olarak akma koşulundan bulunan indirgenmiş plastik moment (M'_p) değeri esas alınır.

Gerçek eğilme momenti-eğrilik bağıntısı şekil 2.3'te verilen bir düzlem çubuk elemanın belirli bir bölgesine ait eğilme momenti diyagramı, toplam eğilme şekil değiştirmeleri ve doğrusal olmayan şekil değiştirmeler şekil 2.4'te görülmektedir.

Plastik mafsallık hipotezinde, çubuk elemanı üzerinde l'_p uzunluğundaki bir bölgeye yayılan doğrusal olmayan (plastik) şekil değiştirmelerin

$$\phi_p = \int_{l'_p} x_p ds \quad (2.2)$$

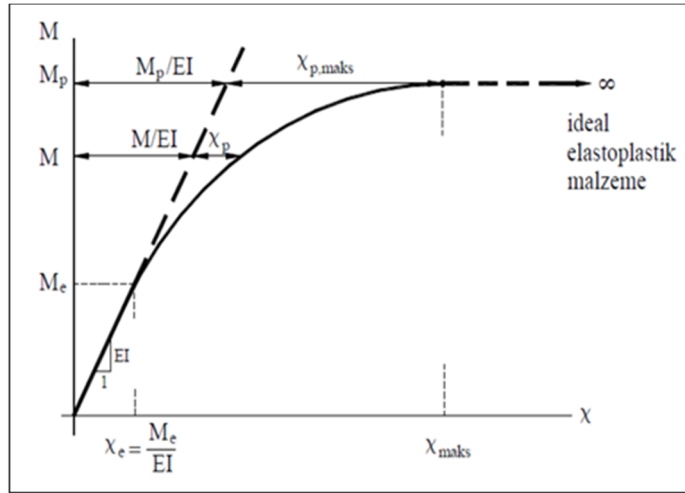
şeklinde, plastik mafsallık olarak tanımlanan bir noktada toplandığı varsayılmaktadır. Burada, Φ_p plastik mafsallığın dönmesi olarak tanımlanır.

Plastik mafsallık hipotezinin uygulanması, gerçek eğilme momenti-eğrilik bağıntısının;

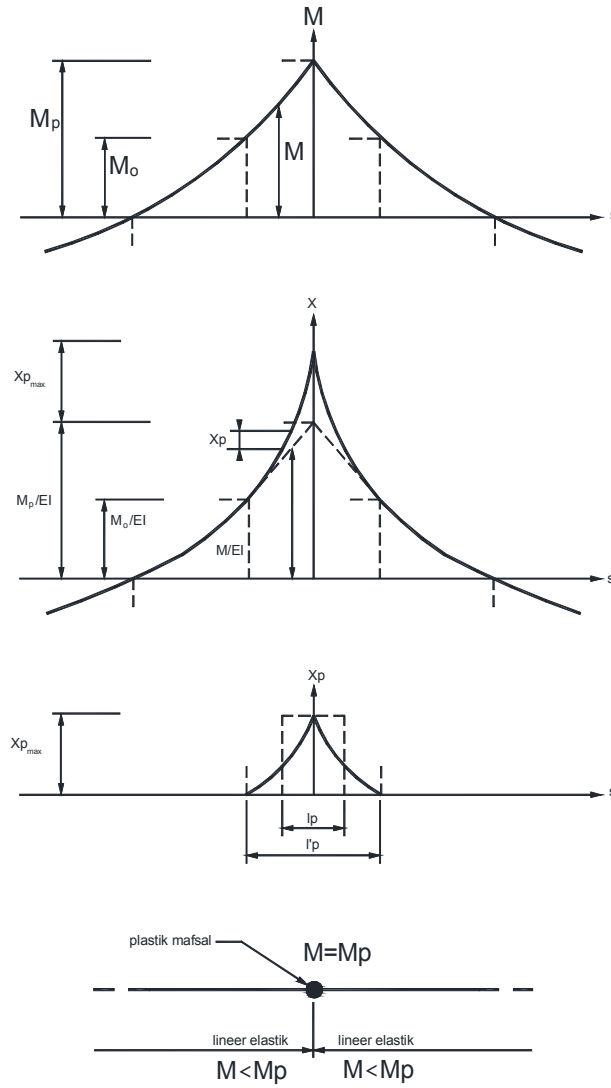
$$M \leq M_p \text{ için; } \chi = M/EI$$

$$M = M_p \text{ için; } \chi \rightarrow \chi_{p,max}$$

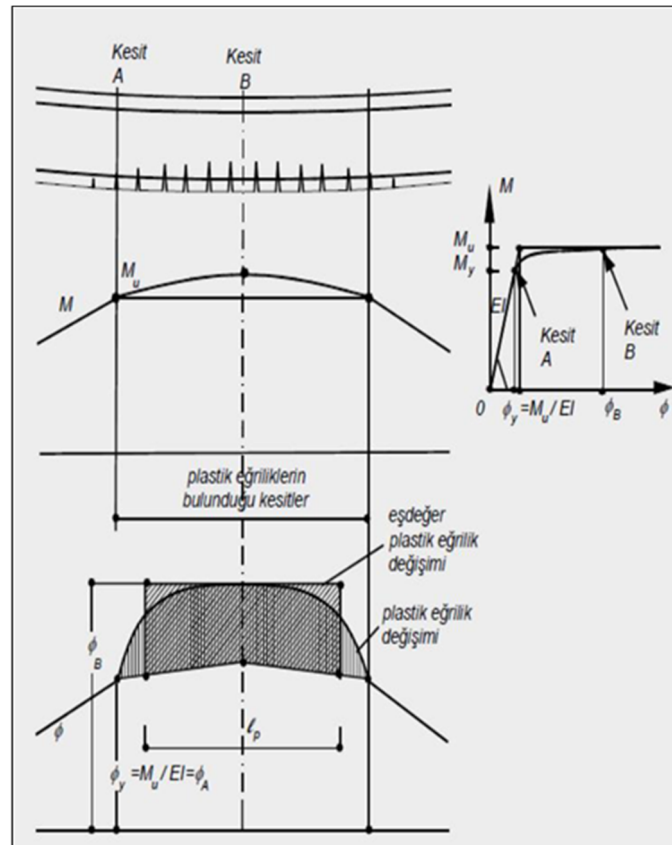
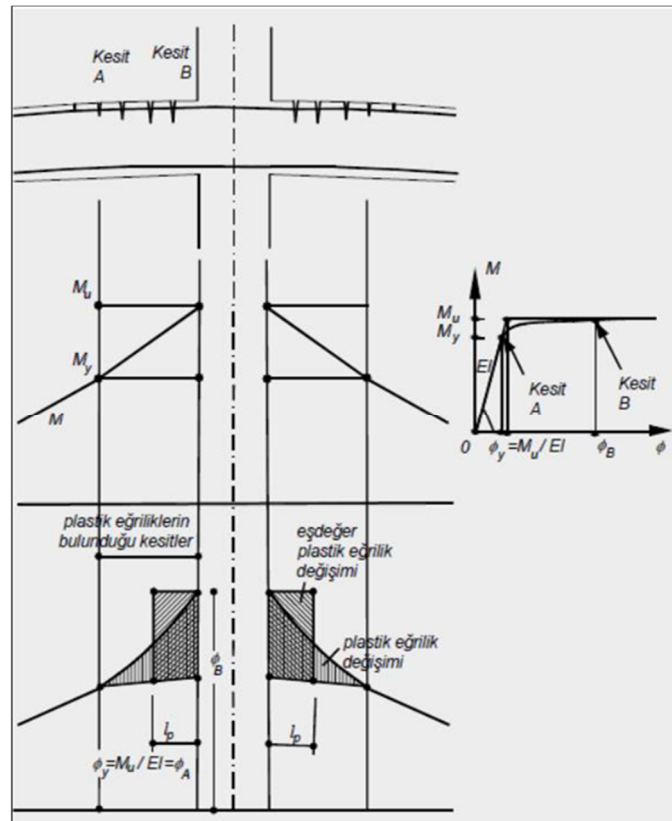
şeklinde iki doğru parçasından oluşacak şekilde idealleştirilmesine karşı gelmektedir. (Şekil 2.7)

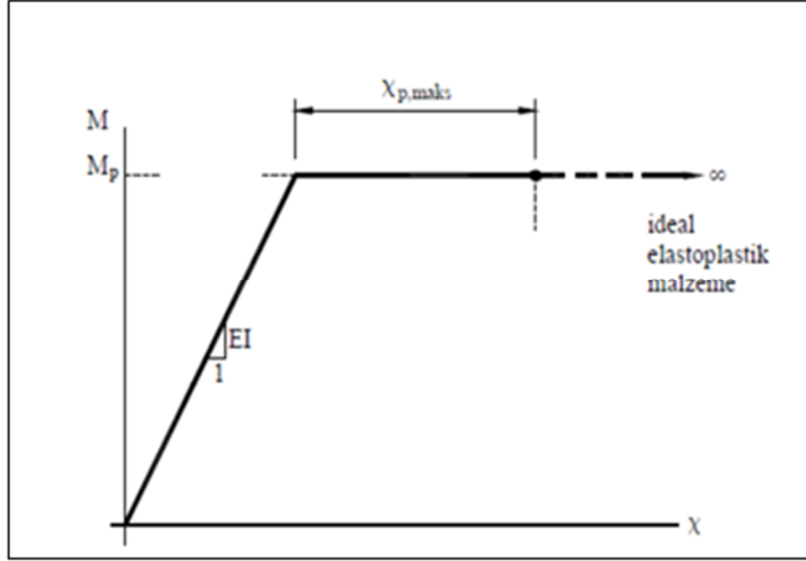


Şekil 2.3 : Eğilme Momenti-Eğrilik Diyagramı [5].



Şekil 2.4 : Doğrusal Olmayan Şekil Değişimleri [5].





Şekil 2.7 : İdealleştirilmiş Eğilme Momenti-Eğrilik Bağıntısı [5].

Artan dış yükler altında plastik mafsalsın dönmesi artarak dönme kapasitesi adı verilen bir sınır değere eşit olunca, oluşan büyük plastik şekil değıştirmeler nedeniyle kesit kullanılmaz hale gelebilir. Yapı sisteminin bir veya daha çok kesitindeki plastik mafsal dönmelerinin dönme kapasitesine ulaşması ise, yapının tümünün kullanılmaz hale gelmesine (işletme dışı olmasına), diğer bir deyişle göçmesine neden olmaktadır. Dönme kapasitesi;

$$\max \phi_p = \int_{l'_p} \chi_p ds \quad (2.3)$$

şeklinde, eğilme momenti diyagramının şekline ve $M-\chi$ bağıntısına bağlı olarak belirlenir.

Dönme kapasitesinin yaklaşık olarak hesabı;

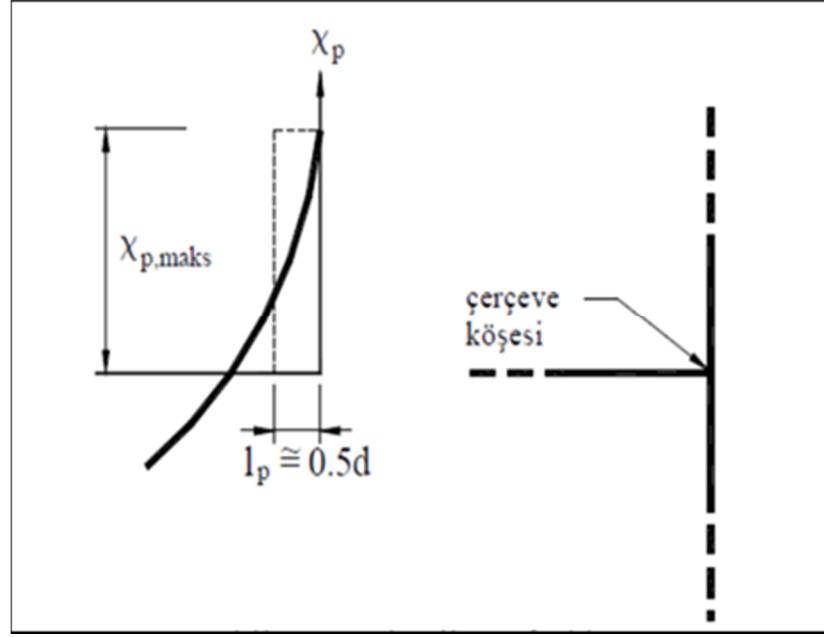
Dönme kapasitesi;

$$\max \phi_p = l_p \chi_{p,max} \quad (\chi \rightarrow \chi_{p,max})$$

bağıntısı ile hesaplanabilir. Burada l_p , eşdeğer plastik bölge uzunluğunu (plastik mafsalsal boyu) göstermektedir ve yaklaşık olarak;

$$l_p \approx 0.5d \text{ (d:en kesit yüksekliğı)} \quad (2.4)$$

formülü ile ifade edilir, Şekil 2.18.



Şekil 2.8 : Plastik Mafsal Boyu [5].

Betonarme yapı sistemlerinde dönme kapasitesinin değeri çeşitli etkenlere bağlıdır. Bunların başlıcaları;

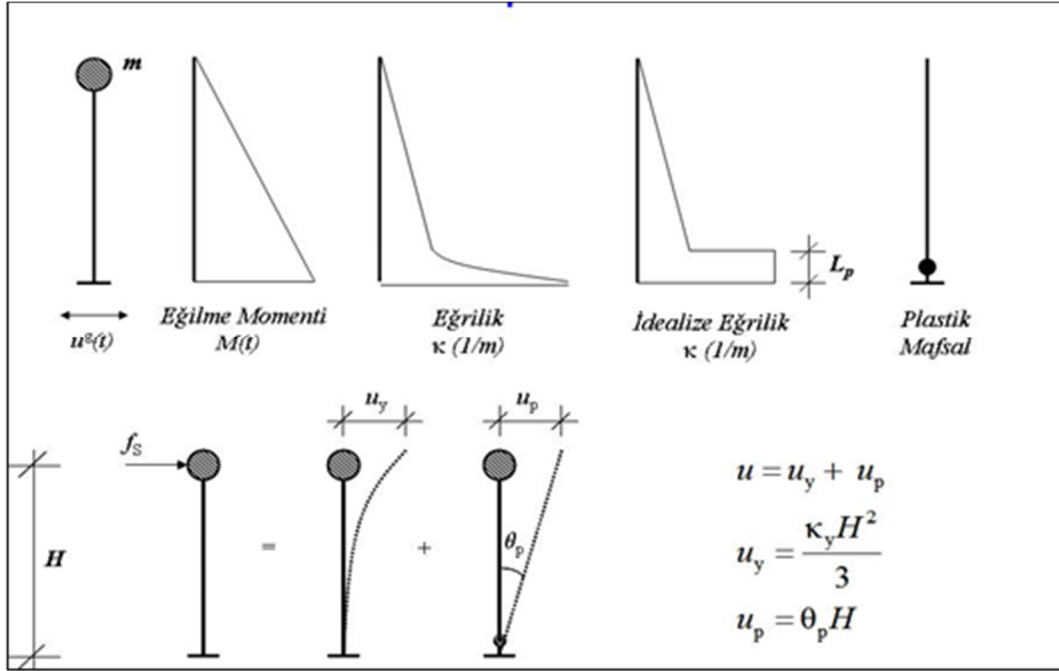
- Betonarme betonu ve beton çeliğinin σ - ϵ diyagramlarını belirleyen ϵ_{cu} ve ϵ_{su} sınır birim boy değişimleri,
- Betonarme betonunun ϵ_{cu} sınır birim boy değişmesini etkileyen, sargı donatısı miktarı, şekli ve yerleşim düzeni,
- Plastik mafsal boyunu etkileyen en kesit boyutları,
- Eğilme momenti diyagramının şeklidir.

Çelik yapı sistemlerinde ise, dönme kapasitesi genellikle büyük değerler alabilmektedir. Diğer taraftan, performansa dayanan tasarım ve değerlendirme yöntemlerinde, dönme kapasitesinin belirlenmesinde yapıdan beklenen performans düzeyi de etken olmaktadır [2].

Genel olarak plastik mafsal (doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin yapı elemanlarının belirli kesitlerinde toplandığı diğer kesitlerin doğrusal şekil değiştirmeler yaptığı) kabulüyle ulaşılmak istenen amaçların en başında çözümleme sırasında kolaylık sağlamak gelmektedir. Bu kolaylık sistemlerin çözümlemesinde bilgisayar kullanımının zorunlu hale geldiği günümüzde yayılı plastik davranış (şekil değiştirmelerin yapı elemanları boyunca yayılı halde bulunması) modellerine göre çözümleme sırasında zamandan tasarruf etmeye denk gelmektedir. Plastik mafsal

kabulü sonucunda yapı malzemelerinin doğrusal olmayan davranışları sırasıyla malzemeden kesitlere, kesitlerden yapı elemanlarına, yapı elemanlarından da sisteme geçtiği varsayılarak tüm sistemin doğrusal olmayan davranışı öngörölmeye çalışılır.

Şekil 2.9'da sisteme etkiyen bir yer ivmesi sonucu sistemde oluşan moment, eğrilik ve dönmeler ile elastik ve plastik yer değıştirmeler gösterilmiştir.



Şekil 2.9 : Plastik Mafsal Oluşumu ve Yer Değıştirmeler [7].

3. SİSTEM GEREKSİNİMLERİNİN BELİRLENMESİ

3.1 Genel

Yapı sistemleri işletme yükleri altında genellikle doğrusal davranış gösterirler. Bu genellenmenin dışında kalan sistemler arasında narin yapılar ve elastik zemine oturan sistemler sayılabilir. Doğrusal sistem davranışını esas alan analiz yöntemlerinde, malzemenin gerilme-şekil değiştirme bağıntıları doğrusal elastik olarak alınmakta ve yer değiştirmelerin çok küçük olduğu varsayılmaktadır. Buna karşılık, dış etkiler işletme yükü sınırını aşarak yapının taşıma gücüne yaklaştıkça, gerilmeler doğrusal elastik sınırı aşmakta ve yer değiştirmeler çok küçük kabul edilemeyecek değerler almaktadır.

Doğrusal olmayan sistem davranışını esas alan hesap yöntemlerinin geliştirilmesinde ve uygulanmasında genel olarak iki durum ile karşılaşılmalıdır. Bunlardan birincisi, yapı sisteminin doğrusal olmamasına neden olan etkenlerin belirlenerek sistem davranışını gerçeğe yakın bir biçimde temsil eden hesap modelinin oluşturulması, diğeri ise bu hesap modelinin analizi sonucunda elde edilen doğrusal olmayan denklem sisteminin etkin bir şekilde çözülmesidir [16].

3.1.1 Çözümün sağlanması gereken koşullar

Bir yapı sisteminin dış etkiler altında hesabı (analizi) ile elde edilen iç kuvvet, şekil değiştirme ve yer değiştirmelerin çözüm olabilmeleri için aşağıdaki üç koşulu bir arada sağlamaları gerekmektedir.

1- Bünye Denklemleri : Malzemenin cinsine ve özelliklerine bağlı olan gerilme-şekil değiştirme bağıntılarına bünye denklemleri denilmektedir.

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

3- Geometrik Uygunluk (Süreklilik) Koşulları : Elemanların ve düğüm noktalarının süreklilik denklemleri ile mesnetlerdeki geometrik koşullardır [16].

3.1.2 Yapı sistemlerinin doğrusal olmama nedenleri

Bir yapı sisteminin dış etkiler altındaki davranışının doğrusal olmaması genel olarak iki nedenden kaynaklanmaktadır.

- 1- Malzemenin doğrusal elastik olmaması nedeniyle gerilme-şekil değiştirme bağıntılarının (bünye denklemlerinin) doğrusal olmaması.
- 2- Geometri değişimleri 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 şekil 3.1’de tablo üzerinde topluca özetlenmiştir. Denge denklemlerinde yer değiştirmelerin küçük olmadığı sistemlerde denge denklemleri şekil değiştirmiş eksen üzerinde yazılmaktadır. Geometrik uygunluk koşullarında yer değiştirmelerin küçük olmadığı sistemlerde ise, geometrik süreklilik denklemlerinin de şekil değiştirmiş eksen üzerinde yazılması gerekmektedir [16].

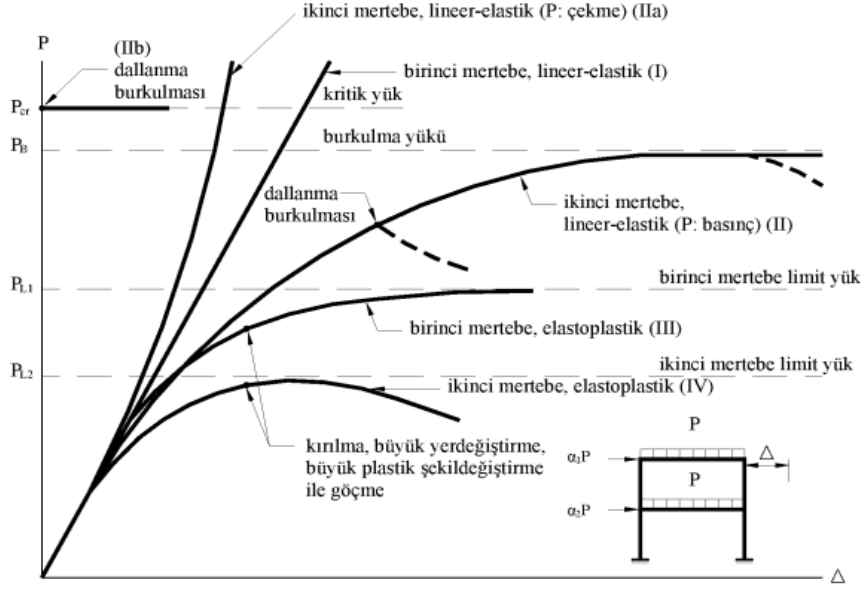
Çözümün Sağlaması Gereken Koşullar	Doğrusal Sistemler	Doğrusal Olmayan Sistemler				
		Malzeme Bakımından	Geometri Değişimleri Bakımından		Her İki Bakımdan	
			İkinci Mertebe Teorisi	Sonlu Deplasman Teorisi	İkinci Mertebe Teorisi	Sonlu Deplasman Teorisi
Bünye Denklemleri (Gerilme-Şekildeğiştirme Bağıntıları)	Doğrusal-elastik	Doğrusal-elastik Değil	Doğrusal-elastik	Doğrusal-elastik	Doğrusal-elastik Değil	Doğrusal-elastik Değil
Denge Denklemlerinde Yerdeğiştirmeler	küçük	küçük	küçük Değil	küçük Değil	küçük Değil	küçük Değil
Geometrik Uygunluk Koşullarında Yerdeğiştirmeler	küçük	küçük	küçük	küçük Değil	küçük	küçük Değil

Şekil 3.1 : Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmama Nedenleri [16].

3.1.3 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-yer değiştirme ($P-\Delta$) bağıntıları şekil 3.2’de şematik olarak gösterilmişlerdir.

Yanal yük etkisinde olmayan ve bu nedenle burkulmadan önce şekil değiştirmeyen sistemlerde, yük parametresinin bir P_{cr} değerinde dallanma burkulması oluşur ve şekildeki (IIb) diyagramından görüldüğü gibi, yer değiştirmeler birden artarak sonsuza erişir. Dallanma burkulmasına neden olan yüke kritik yük denilmektedir.



Şekil 3.2 : Çeşitli Teorilere Göre Artan Yük-Şekil Değişirme Bağlantıları [16].

Kritik yük genellikle burkulma yükünden biraz büyük veya ona eşittir. Dallanma burkulması, bazı hallerde burkulmadan önce şekil değiştiren 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) şekil değiştirmeler meydana gelmektedir.

Doğrusal olmayan şekil değiştirmeler genel olarak sistem üzerinde sürekli olarak yayılmaktadır. Buna karşılık, kopma sırasındaki toplam şekil değiştirmelerin doğrusal şekil değiştirmelere oranının büyük olduğu sünek malzemeden yapılmış sistemlerde, doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin plastik mafsallık (veya genel anlamda plastik kesit) adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde ise sistemin doğrusal-elastik davrandığı varsayılabilir. Bu varsayım plastik mafsallık hipotezi olarak isimlendirilmektedir [16].

Plastik mafsallık 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 gücünün sona erdiğini ifade eder. Bu yük birinci mertebe limit yük adını alır. Doğrusallığı bozan her iki etkinin birlikte göz önüne alınması halinde, yani yapı sisteminin ikinci mertebe elasto-plastik teoriye göre hesabı ile elde edilen $P-\Delta$ diyagramı şekilde (IV) eğrisi ile gösterilmiştir. Bu diyagram ilk kritik kesitte doğrusal-elastik sınırın aşılmasına kadar (II) eğrisini

izlemekte, daha sonra oluşan plastik şekil değiştirmeler nedeniyle yer değiştirmeler daha hızlı olarak artmaktadır. Plastik mafsallı hipotezinin esas alındığı yapı sistemlerinde, dış yükler artarak bir PL2 sınır değerine eşit olunca, meydana gelen plastik mafsallar nedeniyle rijitliği azalan sistemin burkulma yükü dış yük parametresinin altına düşer, diğer bir deyişle, P-Δ diyagramında artan yer değiştirmelere 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 yer değiştirmeler, büyük plastik şekil değiştirmeler ile betonarme sistemlerde oluşan çatlaklar ve kırılma yapının kullanılamaz hale gelmesine (göçmesine) neden olabilmektedir.

3.2 Binaların Deprem Davranışının Değerlendirilmesinde Kullanılan Doğrusal Elastik Olmayan Yöntemler

3.2.1 Dinamik analiz yöntemleri

Deprem etkisi altındaki çok serbestlik dereceli (ÇSD) yapılar için hareket denge denklemi;

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + F_R = -MI\ddot{x}_g ; \quad (3.1)$$

M :Kütle matrisi

C :Sönüm matrisi

$\ddot{x}$: Rölatif ivme vektörü

$\dot{x}$: Rölatif hız vektörü

I : Birim matris

F_R : Karşı koyan kuvvet

Eğer ÇSD'li sistem doğrusal davranırsa;

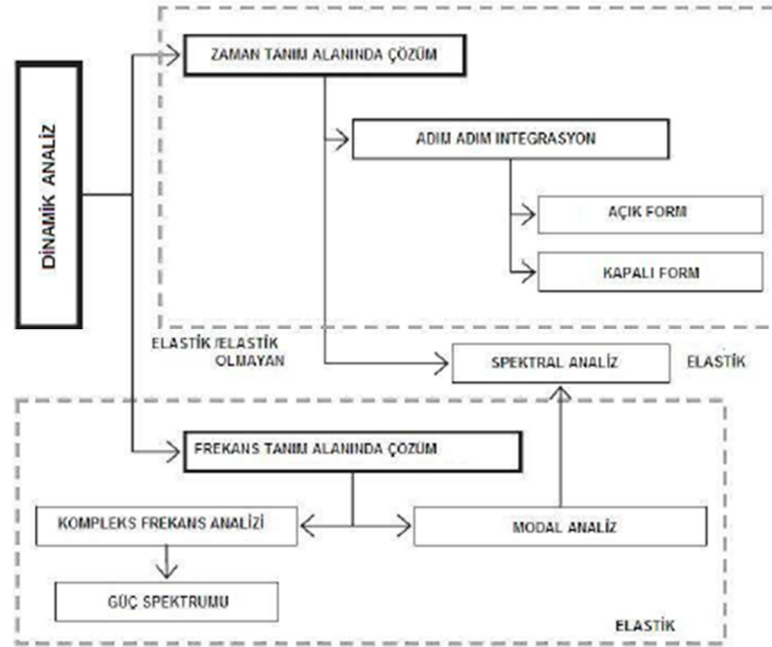
$$F_R = Kx ; \quad (3.2)$$

olarak tanımlanır. (K : Rijitlik matrisi, x : Yerdeğiştirme vektörü)

Yapıların dinamik analizinde hareket denge denklemini çözebilmek için kullanılan yöntemler şekil 3.3'de gösterilmiştir [22].

3.2.1.1 Zaman tanım alanında çözüm yöntemleri

Çok serbestlik dereceli yapı sistemlerinin geçici etkiler altındaki hareket denklemleri, zaman adımli metotlar kullanılarak, atalet ve sönümün etkileri de dahil edilerek statik denge denklemleri gibi çözülebilir. Fakat bu yöntem modal ve spektral yöntemlere göre daha fazla çözüm kaynağı gerektirmektedir. Deprem etkisine maruz kalan yapılar genellikle elastik olmayan şekil değiştirmeler ve yer değiştirmeler yapar. Bu yer değiştirmeler göreceli olarak da oldukça büyük olduğu için geometriye bağlı lineer olmayan davranışlar da beklenir. Lineer ve elastik olmayan yapı sistemleri sürekli olarak değişen geçici çözüm karakteri gösterirler. Bunun sebebi sürekli olarak değişen rijitlik ve buna bağlı olarak değişen titreşim periyotlarıdır.



Şekil 3.3 : Yapısal Dinamik Analiz Metotları [17] (E:Elastik, I:Elastik olmayan).

Yapının doğrusal olmayan davranışının zamana göre değişimini hesaplayabilmek için, dinamik denge denkleminin doğrudan integrasyonunun yapılması gerekmektedir. Literatür de bir çok sayısal integrasyon yöntemleri bulunmaktadır [13], [14].

Genel olarak integrasyon yöntemlerine ait hesap adımları şu şekilde özetlenebilir :

a) İncelenen yapıya ait hareket denklemleri artımsal olarak yazılır.

$$M\Delta x + C\Delta x + K_t(t)\Delta x = \Delta F(t) ; \quad (3.3)$$

$K_t(t)$ = t başlangıç zamanına ait rijitlik matrisi

$\Delta x = \Delta t$ zaman dilimine ait yer değiştirme

- b) Denkleme ait integrasyon, her bir zaman adımı için literatürde bulunan bir sayısal integrasyon metodu ile hesaplanır.
- c) Verilen zaman adımındaki yer değiştirme, hız ve ivme ait artımları hesaplanır.
- d) Aralığın başladığı değerlere ait yer değiştirme, hız ve ivmeye ait değerleri güncelleyerek, zaman adımının sonrasındaki değerler elde edilir.
- e) Verilen zaman adımının sonrasındaki toplam deplasman değeri hesaplanarak gerilme değerleri bulunur.
- f) $K_t(t)$ rijitlik matrisi gerekli ise güncellenir.

Her bir yapısal elemana ait rijitlik değeri, her bir zaman adımında ve zaman dilimi artışıındaki iterasyonda tekrar hesap edilerek güncellenir. Bu çalışmada literatürde nümerik integrasyon metodu olarak bilinen Newmark [1959] Metotunun geliştirilmesiyle oluşturulan Hilber-Hughes-Taylor [1977] metodu kullanılmıştır.

Newmark Yöntemi

N. M. Newmark, 1959 yılında yapı dinamiği problemlerinin çözümü için bir sayısal integrasyon yöntemi yaklaşımı önermiştir. Bu yöntemin temelini aşağıda belirtilen bağıntılar oluşturmaktadır [20]:

$$\dot{u}(t + \Delta t) = \dot{u}(t) + (1 - \gamma)\Delta t + \gamma\ddot{u}(t + \Delta t)\Delta t ; \quad (3.4)$$

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \dot{u}(t)\Delta t + (0.5 - \beta)\ddot{u}(t)\Delta t^2 + \beta\ddot{u}(t + \Delta t)\Delta t^2 \quad (3.5)$$

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

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = p(t) ; \quad (3.6)$$

hareket denklemi ile beraber çözölerek i zamanı için bilinen yerdeğiştirme, hız ve ivme değerlerinden $(i+1)$ zamanı için yerdeğiştirme, hız ve ivme değerlerine geçilir. Yöntemin stabilitesinin ve doğruluğunun sağlanması amacıyla genelde $\gamma = 0.5$, β ise $\frac{1}{6} \leq \beta \leq \frac{1}{4}$ 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 şekilde, bu iki yönteme göre i ve $i+1$ zamanı için yer değiştirme, hız ve ivme büyüklüklerine ilişkin bağıntıların çıkarılması özet olarak açıklanmıştır (Şekil 3.4).

Newmark'ın önerdiği gibi $\gamma = 1/2$ ve $\beta=1/6$ 'da $i+1$ zamanı için verilen hız ve yer değiştirme bağıntılarında yerine konursa şekil 3.'den de izleneceği gibi lineer ivme yöntemi ile bulunan hız ve yer değiştirmeler için aynı denklemler elde edilir. Benzer şekilde, denklemlerde $i+1$ zamanı için verilen hız ve yer degistirme bağıntılarında $\gamma = 1/2$ ve $\beta=1/4$ değerleri yerine konursa ortalama ivme yöntemi ile bulunan hız ve yer degistirme 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[20].

Hilbert-Hughes-Taylor Yöntemi

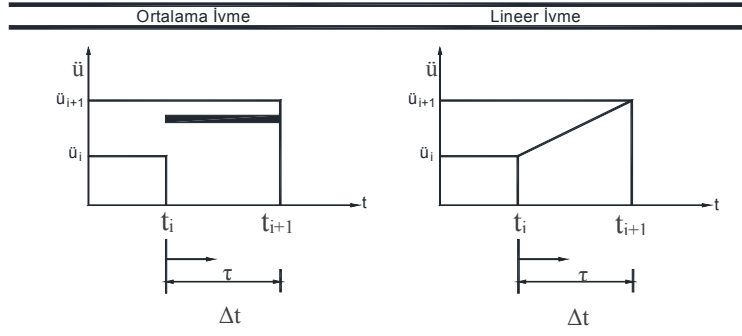
Newmark'ın algoritmasında, sönüm özelliklerini daha iyi kontrol edebilmek için denkleme yeni bir parametre ilave edilmiştir. Hilbert-Hughes-Taylor [18] “ α ” parametresi ile, denklemde doğal sönüm ifadesini kaldırarak,

$$M\ddot{x}_{n+1} + (1 + \alpha)Kx_{n+1} - \alpha Kx_n = F_{n+1}; \quad (3.7)$$

olarak tanımlamışlardır. Özellikle rijitliğin oldukça azaldığı durumlarda yüksek modların katılımı etkili olacağından bu yöntemin kullanımı önem kazanmaktadır. En yaklaşıklık sonuca ulaşabilmek için,

$$\beta = 0,25 \cdot (1-\alpha)^2 \text{ ve } \gamma = 0,5 - \alpha ; -1/3 \leq \alpha \leq 0$$

değerleri kullanılmalıdır. Böylece düşük modlarda düşük nümerik sönüm elde edilirken, yüksek modlarda yüksek sönümler elde edilebilmektedir [14].



$$\ddot{u}(\tau) = \frac{1}{2} [\ddot{u}(t + \Delta t) + \ddot{u}(t)]$$

$$\dot{u}(\tau) = \dot{u}(t) + \frac{\tau}{2} [\ddot{u}(t + \Delta t) + \ddot{u}(t)]$$

$$\dot{u}(t + \Delta t) = \dot{u}(t) + \frac{\Delta t}{2} [\ddot{u}(t + \Delta t) + \ddot{u}(t)]$$

$$u(\tau) = u(t) + \dot{u}(t)\tau + \frac{\tau^2}{4} [\ddot{u}(t + \Delta t) + \ddot{u}(t)]$$

$$[u(t + \Delta t) = u(t) + \dot{u}(t)\Delta t + \frac{\Delta t^2}{4} [\ddot{u}(t + \Delta t) + \ddot{u}(t)]$$

$$\ddot{u}(\tau) = \ddot{u}(t) + \frac{\tau}{\Delta t} [\ddot{u}(t + \Delta t) - \ddot{u}(t)]$$

$$\ddot{u}(\tau) = \ddot{u}(t) + \ddot{u}(t)\tau + \frac{\tau^2}{2\Delta t} [\ddot{u}(t + \Delta t) - \ddot{u}(t)]$$

$$\dot{u}(t + \Delta t) = \dot{u}(t) + \frac{\Delta t}{2} [\ddot{u}(t + \Delta t) + \ddot{u}(t)]$$

$$u(\tau) = u(t) + \dot{u}(t)\tau + \frac{\tau^2}{4} \ddot{u}(t) + \frac{\tau^3}{6\Delta t} [\ddot{u}(t + \Delta t) - \ddot{u}(t)]$$

$$[u(t + \Delta t) = u(t) + \dot{u}(t)\Delta t + \Delta t^2 (\frac{1}{6} \ddot{u}(t + \Delta t) + \frac{1}{3} \ddot{u}(t))$$

Şekil 3.4 : Ortalama İvme ve Lineer İvme Yöntemleri [21].

4. PERFORMANS KAVRAMI VE TDY 2007 YAKLAŞIMI

4.1 Giriş

Yer değiştirmeye bağlı performans kriterlerini esas alan yapısal değerlendirme ve tasarım, ilk olarak ABD’de deprem bölgelerindeki yapıların deprem güvenliklerinin daha gerçekçi olarak belirlenmesi ve yeterli güvenlikte olmayan yapıların güçlendirilmeleri çalışmaları sırasında ortaya konulmuş ve daha sonra 2007 yılında DBYBHY 2007 ile ülkemizde uygulanmaya başlanmıştır. Aşağıda Türk Deprem Yönetmeliği’nin yedinci bölümünde yer alan bazı temel kavramlar ve hesap yöntemleri incelenecektir.

4.2 Binalardan Bilgi Toplanması

Mevcut binaların taşıyıcı sistem elemanlarının kapasitelerinin belirlenmesinde ve deprem dayanımlarının değerlendirilmesinde kullanılacak eleman detayları ve boyutları, taşıyıcı sistem geometrisine ve malzeme özelliklerine ilişkin bilgiler, binaların projelerinden ve raporlarından, binada yapılacak gözlem ve ölçümlerden, binadan alınacak malzeme örneklerine uygulanacak deneylerden elde edilecektir. Binalardan bilgi toplanması kapsamında yapılacak işlemler, yapısal sistemin tanımlanması, bina geometrisinin, temel sisteminin ve zemin özelliklerinin saptanması, varsa mevcut hasarın ve evvelce yapılmış olan değişiklik ve/veya onarımların belirlenmesi, eleman boyutlarının ölçülmesi, malzeme özelliklerinin saptanması, sahada derlenen tüm bu bilgilerin binanın varsa projesine uygunluğunun kontrolüdür [3].

4.2.1 Bina bilgi düzeyleri

Binaların incelenmesinden elde edilecek mevcut durum bilgilerinin kapsamına göre, her bina türü için bilgi düzeyi ve buna bağlı olarak bilgi düzeyi katsayıları tanımlanmaktadır. Bilgi düzeyleri sırasıyla sınırlı, orta ve kapsamlı olarak sınıflandırılır. Elde edilen bilgi düzeyleri taşıyıcı eleman kapasitelerinin hesaplanmasında kullanılır [3]. Sınırlı Bilgi Düzeyi’nde binanın taşıyıcı sistem

projeleri mevcut değildir. Taşıyıcı sistem özellikleri binada yapılacak ölçümlerle belirlenir. Orta Bilgi Düzeyi'nde eğer binanın taşıyıcı sistem projeleri mevcut değilse, sınırlı bilgi düzeyine göre daha fazla ölçüm yapılır. Eğer mevcut ise sınırlı bilgi düzeyinde belirtilen ölçümler yapılarak proje bilgileri doğrulanır. Kapsamlı Bilgi Düzeyi'nde binanın taşıyıcı sistem projeleri mevcuttur. Proje bilgilerinin doğrulanması amacıyla yeterli düzeyde ölçümler yapılır.

4.2.2 Betonarme binalarda sınırlı bilgi düzeyi

Bina Geometrisi: Saha çalışması ile binanın taşıyıcı sistem plan rölevesi çıkarılacaktır. Mimari projeler mevcut ise, röleve çalışmalarına yardımcı olarak kullanılır. Elde edilen bilgiler tüm betonarme elemanların ve dolgu duvarlarının her kattaki yerini, eksen açıklıklarını, yüksekliklerini ve boyutlarını içermelidir ve binanın hesap modelinin oluşturulması için yeterli olmalıdır. Temel sistemi bina içinde veya dışında açılacak yeterli sayıda inceleme çukuru ile belirlenecektir. Binadaki kısa kolonlar ve benzeri olumsuzluklar kat planına ve kesitlere işlenecektir. Binanın komşu binalarla olan ilişkisi (ayrık, bitişik, derz var/yok) belirlenecektir [3].

Eleman Detayları: Betonarme projeler veya uygulama çizimleri mevcut değildir. Betonarme elemanlardaki donatı miktarı ve detaylarının binanın yapıldığı tarihteki minimum donatı koşullarını sağladığı varsayılır. Bu varsayımın doğrulanması veya hangi oranda gerçekleştiğinin belirlenmesi için her katta en az birer adet olmak üzere perde ve kolonların %10'unun ve kirişlerin %5'inin pas payları sıyrılarak donatı ve donatı bindirme boyu tespiti yapılacaktır. Sıyırma işlemi kolonların ve kirişlerin uzunluğunun açıklık ortasındaki üçte birlik bölümde yapılmalı, ancak donatı bindirme boyunun tespiti amacıyla en az üç kolonda bindirme bölgelerinde yapılmalıdır. Sıyrılan yüzeyler daha sonra yüksek dayanımlı tamir harcı ile kapatılacaktır. Ayrıca pas payı sıyrılmayan elemanların %20'sinde enine ve boyuna donatı sayısı ve yerleşimi donatı tespit cihazları ile belirlenecektir. Donatı tespiti yapılan betonarme kolon ve kirişlerde bulunan mevcut donatının minimum donatıya oranını ifade eden donatı gerçekleşme katsayısı kolonlar ve kirişler için ayrı ayrı belirlenecektir. Bu katsayı donatı tespiti yapılmayan diğer tüm elemanlara uygulanarak olası donatı miktarları belirlenecektir [3]. Malzeme Özellikleri: Her katta kolonlardan veya perdelerden TS-10465'de belirtilen koşullara uygun şekilde en az iki adet beton örneği (karot) alınarak deney yapılacak ve örneklerden elde

edilen en düşük basınç dayanımı mevcut beton dayanımı olarak alınacaktır. Donatı sınıfı, yukarıdaki paragrafta açıklandığı şekilde sıyrılan yüzeylerde yapılan görsel inceleme ile tespit edilecek, bu sınıftaki çeliğin karakteristik akma dayanımı mevcut çelik dayanımı olarak alınacaktır. Bu incelemede, donatısında korozyon gözlenen elemanlar planda işaretlenecek ve bu durum eleman kapasite hesaplarında dikkate alınacaktır [3].

4.2.3 Betonarme binalarda orta bilgi düzeyi

Bina Geometrisi: Binanın betonarme projeleri mevcut ise, binada yapılacak ölçümlerle mevcut geometrinin projesine uygunluğu kontrol edilir. Proje yoksa saha çalışması ile binanın taşıyıcı sistem rölevesi çıkarılacaktır. Elde edilen bilgiler tüm betonarme elemanların ve dolgu duvarlarının her kattaki yerini, açıklıklarını, yüksekliklerini ve boyutlarını içermelidir. Bina geometrisi bilgileri, bina kütlesinin hassas biçimde tanımlanması için gerekli ayrıntıları içermelidir. Binadaki kısa kolonlar ve benzeri olumsuzluklar kat planına ve kesitlere işlenecektir. Binanın komşu binalarla olan ilişkisi (ayrık, bitişik, derz var/yok) belirlenecektir. Temel sistemi bina içinde veya dışında açılacak yeterli sayıda inceleme çukuru ile belirlenecektir [3].

Eleman Detayları: Betonarme projeler veya imalat çizimleri mevcut değil ise sınırlı bilgi düzeyi malzeme özelliklerindeki koşullar geçerlidir, ancak pas payları sıyrılarak donatı kontrolü yapılacak perde, kolon ve kirişlerin sayısı her katta en az ikişer adet olmak üzere o kattaki toplam kolon sayısının %20'sinden ve kiriş sayısının %10'undan az olmayacaktır. Betonarme projeler veya imalat çizimleri mevcut ise donatı kontrolü için sınırlı bilgi düzeyi malzeme özelliklerinde belirtilen işlemler, aynı miktardaki betonarme elemanda uygulanacaktır. Ayrıca pas payı sıyrılmayan elemanların %20'sinde enine ve boyuna donatı sayısı ve yerleşimi donatı tespit cihazları ile belirlenecektir. Proje ile uygulama arasında uyumsuzluk bulunması halinde, betonarme elemanlardaki mevcut donatının projede öngörülen donatıya oranını ifade eden donatı gerçekleşme katsayısı kolonlar ve kirişler için ayrı ayrı belirlenecektir. Eleman kapasitelerinin belirlenmesinde kullanılan bu katsayı 1'den büyük olamaz. Bu katsayı donatı tespiti yapılmayan diğer tüm elemanlara uygulanarak olası donatı miktarları belirlenecektir [3]. **Malzeme Özellikleri:** Her kattaki kolonlardan veya perdelerden toplam üç adetten az olmamak üzere ve binada

toplam 9 adetten az olmamak üzere, her 400 m²'den bir adet beton örneği (karot) TS-10465'de belirtilen koşullara uygun şekilde alınarak deney yapılacaktır. Elemanların kapasitelerinin hesaplanmasında örneklerden elde edilen (ortalama-standart sapma) değerleri mevcut beton dayanımı olarak alınacaktır. Beton dayanımının binadaki dağılımı, karot deney sonuçları ile uyarlanmış beton çekici okumaları veya benzeri hasarsız inceleme araçları ile kontrol edilebilir. Donatı sınıfı, yukarıdaki paragrafta açıklandığı şekilde sıyrılan yüzeylerde yapılan görsel inceleme ile tespit edilecek, bu sınıftaki çeliğin karakteristik dayanımı eleman kapasite hesaplarında mevcut çelik dayanımı olarak alınacaktır. Bu incelemede, donatısında korozyon gözlenen elemanlar planda işaretlenecek ve bu durum eleman kapasite hesaplarında dikkate alınacaktır [3].

4.2.4 Betonarme binalarda kapsamlı bilgi düzeyi

Bina Geometrisi: Binanın betonarme projeleri mevcuttur. Binada yapılacak ölçümlerle mevcut geometrinin projelere uygunluğu kontrol edilir. Projeler ölçümler ile önemli farklılıklar gösteriyor ise proje yok sayılacak ve bina orta bilgi düzeyine uygun olarak incelenecektir. Binadaki kısa kolonlar ve benzeri olumsuzluklar kat planına ve kesitlere işlenecektir. Komşu binalarla ilişkisi (ayrık, bitişik, derz var/yok) belirlenecektir. Bina geometrisi bilgileri, bina kütesinin hassas biçimde tanımlanması için gerekli ayrıntıları içermelidir. Temel sistemi bina içinde veya dışında açılacak yeterli sayıda inceleme çukuru ile belirlenecektir [3].

Eleman Detayları: Binanın betonarme detay projeleri mevcuttur. Donatının projeye uygunluğunun kontrolü için orta bilgi düzeyi eleman detaylarında belirtilen işlemler, aynı miktardaki betonarme elemanda uygulanacaktır. Ayrıca pas payı sıyrılmayan elemanların %20'sinde enine ve boyuna donatı sayısı ve yerleşimi donatı tespit cihazları ile belirlenecektir. Proje ile uygulama arasında uyumsuzluk bulunması halinde, betonarme elemanlardaki mevcut donatının projede öngörülen donatıya oranını ifade eden donatı gerçekleşme katsayısı kolonlar ve kirişler için ayrı ayrı belirlenecektir. Eleman kapasitelerinin belirlenmesinde kullanılan bu katsayı 1'den büyük olamaz. Bu katsayı donatı tespiti yapılmayan diğer tüm elemanlara uygulanarak olası donatı miktarları belirlenecektir [3].

Malzeme Özellikleri: Her kattaki kolonlardan veya perdelerden toplam üç adetten az olmamak üzere ve binada toplam 9 adetten az olmamak üzere, her 200 m²'den bir adet beton örneği (karot)

TS-10465’de belirtilen koşullara uygun şekilde alınarak deney yapılacaktır. Elemanların kapasitelerinin hesaplanmasında, örneklerden elde edilen (ortalama-standart sapma) değerleri mevcut beton dayanımı olarak alınacaktır. Beton dayanımının binadaki dağılımı, karot deney sonuçları ile uyarlanmış beton çekici okumaları veya benzeri hasarsız inceleme araçları ile kontrol edilebilir. Donatı sınıfı, yukarıdaki paragrafta açıklandığı şekilde sınırlanmış yüzeylerde yapılan inceleme ile tespit edilecek, her sınıftaki çelik için (S220, S420, vb.) birer adet örnek alınarak deney yapılacaktır, çeliğin akma ve kopma dayanımları ve şekil değiştirme özellikleri belirlenerek projeye uygunluğu saptanacaktır. Projesine uygun ise, eleman kapasite hesaplarında projede kullanılan çeliğin karakteristik akma dayanımı mevcut çelik dayanımı olarak alınacaktır. Uygun değil ise, en az üç adet örnek daha alınarak deney yapılacaktır, elde edilen en elverişsiz değer eleman kapasite hesaplarında mevcut çelik dayanımı olarak alınacaktır. Bu incelemede, donatısında korozyon gözlenen elemanlar planda işaretlenecek ve bu durum eleman kapasite hesaplarında dikkate alınacaktır [3].

4.2.5 Bilgi düzeyi katsayıları

İncelenen binalardan edinilen bilgi düzeylerine göre, eleman kapasitelerine uygulanacak Bilgi Düzeyi Katsayıları kullanılmaktadır [3]. Çizelge 4.1’de binalar için yönetmelikte belirlenen bilgi düzeyi katsayıları verilmiştir.

Çizelge 4.1 : Binalar İçin Bilgi Düzeyi Katsayıları [3].

Bilgi Düzeyi	Bilgi Düzeyi Katsayısı
Sınırlı	0.75
Orta	0.90
Kapsamlı	1.00

4.3 Yapı Elemanlarında Hasar Sınırları Ve Hasar Bölgeleri

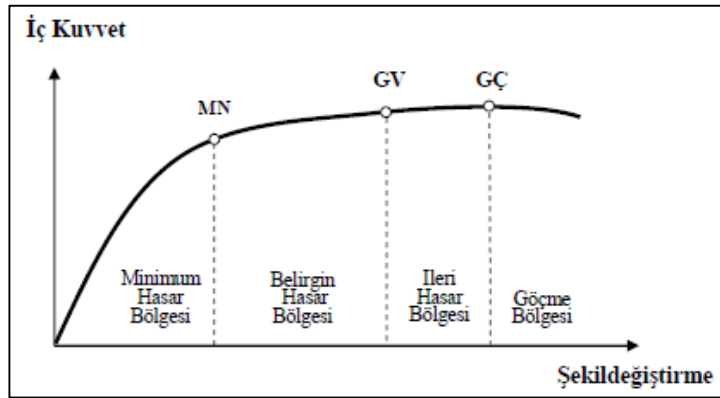
4.3.1 Kesit hasar sınırları

Sünek elemanlar için kesit düzeyinde üç sınır durum tanımlanmıştır. Bunlar Minimum Hasar Sınırı (MN), Güvenlik Sınırı (GV) ve Göçme Sınırı (GÇ)’dir. 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. Gevrek olarak hasar gören elemanlarda bu sınıflandırma geçerli değildir [3].

4.3.2 Kesit hasar bölgeleri

Kritik kesitleri 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 yer alırlar [3]. (Şekil 4.1)



Şekil 4.1 : Betonarme Elemanlardaki Kesit Hasar Bölgeleri [3].

4.3.3 Kesit ve eleman hasarlarının tanımlanması

İç kuvvetlerin ve/veya şekil değiştirmelerin kesit hasar sınırlarına karşı gelmek üzere tanımlanan sayısal değerler ile karşılaştırılması sonucunda, kesitlerin hangi hasar bölgelerinde olduğuna karar verilecektir. Eleman hasarı, elemanın en fazla hasar gören kesitine göre belirlenecektir [3].

4.4 Deprem Hesabına İlişkin Genel İlke ve Kurallar

Deprem hesabının amacı, mevcut veya güçlendirilmiş binaların deprem performansını belirlemektir [3].

- Deprem hesabında, Bina Önem Katsayısı uygulanmayacaktır ($I=1.0$).
- Binaların deprem performansı, yapıya etkiyen düşey yüklerin ve deprem etkilerinin birleşik etkileri altında değerlendirilecektir. Hareketli düşey yükler, deprem hesabında göz önüne alınan kütleler ile uyumlu olacak şekilde tanımlanacaktır.

- Deprem kuvvetleri binaya her iki doğrultuda ve her iki yönde ayrı ayrı etki ettirilecektir.
- Deprem hesabında kullanılacak zemin parametreleri DBYBHY Bölüm 6'ya göre belirlenecektir.
- Binanın taşıyıcı sistem modeli, deprem etkileri ile düşey yüklerin ortak etkileri altında yapı elemanlarında oluşacak iç kuvvet, yer değiştirme ve şekil değiştirmeleri hesaplamak için yeterli doğrulukta hazırlanacaktır.
- Deprem hesabında göz önüne alınacak kat ağırlıkları DBYBHY 2.7.1.2'ye göre hesaplanacak, kat kütleleri kat ağırlıkları ile uyumlu olarak tanımlanacaktır.
- Döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, her katta iki yatay yer değiştirme ile düşey eksen etrafında dönme serbestlik dereceleri göz önüne alınacaktır. Kat serbestlik dereceleri her katın kütle merkezinde tanımlanacak, ayrıca ek dış merkezlik uygulanmayacaktır.
- Mevcut binaların taşıyıcı sistemlerindeki belirsizlikler, binadan derlenen verilerin kapsamına göre DBYBHY 7.2'de tanımlanan bilgi düzeyi katsayıları aracılığı ile hesap yöntemlerine yansıtılacaktır.
- DBYBHY 3.3.8'e göre kısa kolon olarak tanımlanan kolonlar, taşıyıcı sistem modelinde gerçek serbest boyları ile tanımlanacaktır.
- Bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki betonarme kesitlerin etkileşim diyagramlarının tanımlanmasına ilişkin koşullar aşağıda verilmiştir:

(a) Analizde beton ve donatı çeliğinin DBYBHY 7.2'de tanımlanan bilgi düzeyine göre belirlenen mevcut dayanımları esas alınacaktır.

(b) Betonun maksimum basınç birim şekil değiştirmesi 0.003 , donatı çeliğinin maksimum birim şekil değiştirmesi ise 0.01 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 göz önüne alınabilir.
- Eğilme etkisindeki betonarme elemanlarda çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitlikleri (EI)e kullanılacaktır. Daha kesin bir hesap yapılmadıkça, etkin eğilme rijitlikleri için aşağıda verilen değerler kullanılacaktır:

(a) Kirişlerde: $(EI)_e = 0.40(EI)_0$

(b) Kolon ve perdelerde:

$N_D / (A_c f_{cm}) \leq 0.10$ olması durumunda: $(EI)_e = 0.40(EI)_0$

$N_D / (A_c f_{cm}) \geq 0.40$ olması durumunda: $(EI)_e = 0.80(EI)_0$

Eksenel basınç kuvveti N_D 'nin ara değerleri için doğrusal enterpolasyon yapılabilir. N_D , deprem hesabında esas alınan toplam kütlelerle uyumlu yüklerin göz önüne alındığı ve çatlamamış kesitlere ait $(EI)_0$ eğilme rijitliklerinin kullanıldığı bir ön düşey yük hesabı ile belirlenecektir. Deprem hesabı için başlangıç durumunu oluşturan düşey yük hesabı ise, yukarıda belirtildiği şekilde elde edilen etkin eğilme rijitliği $(EI)_e$ kullanılarak, deprem hesabında esas alınan kütlelerle uyumlu yüklere göre yeniden yapılacaktır. Deprem hesabında da aynı rijitlikler kullanılacaktır.

- 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 şekil değiştirmelerin yapı davranışını etkileyebileceği durumlarda zemin özellikleri analiz modeline yansıtılacaktır.
- DBYBHY Bölüm 2'de modelleme ile ilgili olarak verilen diğer esaslar geçerlidir.

4.5 Depremde Bina Performansının Doğrusal Elastik Olmayan Yöntemler ile Belirlenmesi

Deprem etkisi altında mevcut binaların yapısal performanslarının belirlenmesi ve güçlendirme analizleri için kullanılacak doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerinin amacı, verilen bir deprem için sünek davranışa ilişkin plastik şekil değiştirme istemleri ile gevrek davranışa ilişkin iç kuvvet istemlerinin hesaplanmasıdır. Daha sonra bu istem büyüklükleri, bu bölümde tanımlanmış bulunan şekil değiştirme ve iç kuvvet kapasiteleri ile karşılaştırılarak, kesit ve bina düzeyinde yapısal performans değerlendirmesi yapılacaktır [3].

4.5.1 Doğrusal elastik olmayan davranışın idealleştirilmesi

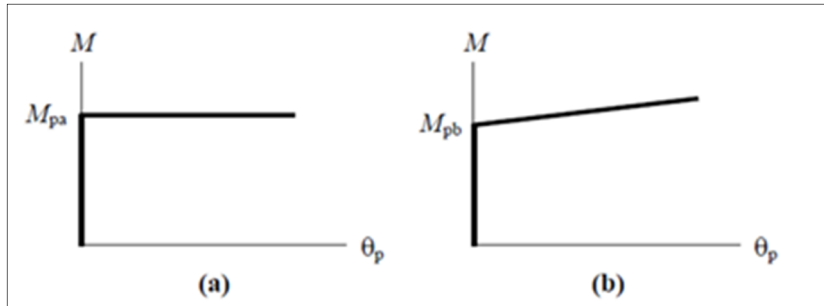
- Malzeme bakımından doğrusal elastik olmayan davranışın idealleştirilmesi için, literatürde geçerliliği kanıtlanmış modeller kullanılabilir. Ancak, mühendislik uygulamalarındaki yaygınlığı ve pratikliği nedeni ile aşağıdaki kısımlarda doğrusal elastik olmayan analiz için yığılı plastik davranış modeli 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 şekil değiştirmelerin düzgün yayılı biçimde olduğu varsayılmaktadır. Plastik mafsal boyu olarak adlandırılan plastik şekil değiştirme bölgesinin uzunluğu (L_p), çalışan doğrultudaki kesit boyutu (h)'nin yarısına eşit alınacaktır ($L_p=0.5h$) $H_w/\ell_w \leq 2.0$ olan perdelerde, eğilme etkisi altında plastik şekil değiştirmeler göz önüne alınmayacaktır.
- Sadece eksenel kuvvet altında plastik şekil değiştirme yapan elemanların plastik şekil değiştirme bölgelerinin uzunluğu, ilgili elemanın serbest boyuna eşit alınacaktır.
- Yığılı plastik şekil değiştirmeyi temsil eden *plastik kesit*'in, teorik olarak plastik şekil değiştirme bölgesinin tam ortasına yerleştirilmesi gerekir. Ancak pratik uygulamalarda aşağıda belirtilen yaklaşık idealleştirmelere izin verilebilir:
 - 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 göz önüne 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 etkisinde plastikleşen betonarme kesitlerin akma yüzeyleri olarak DBYBHY 7.4.11'de tanımlanan koşullara göre

belirlenen etkileşim diyagramları kullanılacaktır. Akma yüzeyleri, DBYBHY 7.4.11(c)'ye göre uygun biçimde doğrusallaştırılarak iki boyutlu davranış durumunda akma çizgileri, üç boyutlu davranış durumunda ise akma düzlemleri olarak modellenebilir.

- İtme analizi modelinde kullanılacak plastik kesitlerin iç kuvvet-plastik şekil değiştirme bağıntıları ile ilgili olarak aşağıdaki paragraflar dikkate alınacaktır:

a) İç kuvvet-plastik şekil değiştirme bağıntılarında pekleşme etkisi (plastik dönme artışına bağlı olarak plastik momentin artışı) yaklaşık olarak terk edilebilir (Şekil 4.2.a). 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 şekil değiştirme vektörünün akma yüzeyine yaklaşık olarak dik olması koşulu göz önüne alınacaktır.

b) Pekleşme etkisinin göz önüne alınması durumunda (Şekil 4.2.b), bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki kesitlerde plastikleşmeyi izleyen itme adımlarında iç kuvvetlerin ve plastik şekil değiştirme vektörünün sağlaması gereken koşullar, ilgili literatürden alınan uygun bir pekleşme modeline göre tanımlanacaktır.



Şekil 4.2 : İç Kuvvet Plastik Şekil Değiştirme Kabulleri [3].

4.5.2 Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi

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

tanım alanında yapılacak analizde kullanılacak *yapay*, *kaydedilmiş* veya *benzeştirilmiş* yer hareketleri DBYBHY 2.9.1 ve 2.9.2'ye göre belirlenecek ve analizde 2.9.3 göz önüne alınacaktır [3].

4.5.3 Birim şekil değiştirme istemlerinin belirlenmesi

Zaman tanım alanında yapılan hesap sonucunda çıkış bilgisi olarak herhangi bir kesitte elde edilen θ_p plastik dönme istemine bağlı olarak *plastik eğrilik istemi*, aşağıdaki bağıntı ile hesaplanacaktır:

$$\emptyset_p = \theta_p / L_p \quad (4.1)$$

Amaca uygun olarak seçilen bir beton modeli ile pekleşmeyi de göz önüne alan donatı çeliği modeli kullanılarak, kesitteki eksenel kuvvet istemi altında yapılan analizden elde edilen iki doğrulu moment-eğrilik ilişkisi ile tanımlanan $\emptyset_y$ *eşdeğer akma eğriliği*, $\emptyset_p$ plastik eğrilik istemine eklenerek, kesitteki $\emptyset_t$ *toplam eğrilik istemi* elde edilecektir:

$$\emptyset_t = \emptyset_p + \emptyset_y \quad (4.2)$$

Betonarme sistemlerde betonun basınç birim şekil değiştirmesi istemi ile donatı çeliğindeki birim şekil değiştirme istemi, $\emptyset_t$ ile tanımlanan toplam eğrilik istemine göre moment-eğrilik analizi ile hesaplanacaktır.

Sargılı veya sargısız beton ve donatı çeliği modelleri için, başkaca bir seçim yapılmadığı durumlarda, bilgilendirme DBYBHY eki 7B'den yararlanılabilir [3].

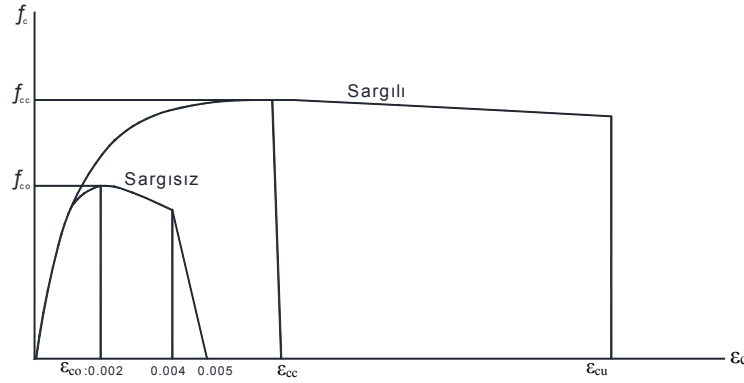
4.5.4 Betonarme malzeme modelleri (DBYBHY Ek 7B)

Betonarme malzeme temel olarak çimento, agrega, su ve bazı kimyasal maddelerden oluşan beton ve donatı çeliğinden oluşur. Betonarme malzemede beton kısmın basınç dayanımı yüksek, çekme dayanımı düşüktür. Donatı çeliğinin ise çekme dayanımı yüksektir. DBYBHY 2007 7. Bölüm'de Doğrusal Elastik Olmayan Yöntemler ile performans değerlendirmesi yapılabilmesi için beton ve donatı çeliği için malzeme modelleri verilmiştir.

4.5.4.1 Beton malzeme modelleri

DBYBHY 2007 7. Bölüm'de Doğrusal Elastik Olmayan Yöntemler ile yapılacak olan çözümlemelerde kullanılmak üzere performans değerlendirmesi için "Sargısız"

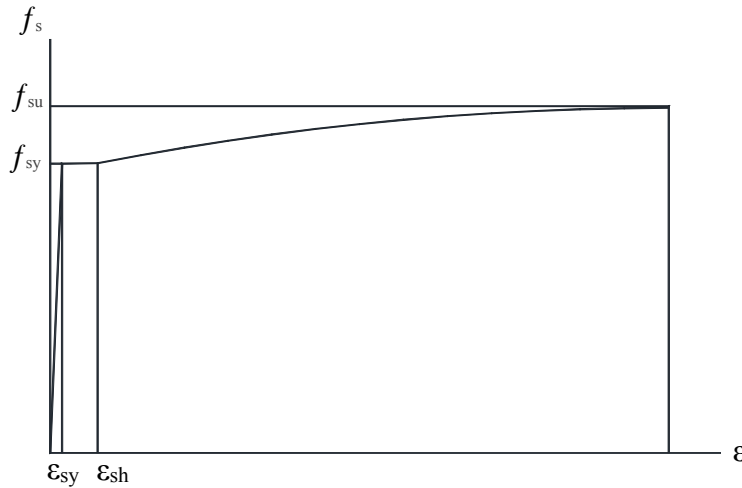
ve ‘‘Sargılı’’ olmak üzere iki ayrı beton modeli verilmiştir. Sargılı betonun davranışı; enine donatının aralığı, dağılımı, hacimsel oranı, çap ve çekme dayanımı, boyuna donatının kesit içinde dağılımı ve hacimsel oranı, betonun basınç dayanımı ve cinsi, eğilme etkisindeki betonarme elemanlarda aksel kuvvetin seviyesi gibi birçok değişkene bağlıdır. Şekil 4.3’de DBYBHY 2007 sargılı ve sargısız beton malzemelerine ait gerilme şekil değiştirme modellerinin grafiği verilmiştir.



Şekil 4.3 : Sargılı ve Sargısız Beton Malzemeler İçin Gerilme Şekil Değiştirme Grafikleri [3].

4.5.4.2 Donatı çeliği için malzeme modeli

DBYBHY 2007 Ek 7.B’ye göre donatı çeliği için şekil değiştirme ve gerilme değerleri şekil 4.4’te ve çizelge 4.2’de verilmiştir.



Şekil 4.4 : Donatı Çeliğinin Gerilme-Şekil Değiştirme Grafiği [3].

Şekil 4.4’te verilen grafiğe göre DBYBHY 2007’de gerilme-şekil değiştirme ilişkisi, elastik bölge, plastik plato bölgesi ve pekleşme bölgesi olmak üzere üç parçaya bölünmüştür. Donatı çeliğin gerilme-şekil değiştirme ilişkisi üç parçadan oluşur.

Birinci parça doğrusal davranışın bulunduğu elastik bölüm, ikinci bölüm akma sahanlığının bulunduğu plastik plato bölgesi ve üçüncü bölüm ise pekleşme bölgesidir.

Çizelge 4.2 : Donatı Çeliği İçin Gerilme-Şekil Değiştirme Değerleri [3].

Kalite	f_{sy} (Mpa)	ϵ_{sy}	ϵ_{sh}	ϵ_{su}	f_{su} (Mpa)
S220	220	0.0011	0.011	0.16	275
S420	420	0.0021	0.008	0.10	550

4.5.5 Betonarme elemanların kesit birim şekil değiştirme kapasiteleri

Beton ve donatı çeliğinin birim şekil değiştirmeleri cinsinden DBYBHY 7.6.8'e göre elde edilen deprem istemleri, aşağıda tanımlanan birim şekil değiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak, kesit düzeyinde taşıyıcı sistem performansı belirlenecektir [3]. Plastik şekil değiştirmelerin meydana geldiği betonarme sünek taşıyıcı sistem elemanlarında, çeşitli kesit hasar sınırlarına göre izin verilen şekil değiştirme üst sınırları (kapasiteleri) aşağıda tanımlanmıştır:

- Kesit *Minimum Hasar Sınırı* (MN) için kesitin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesi ile donatı çeliği birim şekil değiştirmesi üst sınırları:

$$(\epsilon_{CU})_{MN} = 0.0035 ; (\epsilon_S)_{MN} = 0.01 \quad (4.3)$$

- Kesit Güvenlik Sınırı (GV) için etriye içindeki bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesi ile donatı çeliği birim şekil değiştirmesi üst sınırları:

$$(\epsilon_{CG})_{GV} = 0.0035 + 0.01 (\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.0135 ; (\epsilon_S)_{GV} = 0.040 \quad (4.4)$$

- Kesit Göçme Sınırı (GÇ) için etriye içindeki bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesi ile donatı çeliği birim şekil değiştirmesi üst sınırları:

$$(\epsilon_{CG})_{GC} = 0.004 + 0.014 (\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.018 ; (\epsilon_S)_{GC} = 0.060 \quad (4.5)$$

Göz önüne alınan enine donatıların DBYBHY 3.2.8'e göre “*özel deprem etriyeleri ve çirozları*” olarak düzenlenmiş olması zorunludur [3].

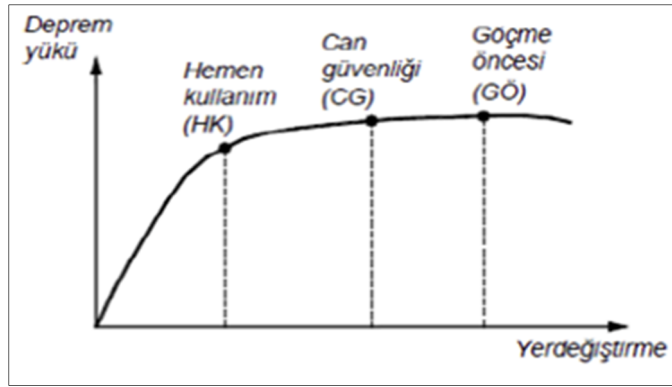
Yukarıdaki bağıntılarda ϵ_{CG} etriye içindeki bölgenin en dış lifindeki, ϵ_{cu} ise kesitin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesini göstermektedir. ϵ_s donatı çeliğindeki birim şekil değiştirme, ρ_s kesitte mevcut bulunan ve sargı etkisi

sağlayabilen (135Φ kancalı) enine donatının hacimsel oranı, ρ_{sm} ise kesitte bulunması gereken enine donatının hacimsel oranıdır.

4.6 Bina Deprem Performansının Belirlenmesi

4.6.1 Betonarme binaların deprem performansı

Binaların deprem performansı, uygulanan deprem etkisi altında binada oluşması beklenen hasarların durumu ile ilişkilidir ve dört farklı performans seviyesi esas alınarak tanımlanmıştır. DBYBHY 2007 Bölüm 7.5 ve 7.6’da tanımlanan hesap yöntemlerinin uygulanması ve eleman hasar bölgelerine karar verilmesi ile bina deprem performans düzeyi belirlenir. (Şekil 4.5)



Şekil 4.5 : Yapı Performans Düzeyleri [3].

4.6.2 Hemen kullanım performans düzeyi (HK)

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]. DBYBHY 2007 Bölüm 7.7.2'ye göre Hemen Kullanım Performans Seviyesi'nde binada küçük elasto-plastik şekil değiştirmelerin oluşmasına izin verilmektedir [4].

4.6.3 Can güvenliği performans düzeyi (CG)

DBYBHY 2007 Bölüm 7.7.3'e göre eğer varsa, gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirilmeleri kaydı ile aşağıdaki koşulları sağlayan binaların Can Güvenliği Performans Düzeyi'nde olduğu kabul edilir [3]:

a) Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda, ikincil (yatay yük taşıyıcı sisteminde yer almayan) kirişler hariç olmak üzere, kirişlerin en fazla %30'u ve kolonların aşağıdaki (b) paragrafında tanımlanan kadarı İleri Hasar Bölgesi'ne geçebilir.

b) İleri Hasar Bölgesi'ndeki kolonların, her bir katta kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine toplam katkısı %20'nin altında olmalıdır. En üst katta İleri Hasar Bölgesi'ndeki kolonların kesme kuvvetleri toplamının, o kattaki tüm kolonların kesme kuvvetlerinin toplamına oranı en fazla %40 olabilir. **c)** Diğer taşıyıcı elemanların tümü Minimum Hasar Bölgesi veya Belirgin Hasar Bölgesi'ndedir. Ancak, herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden Minimum Hasar Sınırı aşılmış olan kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetlerinin, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine oranının %30'u aşmaması gerekir.

4.6.4 Göçme öncesi performans düzeyi (GÖ)

DBYBHY 2007 Bölüm 7.7.4'e göre, Gevrek olarak hasar gören tüm elemanların Göçme Bölgesi'nde olduğunun göz önüne alınması kaydı ile aşağıdaki koşulları sağlayan binaların Göçme Öncesi Performans Düzeyi'nde olduğu kabul edilir [1]:

a) Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda, ikincil (yatay yük taşıyıcı sisteminde yer almayan) kirişler hariç olmak üzere, kirişlerin en fazla %20'si Göçme Bölgesi'ne geçebilir.

b) Diğer taşıyıcı elemanların tümü Minimum Hasar Bölgesi, Belirgin Hasar Bölgesi veya İleri Hasar Bölgesi'ndedir. Ancak, herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden Minimum Hasar Sınırı aşılmış olan kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetlerinin, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine oranının %30'u aşmaması gerekir.

c) Binanın mevcut durumunda kullanımı can güvenliği bakımından sakıncalıdır. DBYBHY 2007 Bölüm 7.7.4'de tanımlanan Göçme Öncesi Performans Seviyesi'ne göre yapı bütünlüğünü korumaktadır, fakat can güvenliği bakımından yapı kullanılmamaktadır [3].

4.6.5 Göçme durumu performans düzeyi

Bina Göçme Öncesi Performans Düzeyi'ni sağlayamıyorsa Göçme Durumu'ndadır. Binanın kullanımı can güvenliği bakımından sakıncalıdır [3].

4.7 Binalar İçin Hedeflenen Performans Düzeyleri

DBYBHY 2007 mevcut binaların deprem güvenlik ve performanslarının değerlendirilmesi için üç farklı deprem etkisi tanımlanmıştır. Çizelge 4.3'te deprem etkisi parametreleri gösterilmiştir.

Çizelge 4.3 : Deprem Etkisi Parametreleri [3].

Deprem Türü	Deprem Etkisi Katsayısı	50 Yılda Aşılma Olasılığı (%)	Ortalama Dönüş Periyodu (yıl)
Kullanım Depremi	0.50	50	72
Tasarım Depremi	1.00	10	474
En Büyük Deprem	1.50	2	2475

Servis (Kullanım) Depremi: 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan depremdir. Yaklaşık dönüş periyodu 72 yıldır. Bu deprem etkisi aşağıda tanımlanan tasarım depreminin yarısı kadardır [5].

Tasarım Depremi: 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremdir. Yaklaşık dönüş periyodu 474 yıl olan bu deprem DBYBHY 2007'de bina önem katsayısı 1 olan yeni konut binaları için göz önüne alınan deprem etkisine tekabül etmektedir [5].

En Büyük Deprem: 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan depremdir. Yaklaşık dönüş periyodu 2475 olan bu deprem DBYBHY 2007'de en büyük deprem olarak kabul edilir ve bu depremin etkisi tasarım depreminin yaklaşık olarak 1.5 katıdır [5].

Mevcut veya güçlendirilecek binaların deprem performanslarının belirlenmesinde esas alınacak deprem düzeyleri ve bu deprem düzeylerinde binalar için öngörülen minimum performans hedefleri çizelge 4.4'te verilmiştir [3].

Çizelge 4.4 : Farklı Deprem Düzeylerinde Binalar İçin Öngörülen Minimum Performans Hedefleri [3].

Binanın Kullanım Amacı ve Türü	Deprem 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 kıışlalar, 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	–

5. ZAMAN TANIM ALANINDA DOĞRUSAL OLMAYAN ÇÖZÜM YÖNTEMİ VE DEPREM İVME KAYITLARININ BELİRLENMESİ

5.1 Giriş

Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi'nin amacı, taşıyıcı sistemdeki doğrusal olmayan davranış göz önüne alınarak sistemin hareket denkleminin adım adım entegre edilmesidir. Analiz sırasında her bir zaman artımında istemde meydana gelen yer değiştirme, plastik şekil değiştirme 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 şekil değiştirme 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 [3].

(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_{0g} 'den daha küçük olmamalıdır.

(c) Yapay olarak üretilen her bir ivme kaydına göre %5 sönüm oranı için yeniden bulunacak spektral ivme değerlerinin ortalaması, göz önüne alınan deprem doğrultusundaki birinci (hakim) periyot T_1 'e göre $0.2T_1$ ile $2T_1$ arasındaki periyotlar için, yönetmelikte tanımlanan $S_{ae}(T)$ elastik spektral ivmelerinin %90'ından daha az olmamalıdır [3].

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 göz önüne 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 [3].

5.2 Deprem Kayıtlarının Seçilmesi ve Düzenlenmesi

5.2.1 Genel

Yapısal Deprem Mühendisliği'nde ileri seviyede analizlerle yapılan değerlendirmelerde kullanılmak üzere deprem kaydı ya da deprem benzeri hareket kaydı elde edilebilecek üç yöntem bulunmaktadır. İlk olarak doğal deprem kayıtları öne çıkmaktadır. Geçmiş yıllarda oldukça tercih edilmekle beraber yüksek kalitede ivme kaydı sağlanabilecek bir çok kaynak bulunmaktadır. Diğer bir yaklaşım, belirli bir hedef spektruma yaklaşık olacak şekilde bir spektruma sahip olan ve rastgele üretilmiş bir hareket kaydı oluşturmaktır. Son olarak, matematiksel model yöntemleri kullanarak deprem kaydına benzer bir kayıt üretmek gelmektedir [8]. Bu bölümde bu üç yöntem hakkında bilgi verilerek zaman tanım alanında elastik olmayan hesaba uygun kayıt seçiminin sağlanması amaçlanmıştır.

5.2.2 Doğal deprem kayıtları

Bir çok yönetmelik, doğal deprem kaydı kullanılan analizler için, yapıya ait periyot değerleri için konulmuş kriterlere uygun olan ve uygun şekilde ölçeklenmiş üç ile yedi arasında değişen ivme kaydının kullanılmasını gerektirmektedir. Eğer bu sağlanamıyorsa, yüksek enerjinin olduğu frekans aralığının, yapının hakim periyoduyla örtüştüğü yapay ivme kayıtlarının kullanılabileceği belirtilmektedir. Bu şartın sağlanabilmesi yapay ivme kaydının daha önceden uygun olarak seçilmiş bir spektral şekle sahip olmasıyla mümkündür. İvme kayıtlarının yapılar üzerinde depreme karşı tepkisini etkileyen bir çok özelliği bulunmaktadır ve bu özellikler arasındaki ilişki oldukça karmaşıktır. Bu yüzden yapının bulunduğu deprem bölgesi ve doğal deprem kaydı seçim kriterleri oldukça önem kazanmaktadır [9].

5.2.3 Yapay deprem kayıtları

Yapay deprem kaydının üretilmesinde en yaygın yaklaşım, tepki spektrumu hedef spektrumla yeterli bir yakınlıkta (%3-5 hata payı) örtüşen beyaz ses dalgaları

üretmektir. Burada hedef spektrum, yönetmeliğe göre belirlenecek olan spektrumdur. Yapay ivme kaydı üretilmesi için üç elemana ihtiyaç vardır : (i) güç spektrum yoğunluğu, (ii) olası faz açısı üreticisi (iii) zarf fonksiyonu. Yapay ivme kaydı, birkaç harmonik hareket fonksiyonunun toplamından oluşmaktadır. Yapay ivme kaydının tutarlılığı, frekans içeriğinin iteratif bir algoritmayla belirlenebilir. Gerekli kontrol ise tepki spektrumu ya da güç spektrumu yoğunluğu ile sağlanır. Bununla birlikte, kayıt üretme sürecinde iki mevcut sorun bulunmaktadır : tek frekanslı dalgaların faz dağılımı ve kaydın süresi. Dolayısıyla, aynı spektruma sahip olmasına rağmen, farklı yapısal tepkiler oluşturabilecek ve görünüşü çok farklı olan kayıtlar oluşturulabilmektedir. Yapay kayıt ile gerçek kayıt arasındaki en yakın örtüşmenin yapının hakim periyodu civarlarında olması beklenir. Ayrıca yapay deprem kayıtları gerçek kayıtlara göre daha fazla çevrim içerdiğinden, elastik olmayan yapısal sistemler için gerçek olmayan deprem talepleri oluşturacaktır [8].

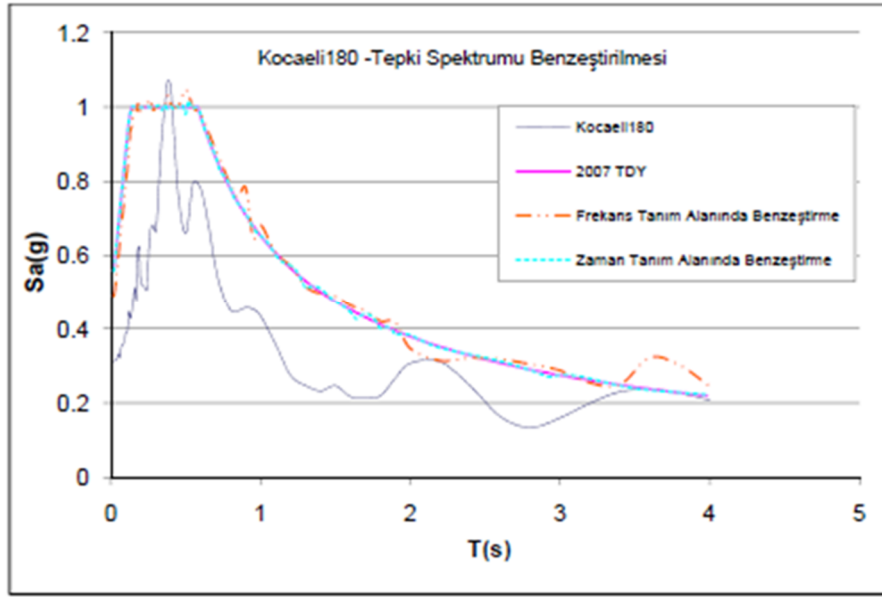
5.2.4 Spektrum benzeştirilmesi

Spektrum benzeştirme sürecinde en iyi sonucu alabilmek için, öncelikle seçilen bölgenin depremsel özelliklerini taşıyan bir ivme kaydı seçilmelidir. Özellikle başlangıçta ivme kaydına ait tepki spektrumu, hedef spektrum ile yakın olursa, işlem sonucunda istenene çok yakın spektruma sahip yapay bir ivme kaydı oluşturulmakla birlikte, gerçek kayda ait ivme-zaman grafiği en az şekilde değişikliğe uğramış olacaktır. Spektrum benzeştirilmesi, önceden belirlenmiş temel dalga fonksiyonlarının gerçek ivme kaydı üzerine eklenmesiyle yapılmaktadır. Her bir dalga fonksiyonu, tepki spektrumunun bir periyodunun benzeştirilmesi için eklenir. Benzeştirme süreci boyunca periyot periyot ya da aynı anda bir periyot grubu için gerçekleştirilir. Aynı anda bir periyot grubu için gerçekleştirilen yöntem sonuca daha çabuk yaklaşmaktadır. Süreç boyunca birkaç iterasyon yapılarak yaklaşma sağlanır. Spektrum benzeştirilmesi üç metotla yapılabilmektedir: zaman tanım alanında benzeştirme, frekans tanım alanında benzeştirme ve yapay ivme kayıtları.

5.2.4.1 Zaman tanım alanında benzeştirme yaklaşımı

Benzeştirme işlemi sonlu süreli dalga fonksiyonlarının gerçek ivme kaydına eklenmesiyle yapılmaktadır. Bu yaklaşım hedef spektruma oldukça yaklaşık bir sonuç vermektedir. (Şekil 5.1). Dalga fonksiyonları belirli bir süre boyunca gerçek ivme kaydının üstüne eklenir. Hedef spektrumun belirlenmiş periyotlarında

benzeşmenin sağlanması amaçlanır. Hedef spektruma yaklaşabilmek için iteratif yöntem kullanılarak birkaç defa tekrarlanır [13].



Şekil 5.1 : Benzeştirilmiş Tepki Spektrumlarının Karşılaştırılması [13].

5.2.4.2 Frekans tanım alanında benzeştirme yaklaşımı

Bu yaklaşımda, sadece kayda ait Fourier genlikleri değiştirilir, Fourier fazları değiştirilmeden kalır [19]. Bu prosedürde, zaman tanım alanında gerçek ivme kaydına ait Fourier fazına sinüsoidaller eklenip çıkarılır ve her zaman hedef spektrum ile tam örtüşen bir spektrum oluşturulamaz (Şekil 5.1). Eklenen sinüsoidallerin bütün kayıt zamanı boyunca sürüyor olmasından dolayı, spektrumu ile benzeştirilmiş yapay ivme kaydı ile gerçek ivme kaydı görünüşleri çok farklı olmaktadır (Şekil 5.2).

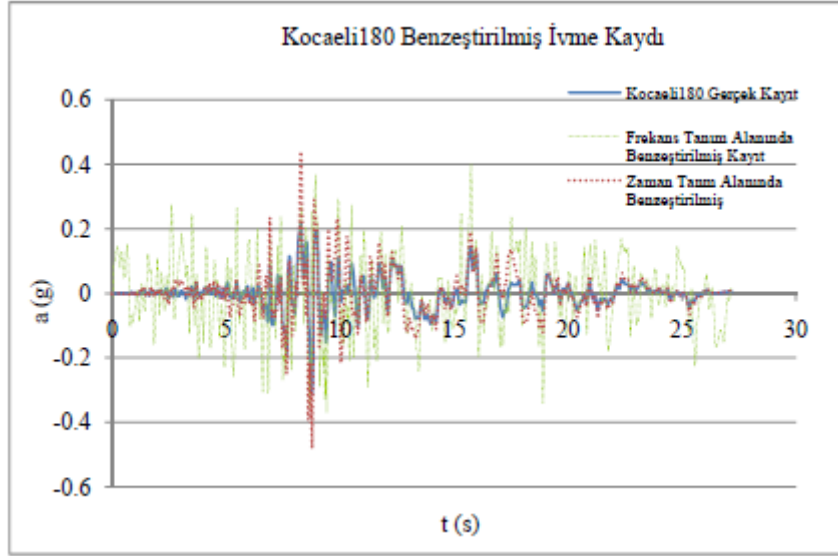
5.2.4.3 Yapay ivme kayıtları

Bölgeye ait fay yırtılması süreci ve olası deprem dalgalarının kaynaktan zemine yayılmasının sayısal olarak modellenmesine bağlı olarak geliştirilmiş bir yöntemdir. Genelde zaman tanım alanında çalışmak üzere yeterli sayıda ivme kaydına sahip olmayan bölgelerde kullanılır. Ayrıca diğer iki yönteme alternatif olarak da tercih edilebilmektedir.

5.2.4.4 Benzeştirilmiş ivme kaydının kontrolü

Gerçek ivme kaydına ait karakteristik değişken özelliklerin korunması için, benzeştirilecek ivme kaydına ait tepki spektrumunun hedef spektruma oldukça yakın

olması tercih edilmelidir. Aynı zamanda, bu şekilde seçilmiş bir kayıt sonuca çok daha hızlı yaklaşacaktır.



Şekil 5.2 : Benzeştirilmiş İvme Kayıtlarının Karşılaştırılması [13].

Spektrum benzeştirme işlemi tamamlandıktan sonra üç temel kontrol yapılarak gerekirse benzeştirme işlemi tekrarlanmalıdır [8]:

- (i) Yapay ivme kaydına ait taban yer değiştirmesi değeri kontrol edilmeli, gerekiyorsa düzeltilip, düzeltilmiş kayda ait spektrum için tekrar spektrum benzeştirilmesi yapılmalıdır.
- (ii) İvme, hız ve yer değiştirme zaman kayıtları gerçek kayıtlarla karşılaştırılarak, hedef kayıtlara uygunluğu kontrol edilmelidir (Tepe değerleri, dalga formları, v. b.).
- (iii) Güç spektral yoğunluk fonksiyonuna bakılarak doğru bir enerji dağılımı olduğu kontrol edilmelidir.

6. SAYISAL UYGULAMALAR

6.1 Giriş

Maltepe’de 2013 yılında 2007 deprem yönetmeliğine göre tasarlanmış bir konut-ofis binasının deprem performansını zaman tanım alanında doğrusal olmayan çözümleme yöntemi ile belirlenecektir. Binadan beklenen performans düzeyi 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremde can güvenliği performans hedefidir. Bu çalışmada binaya yönetmelik gereği 3 farklı yer hareketinin benzeştirilmiş ivme kayıtları her iki doğrultuda etki ettirilecektir.

6.2 Bina Genel Bilgileri

Çalışma kapsamında kullanılacak binada modelleme ve irdeleme kolaylığı sağlamak amacı ile bazı değişiklikler yapılmıştır. Bina statik projelerinde 4 bodrum kat, 1 zemin kat, 9 normal kat ve 1 teras kattan oluşmaktadır. Normal katlarda ve bodrum katlarda kat yüksekliği 4m ve teras katında 4.3m’dir. Binanın temeli 150 cm radye temeldir. Ancak bu çalışmada kolonlara ankastre mesnet atanıp temel tanımlanmamıştır.

Binanın tüm statik projeleri mevcuttur. Yapısal eleman boyutları projeden birebir alınmıştır. Donatılar için ise kesitlere göre tiplendirme yapılmıştır. Bina kapsamlı bilgi düzeyinde kabul edilerek katsayısı 1 alınmıştır.

Yapı taşıyıcı sistemi her iki yönde de 8 m açıklıklı bir aks sistemine oturtulmuştur. Tip açıklıklarda 50/70lik kirişler yatay taşıyıcılar olarak kullanılmıştır. Düşey olarak ise tip olarak 80 cm çaplı dairesel kolonlar kullanılmıştır. Döşeme sistemi tüm katlarda 20 cm kalınlığındadır. Binanın 2 cephesinde betonarme toprak perdeleri bulunmaktadır. Ayrıca orta kısmında merdiven ve asansör çözümü 35cm’lik rijit perde duvarlar ile sağlanmıştır.

Bina birinci derece deprem bölgesinde yer almaktadır ve bulunduğu zemin Z1 sınıfına girmektedir. Binanın yapımında C35 betonu ve S420 donatı çeliği kullanılmıştır.

Yapı yükleri şu şekilde alınmıştır;

- Normal katlar ve bodrum katları
 - o Canlı Yük: 3.5 kN/m^2
 - o Servis Yüğü: 0.5 kN /m^2
 - o Kaplama+Duvar Yüğü: 2 kN /m^2
- Teras katı
 - o Canlı Yük: 1 kN /m^2
 - o Servis Yüğü: 0.5 kN /m^2
 - o Kaplama+İzolasyon Yüğü : 3 kN /m^2
- Bina Özellikleri:
 - o Kat adedi: 15
 - o Binanın Yüksekliği : 60.3 m
 - o Tipik kat yükseklikleri: 4m
 - o Kullanım Amacı: Konut+ ofis
 - o Bina taşıyıcı sistemi:Çerçeve sistem + betonarme perde
- Malzeme Özellikleri:
 - o Beton sınıfı: C35
 - o Donatı Çeliğı Sınıfı : S420
- Hesap Parametreleri
 - o Zemin Sınıfı : Z1 ($T_A=0.10$ ve $T_B=0.40$)
 - o Deprem Bölgesi :1 ($A_0 =0.40$)
 - o Hareketli yük katılım katsayısı (n) : 0.3
 - o Bina bilgi düzeyi : Kapsamlı (Katsayısı : 1)
- Öngörülen performans hedefi
 - o 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremde can güvenliği performans seviyesini sağlamak

6.3 Yapısal Modelin Oluşturulması

Binanın doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan analizinde SAP2000 V17.1.1 programı kullanılmıştır.

6.3.1 Üç boyutlu analiz modelinin oluşturulması

Mevcut statik projeye göre aks sistemi, yapısal eleman boyutları, malzeme özellikleri vs. tanımlanarak analiz modeli Sap2000’de üç boyutlu olarak modellenmiştir.

Doğrusal malzeme ve çatlamamış eğilme rijitlikleri kullanılarak yapılan 3 boyutlu yapısal modele ait periyot ve kütle katılım değerleri çizelge 6.1’de verilmiştir.

Çizelge 6.1 : SAP2000’de Modele Ait Periyot ve Kütle Katılım Oranları.

	Periyot (s)	Kütle Katılım Oranı(%)
T1x	1,397	51
T1y	0,981	58

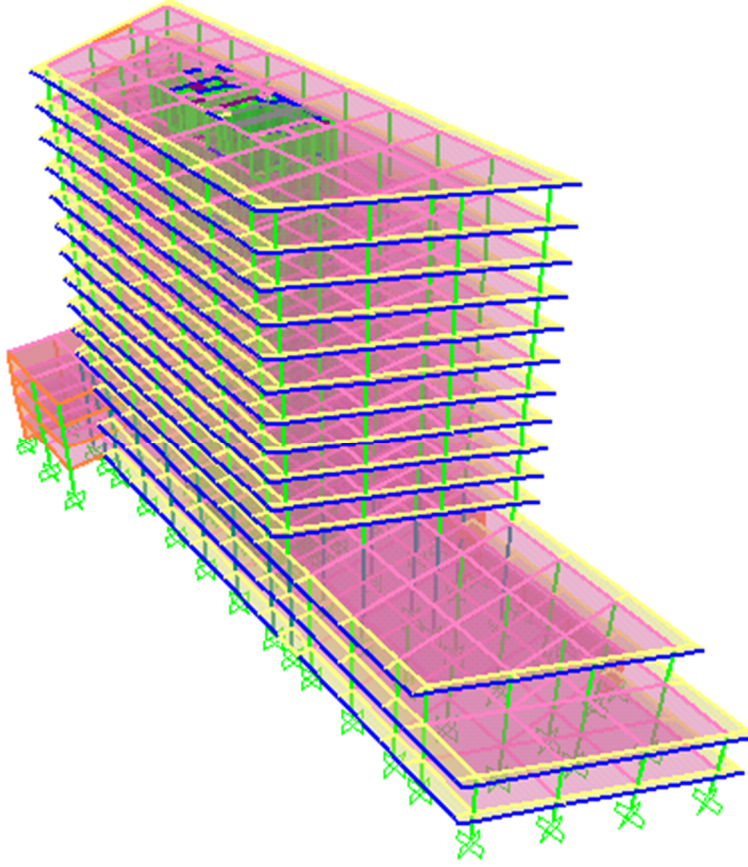
Doğrusal olmayan analiz için kolon, kiriş ve perdeler için çatlamış kesit olarak bilinen etkin eğilme rijitlikleri hesaplanmıştır. Bu değerleri hesaplama ve analizlerde kolaylık sağlaması amacı ile kolon ve perdeleri katlarda tripleştirilmiştir. -15.60 ve +0.40 kotları arası için ortalama bir değer, +0.40 ve +24.40 kotları arası için başka bir ortalama ve son olarak +24.40 ve +44.70 kotları arası için de ayrı bir ortalama değer atanmıştır. Ekler bölümünde çizelge B.1’de -15.60 ve +44.70 kotları arasındaki kolonlar için yapılan hesaplar tablo halinde verilmiştir.

Yine ekler bölümünde çizelge C.1’de toprak perdeleri ve çekirdek perdeleri için hesaplanan etkin eğilme rijitliği katsayıları bulunmaktadır.

Doğrusal malzeme ve çatlamış eğilme rijitlikleri kullanılarak yapılan 3 boyutlu yapısal modele ait periyot ve kütle katılım değerleri çizelge 6.2’de verilmiştir. Kesitler çatlatıldıktan sonra periyot değerlerindeki değişim hem x hem de y yönünde beklenildiği üzere artış göstermiştir. Kütle katılım oranlarında da azalma olduğu gözlemlenmiştir.

Çizelge 6.2 : SAP2000’de Modele Ait Periyot ve Kütle Katılım Oranları.

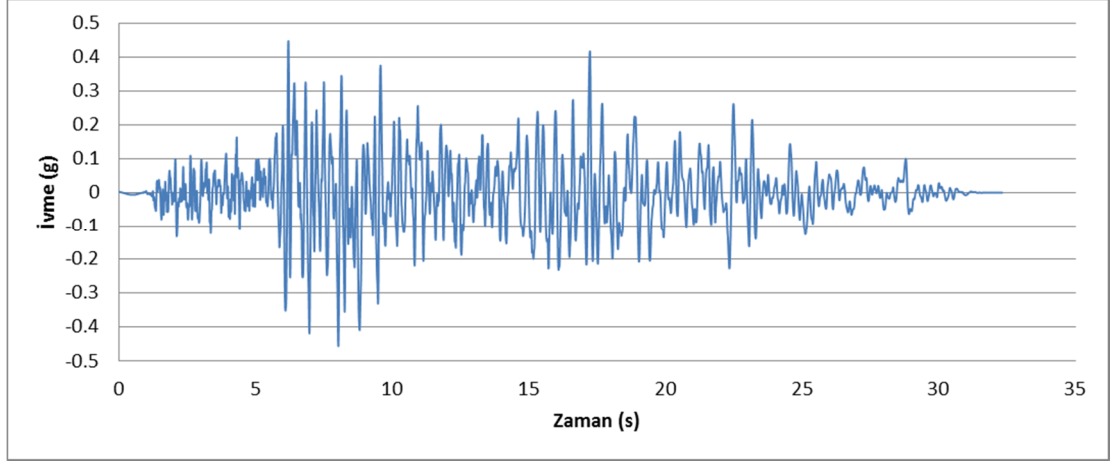
	Periyot (s)	Kütle Katılım Oranı(%)
T1x	1,61	43,36
T1y	1,12	56,3



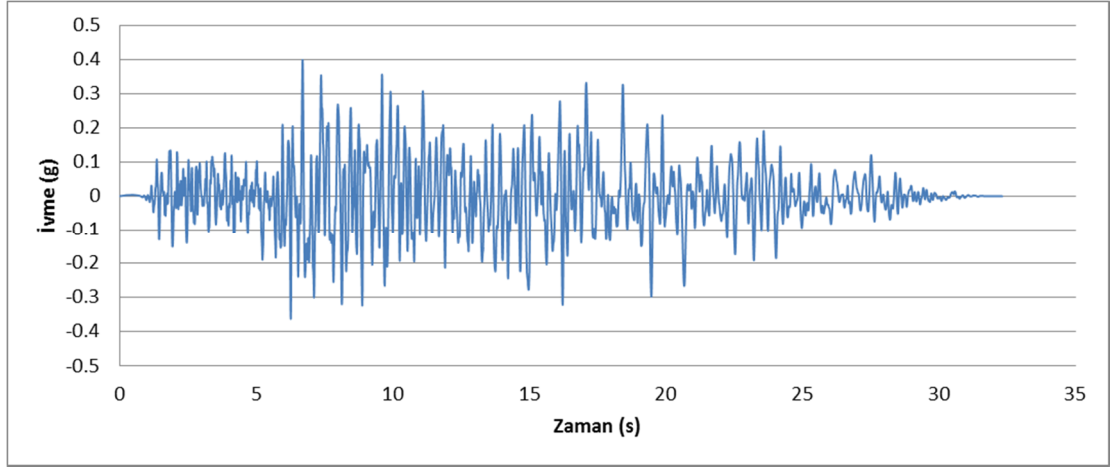
Şekil 6.1 : Yapının 3 Boyutlu SAP2000 Modeli.

6.3.2 Analizde kullanılacak deprem ivme kayıtlarının belirlenmesi

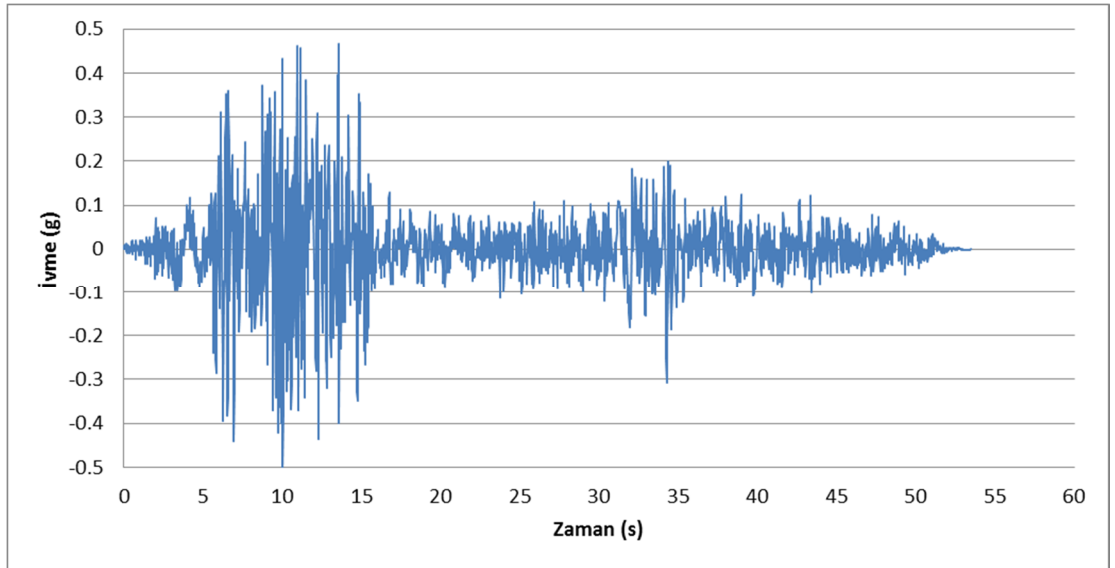
2007 Türk Deprem Yönetmeliği 2.9.2. maddesine uygun olacak şekilde, 3 adet yapay deprem hareketi kullanılmıştır, şekil 6.2-6.7. Tez kapsamında yer alan doğrusal olmayan elastik hesap yöntemlerinden elde edilen sonuçların sağlıklı şekilde karşılaştırılması amacıyla, yapay deprem hareketleri zemin sınıfına ait ivme spektrum eğrisinden üretilmiştir. Bu spektrum şekil 6.8’de gösterilmiştir. Orijinal deprem ivme kayıtları PEER [10]’dan indirilmiş ve spektrumla uyumlu yapay deprem hareketlerinin oluşturulması için SEISMOSIGNAL ve SEISMOMATCH kullanılmıştır [12],[11]. Ekler bölümünde Seismomatch ile yapılan deprem kayıtlarının ivme spektrumları ile tasarım ivme spektrumu benzeştirme işlemi ile ilgili ekran görüntüleri mevcuttur. Analizde kullanılan yapay deprem hareketlerinin üretilmiş olduğu gerçek ivme kayıtları, Kocaeli Depremi (17.08.1999, Arçelik Çayırova İstasyonu), Düzce Depremi (12.11.1999, Lamont 1061 İstasyonu) ve Manjil Depremi (21.06.1990 Abbar İstasyonu)’dir.



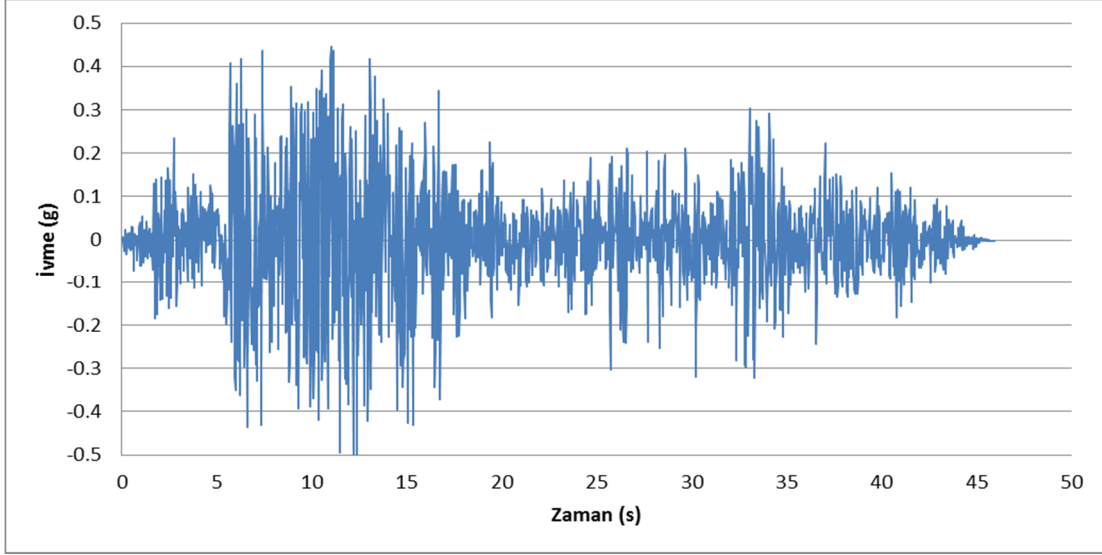
Şekil 6.2 : Düzce Depremi Doğu-Batı Bileşeni.



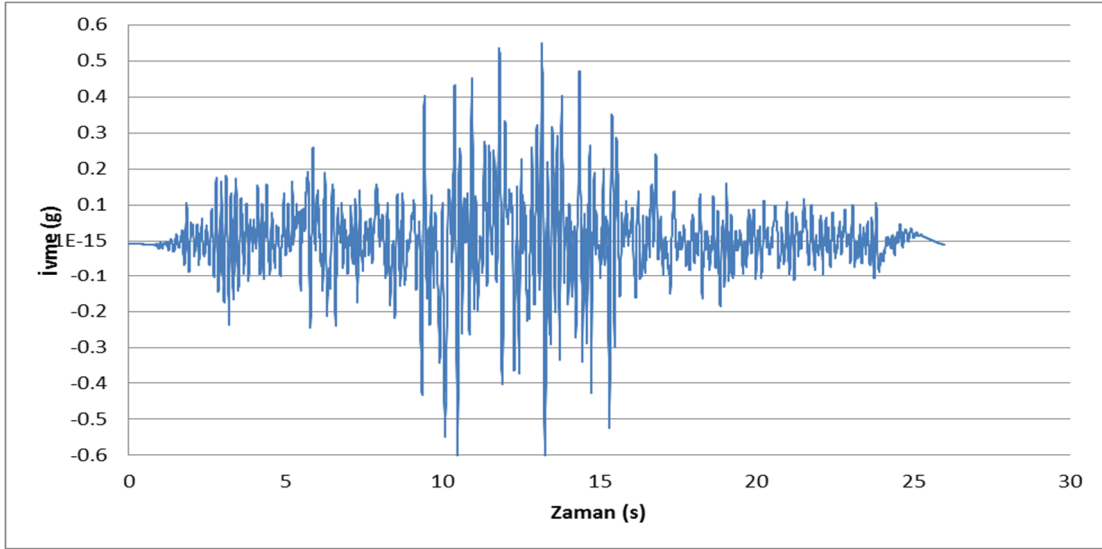
Şekil 6.3 : Düzce Depremi Kuzey-Güney Bileşeni.



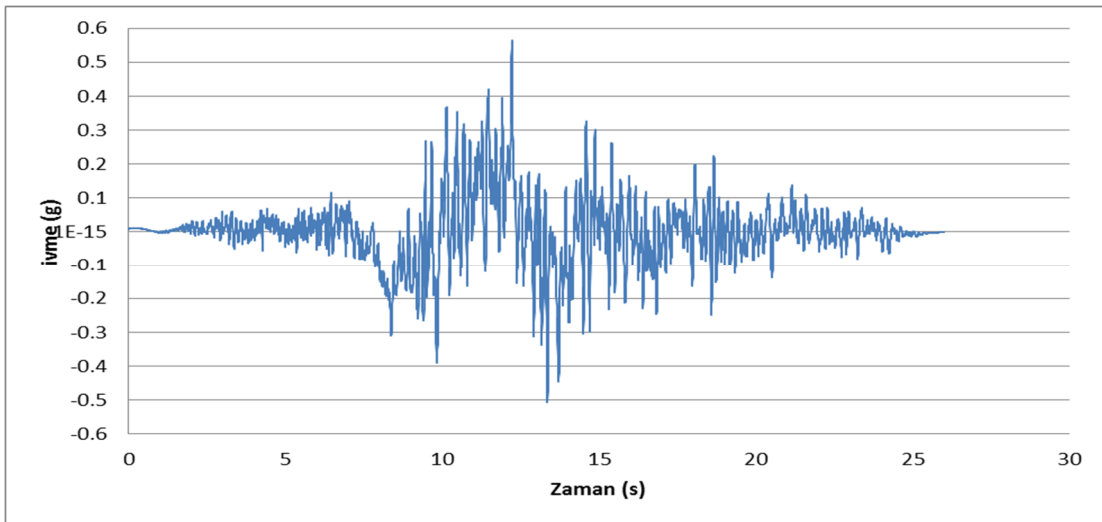
Şekil 6.4 : Manjil Depremi Doğu-Batı Bileşeni.



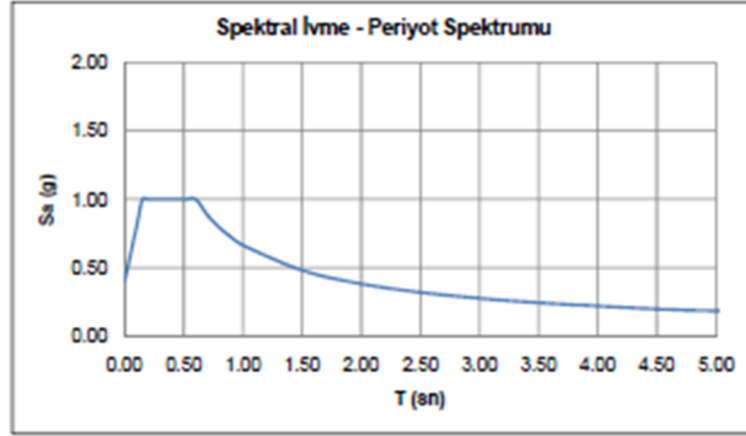
Şekil 6.5 : Manjil Depremi Kuzey-Güney Bileşeni.



Şekil 6.6 : Kocaeli Depremi Doğu-Batı Bileşeni.



Şekil 6.7 : Kocaeli Depremi Kuzey-Güney Bileşeni.



Şekil 6.8 : Tasarım Depremine Ait Spektral İvme-Periyot Spektrum Eğrisi.

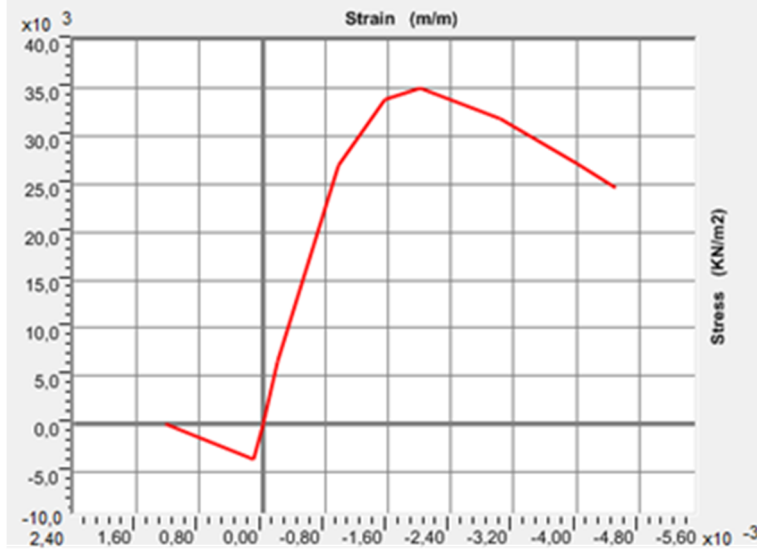
Deprem ivme kayıtları benzeştirilirken DBYBHY 2007’de sağlanması gereken koşulların kontrolleri şu şekilde yapılmıştır;

- Kuvvetli yer hareketinin süresi, binanın birinci doğal titreşim periyodunun 5 katından ve 15saniyeden kısa olmayacaktır.
- Deprem yer hareketinin sıfır periyoda karşı gelen spektral ivme değerlerinin ortalaması A_0g ’ den küçük olmayacaktır.
- Her bir ivme kaydına göre %5 sönüm oranı için bulunan spektral ivme değerlerinin ortalaması, göz önüne alınan deprem doğrultusundaki birinci periyot T_1 ’ e göre $0.2T_1$ ve $2T_1$ arasındaki periyotlar için $S_{ac}(T)$ elastik spektral ivmelerinin %90’ından daha az olmayacaktır [3].

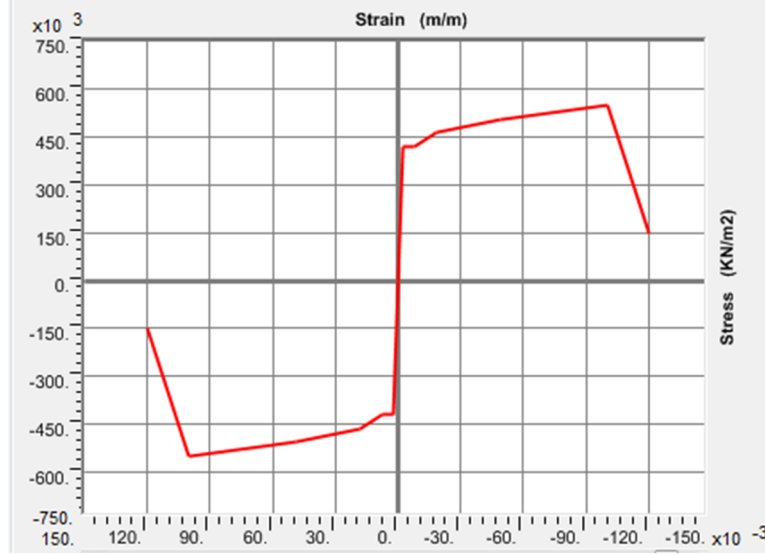
Yapının hakim periyodunun 1.61 saniye olması ve kullanılan yer hareketlerinin süresinin en az 25 saniye olması birinci kriterin sağlandığı anlamına gelmektedir. Diğer kriterlerin kontrolünün yapılmasına gerek yoktur. Çünkü ivme kayıtları yönetmelikteki spektrum eğrisi ile benzeştirilmiş olduğundan bu kriterleri sağlamaktadır.

6.3.3 SAP2000 programında oluşturulan malzeme modelleri

Binada yapısal elemanlar için kullanılan beton sınıfı C35, donatı çeliği kalitesi S420 olarak alınmıştır. Malzemelerin sınır değerleri DBYBHY 2007 Ek 7B’ye uygun olarak belirlenmiştir. Şekil 6.9’da sargısız beton malzeme modeline ait gerilme-şekil değiştirme grafiği, şekil 6.10’da ise donatı çeliği malzeme modeline ait gerilme-şekil değiştirme grafiği gösterilmiştir.



Şekil 6.9 : C35 Betonuna Ait Sargısız Beton Malzeme Modeli.



Şekil 6.10 : S420 Donatı Çeliğine Ait Malzeme Modeli.

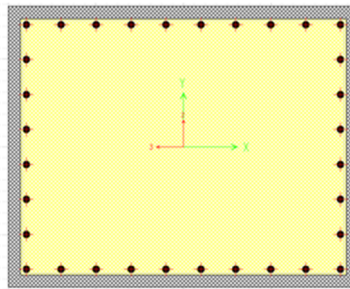
6.3.4 Yapısal elemanların moment-eğrilik bağıntılarının oluşturulması ve akma yüzeylerinin elde edilmesi

Kiriş ve kolonların doğrusal olmayan malzeme modellerinin oluşturulmasında, moment-eğrilik bağıntılarının çıkarılmasında, normal kuvvet-moment etkileşim diyagramlarının (akma yüzeylerinin) tanımlanmasında ve hasar bölgelerini belirleyen beton ve donatı çeliği sınır şekil değiştirmelerinin belirlenmesinde SAP2000 V.17.1.1 programının “SECTION DESIGNER” ara yüzü kullanılmıştır. Kolonlar eksenel kuvvet etkisi altında oldukları için moment-eğrilik bağıntıları ile birlikte akma yüzeylerinin de hesaplanması gerekir, kirişlerde ise eksenel kuvvet bulunmadığı için sadece moment-eğrilik bağıntılarının hesaplanması yeterlidir.

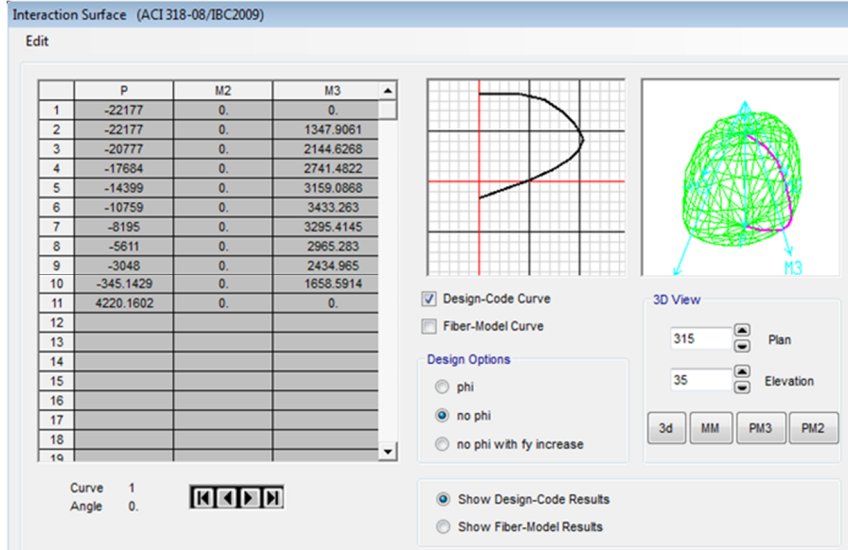
Mevcut boyut ve donatı yerleşimine göre kolon ve kirişler Section Designer’da tasarlanarak moment-eğrilik bağıntıları ve akma yüzeyleri belirlenir. Bu tasarlama sırasında kesitler için kabuk betonu, çekirdek betonu ve donatı çeliği olmak üzere üç farklı malzeme modeli tanımlanmıştır. Kolon ve kirişlerin sargılı malzeme modellerinde sargı donatıları ve miktarları birebir dikkate alınmıştır.

6.3.4.1 Yapısal elemanların moment-eğrilik bağıntılarının oluşturulması ve akma yüzeylerinin elde edilmesi

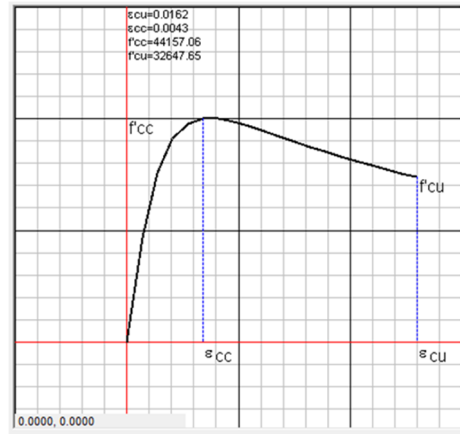
Şekil 6.11’de Section Designer’da tanımlanan bir kolon kesiti verilmiştir. Bu kolon kesitinin sırası ile siyah ile tanımlı kısmı Mander sargısız beton (kabuk betonu) modeline, sarı ile tanımlı kısmı Mander sargılı beton (çekirdek betonu) modeline ve kesitte görülen tüm donatılar da pekleşmeli donatı çeliği malzeme modeline sahiptir. Kesite ait malzeme modelleri şekil 6.12, şekil 6.13 ve şekil 6.14’te gösterilmiştir. Bu malzeme modellerinden sargısız beton malzeme modeli ile donatı çeliği malzeme modeli tüm eleman kesitleri için aynıdır, sargılı beton malzeme modeli ise her kesitin içinde bulundurduğu sargı özelliklerine göre değişmektedir. Kolon kesitine ait moment-eğrilik grafiği Section Designer’da otomatik olarak elde edilmiş ve şekil 6.14’te gösterilmiştir. Bunun için Section Designer’ın “Show Moment Curvature-Curve” özelliği kullanılmıştır. Diğer kolon tipleri için de benzer çalışmalar yapılmıştır. Kolonlara ait hesaplanan plastik mafsallık özellikleri çizelge 6.3’te görülmektedir.



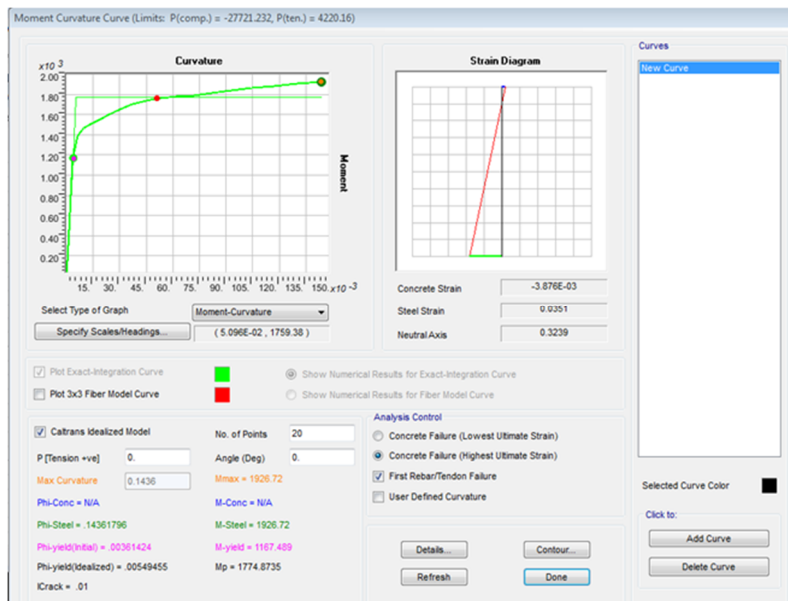
Şekil 6.11 : Section Designer’da Tanımlanan C100/80 Kolonu.



Şekil 6.12 : Section Designer’da Kolonun Akma Yüzeylerinin Elde Edilmesi.



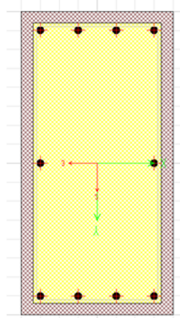
Şekil 6.13 : Section Designer’da Kolonun Mander Sargılı Beton Modeli.



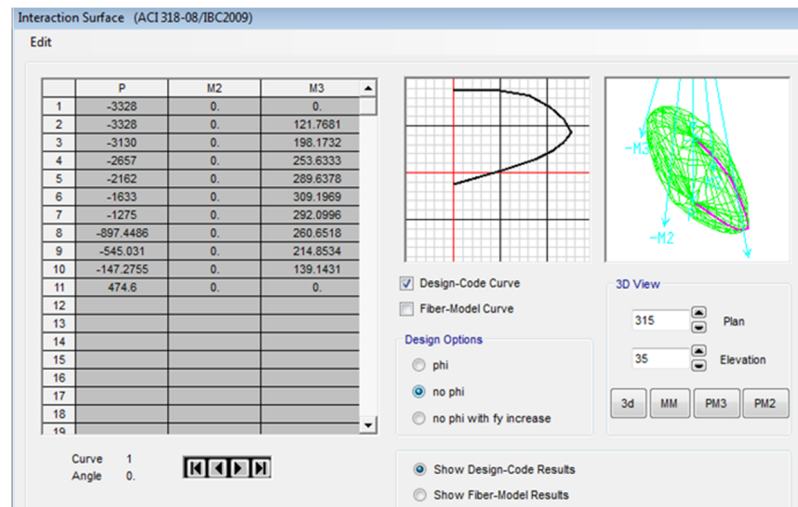
Şekil 6.14 : Section Designer’da Kolon Moment-Eğrilik Bağıntısının Elde Edilmesi.

6.3.4.2 Kirişlerin moment-eğrilik bağıntılarının ve akma yüzeylerinin belirlenmesi

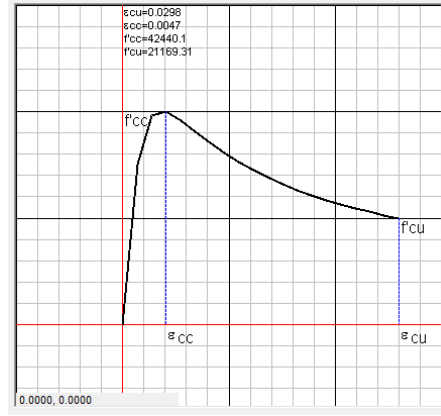
Şekil 6.15'te Section Designer'da tanımlanan bir kiriş kesiti verilmiştir. Bu kiriş kesitinin sırası ile siyah ile tanımlı kısmı Mander sargısız beton (kabuk betonu) modeline, sarı ile tanımlı kısmı Mander sargılı beton (çekirdek betonu) modeline ve kesitte görülen tüm donatılar da pekleşmeli donatı çeliği malzeme modeline sahiptir. Kesite ait malzeme modelleri şekil 6.16, şekil 6.17 ve şekil 6.18'de gösterilmiştir. Bu malzeme modellerinden sargısız beton malzeme modeli ile donatı çeliği malzeme modeli tüm eleman kesitleri için aynıdır, sargılı beton malzeme modeli ise her kesitin içinde bulundurduğu sargı özelliklerine göre değişmektedir. Kiriş kesitine ait moment-eğrilik grafiği Section Designer'da otomatik olarak elde edilmiş ve şekil 6.18'de gösterilmiştir. Bunun için Section Designer'ın "Show Moment Curvature-Curve" özelliği kullanılmıştır. Diğer kirişler tipleri için de benzer çalışmalar yapılmıştır. Kirişlere ait hesaplanan plastik mafsallık özellikleri çizelge 6.4'te görülmektedir.



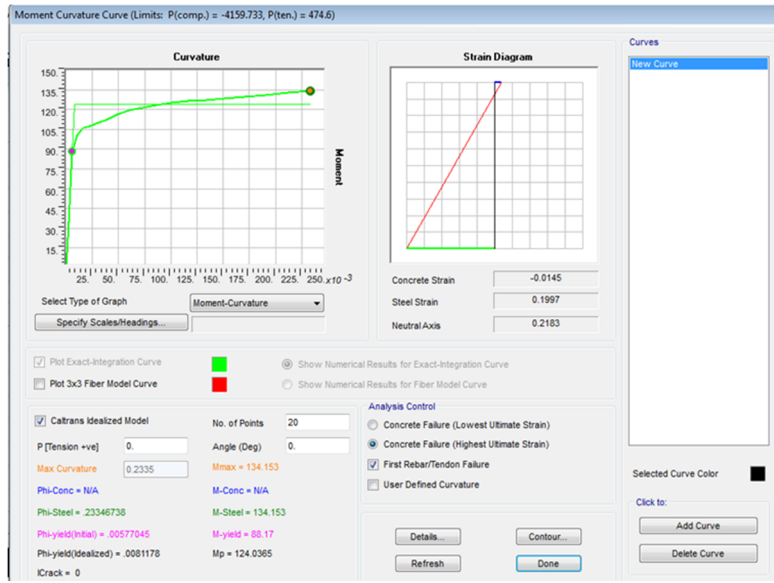
Şekil 6.15 : Section Designer'da B25/50 Kirişi.



Şekil 6.16 : Section Designer'da Kirişin Akma Yüzeylerinin Elde Edilmesi.



Şekil 6.17 : Section Designer’da Kirişin Mander Sargılı Beton Modeli.



Şekil 6.18 : Section Designer’da Kirişin Moment-Eğrilik Bağıntısının Elde Edilmesi.

Çizelge 6.3 : Kolonlara Ait Plastik Mafsallık Özellikleri.

KOLON TİPİ	EKSENEL YÜKLER (kN)	AÇI (DERECE)	AKMA EĞRİLİĞİ (1/m)	AKMA MOMENTİ (kNm)	EN BÜYÜK EĞRİLİK (1/m)	EN BÜYÜK PLASTİK EĞRİLİK (1/m)	MAFSAL BOYU(m)	EN BÜYÜK PLASTİK DÖNME(rad)
C30/90	P=3326.55 (%15)	0 90	0.0052	920.19	0.1042	0.0990	0.1500	0.0149
	P=9979.65 (%45)	0 90	0.0182	432.89	0.1650	0.1468	0.4500	0.0660
C90/30	P=1114.5(%15)	0 90	0.0153	302.94	0.0339	0.3237	0.4500	0.1457
	P=3343.5 (%45)	0 90	0.0055	1262.70	0.0537	0.0482	0.1500	0.0720
C80/0	P=1114.5(%15)	0 90	0.0058	1201.94	0.0521	0.0463	0.4000	0.0185
	P=3343.5 (%45)	0 90	0.0062	1662.00	0.0350	0.0288	0.4000	0.0115
C100/80	P=1321.35(%15)	0 90	0.0055	2666.09	0.1034	0.0979	0.5000	0.0900
	P=3964.05 (%45)	0 90	0.0052	4672.98	0.0385	0.0333	0.4000	0.0133

Çizelge 6.4 : Kirişlere Ait Plastik Mafsallık Özellikleri.

KİRİŞ TİPİ	AKMA EĞRİLİĞİ (1/m)	AKMA MOMENTİ (kNm)	EN BÜYÜK EĞRİLİK	EN BÜYÜK PLASTİK EĞRİLİK(1/m)	MAFSAL BOYU(m)	EN BÜYÜK PLASTİK DÖNME(rad)
B25/50	0.0082	124.0400	0.2335	0.2500	0.0564	0.2254
B50/70	0.0040	539.2500	0.1606	0.3500	0.0548	0.1566
B35/100	0.0063	859.0600	0.1722	0.5000	0.0829	0.1658

6.3.5 Kolon ve kirişler için plastik mafsalların oluşturulması

SAP2000 çubuk elemanlar için plastik mafsallık tanımlamalarında FEMA-356 (Federal Emergency Management Agency) ve ATC-40 (Applied Technology Council) tarafından hazırlanan plastik mafsallık yaklaşımlarını elemanlara otomatik olarak atayabilmektedir. Ancak bu atamalarda plastik özellikler yaklaşık olarak hesaplandığından ve çalışma kapsamında daha kesin sonuçlar almak maksadıyla tüm kesitlerin plastik mafsallık özellikleri, Section Designer arayüzünde hesaplanıp programa kullanıcı tanımlı olarak girilmiştir. Bu aşamada kolon ve kirişlerin plastik mafsallık özellikleri Hinge Properties menüsünde tanımlanarak oluşturulmuştur. Bu tanımlamalar yapılırken kirişlerin eksenel kuvvet almadığı ve sadece basit eğilmeye çalıştığı varsayılarak M3 plastik mafsallık özelliği seçilmiştir. Kolonlarda ise eksenel kuvvet ve birleşik eğilme söz konusu olduğu için P-M2-M3 plastik mafsallık özelliği kullanılmıştır. Eleman plastik şekil değiştirmelerinin sadece eleman uçlarında (ek olarak eleman orta noktalarına da plastik mafsallar yerleştirilebilir) olduğu varsayılarak plastik mafsallar buralara yerleştirilmiştir. Yerleştirme yapılırken çubuk elemanlarının boylarının 0.01'i ve 0.99'u seçilmiştir.

6.3.5.1 Kolon ve kirişler için plastik mafsalların oluşturulması

Kirişler için plastik mafsallar tanımlanırken Hinge Properties menüsü kullanılır ve buraya daha önce hesaplanan moment-eğrilik değerleri girilerek M3 plastik mafsallık oluşturulur, şekil 6.19'da B25/50 kirişi için tanımlanan plastik mafsallık özellikleri görülmektedir.

Sap2000'de plastik mafsallık tanımlanırken A, B, C, D, E gibi beş farklı nokta karşımıza çıkmaktadır. Bu noktalardan A noktası sıfırı temsil eder ve veri girişi yapılamaz. B noktası akma sınırını temsil eder ve bu noktaya kadar kesitte herhangi bir plastik şekil değiştirme meydana gelmez çünkü B noktasının plastik dönme değeri 0'dır. C noktası ise kesitin güç tükenme noktasıdır ve istenirse bu noktadan

sonra (D ve E noktaları için) kapasite belli miktarda azaltılarak bir miktar daha yük taşınabilir. Burada plastik mafsalları özellikleri dönmeye bağlı ya da eğriliğe bağlı olarak girilebilir, bu çalışma kapsamında dönmeye bağlı veri girişi seçilmiştir. Momentler tanımlanırken programın ölçekleme özelliği kullanılarak C, D ve E noktaları için B noktasının (akma momentinin) moment değeri referans alınmıştır. Aynı şekilde dönme değerleri için ise akma momentinin (B noktasının) plastik dönme değeri 0 kabul edilerek ölçek değeri 1 alınıp C, D ve E noktalarının plastik dönme değerleri direkt olarak girilmiştir.

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	-0.2	-0.07
D	-0.2	-0.0564
C	-1	-0.0564
B	-1	0
A	0	0
F	1	0.0564

Şekil 6.19 : SAP2000 Kiriş Kesitleri İçin M3 Mafsalları Veri Girişi.

6.3.5.2 Kolonlara plastik mafsalların tanımlanması ve atanması

Kolonlar için de plastik mafsallar Hinge Properties menüsünden tanımlanır. Burada kolonlar için daha önce hesaplanan moment-eğrilik değerleri ve akma yüzeyleri kullanılarak P-M2-M3 plastik mafsalları oluşturulur. Kolonlar için plastik mafsalları özellikleri tanımlanırken daha önce belirtilen iki adet eksenel kuvvet (P1 ve P2) ve kesitlerin simetri özelliğinden dolayı iki adet açı (0 ve 90 derece) kullanılmıştır. Kirişlerin plastik mafsalları tanımlamaları sırasında anlatılan ölçek katsayısı ise burada 1 alınmıştır. Şekil 6.21'de tanımlanan eksenel kuvvetler ve açılar için daha önce hesaplanan moment-plastik dönme ilişkileri girilmektedir. Her eksenel kuvvet için 0 ve 90 derece olmak üzere iki adet yani toplamda bir kolon için dört adet moment-dönme ilişkisi tanımlanmıştır. Kolonlar için tanımlanacak olan etkileşim yüzeyleri kullanıcı tanımlı olarak girilmiştir. Etkileşim yüzeyleri kolonların simetri

özelliğinden dolayı 0 ve 90 derece arasında tanımlanmıştır. Bu tanımlama 0, 30, 60 ve 90 derece açılara sahip dört adet eğri ile yapılmıştır. Her eğrinin 11 adet P, M2, M3 noktası bulunmaktadır. Bu eğrilerin oluşturulması sırasında programın veri girişine uyulmuş ve tüm eğrilerin konveks özellik göstermesi sağlanmıştır.

Moment Rotation Data for C30/90 - Interacting P-M2-M3

Units: KN, m, C

Current Curve - Curve #2
Force #1; Angle #2

Point	Moment/Yield Mom	Rotation/SF
A	0.	0.
B	1.	0.
C	1.	0.066
D	0.2	0.066
E	0.2	0.07

Acceptance Criteria (Plastic Deformation / SF)

- Immediate Occupancy: 3.000E-03
- Life Safety: 0.012
- Collapse Prevention: 0.015

3D View

Plan: 315, Elevation: 35, Aperture: 0

3D, RR, MR3, MR2, Highlight Current Curve

Moment Rotation Information

- Symmetry Condition: Double
- Number of Axial Force Values: 2
- Number of Angles: 2
- Total Number of Curves: 4

Angle Is Moment About

- 0 degrees = About Positive M2 Axis
- 90 degrees = About Positive M3 Axis
- 180 degrees = About Negative M2 Axis
- 270 degrees = About Negative M3 Axis

Şekil 6.20 : SAP2000 Kiriş Kesitleri İçin P-M2-M3 Mafsali Veri Girişi.

P-M2-M3 Interaction Surface Definition for C30/90

User Interaction Surface Options

- ☐ Circular Symmetry
- ☒ Doubly Symmetric about M2 and M3
- ☐ No Symmetry

Number of Curves: 4
Number of Points on Each Curve: 11

Scale Factors (Same for All Curves)

P: 1, M2: 1, M3: 1

First and Last Points (Same for All Curves)

Point	P	M2	M3
1	-7430.	0	0
11	1350.72	0	0

Interaction Surface Requirements - Doubly Symmetric

- A minimum of 3 P-M2-M3 curves are specified.
- P (tension positive) increases monotonically.
- M2 = M3 = 0 at the first and last points.
- First curve has all M3 = 0 and all M2 >= 0.
- Then one or more curves has all M2 > 0 and all M3 > 0.
- Last curve has all M2 = 0 and all M3 > 0.
- As the curve number increases, a specific point number should have an increasing M3 and a decreasing M2.
- Each curve must be convex and the interaction surface as a whole must be convex (no dimples in surface).

Interaction Curve Data

Point	P	M2	M3
1	-7430.	0.	0.
2	-7429.	0.	468.1454
3	-7028.	0.	757.3445
4	-5995.	0.	971.3942
5	-4915.	0.	1110.0382
6	-3724.	0.	1185.135
7	-2753.	0.	1141.0178
8	-1795.	0.	1013.1809
9	-836.283	0.	801.6246
10	142.6899	0.	497.7798
11	1350.72	0.	0.

3D Plot

Plan: 315, Elevation: 25, Aperture: 0

Show All Lines, Hide P Direction Lines, Hide M2-M3 Lines, Highlight Current Curve

Şekil 6.21 : SAP2000'de Kolon Kesitlerinin Etkileşim Yüzeyleri Veri Girişi.

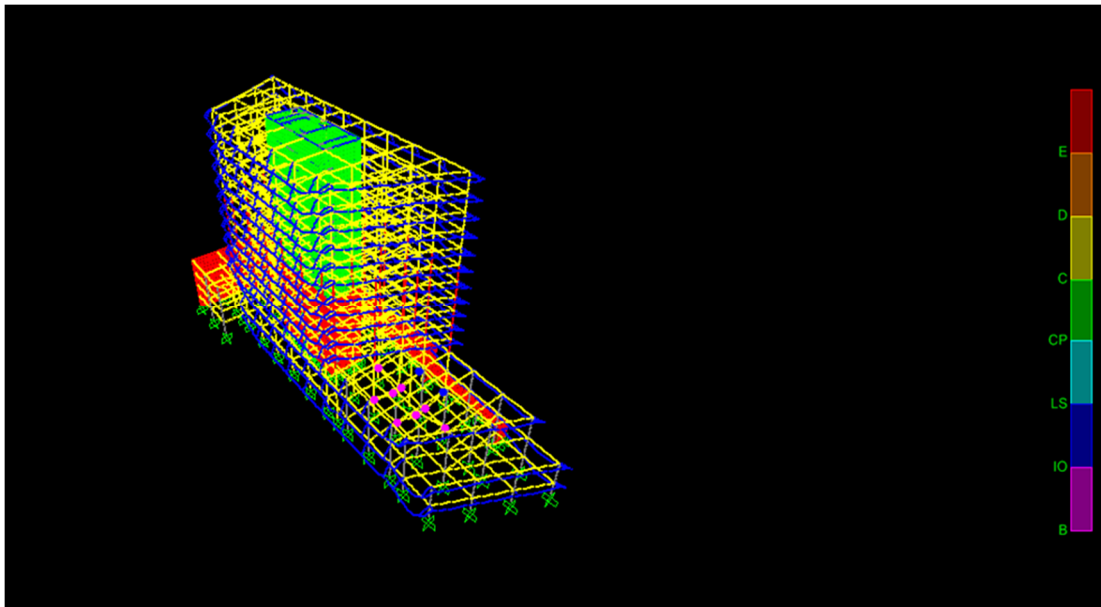
6.3.6 Perdeler için doğrusal olmayan malzeme davranışı gösteren çok katmanlı kabuk elemanların tanımlanması

Bu çalışma kapsamında ilk 5 kattaki perde elemanların hepsi doğrusal olmayan davranış gösteren katmanlı kabuk elemanlar ile diğer üst katlardaki perdeler ise doğrusal davranış gösteren elemanlar ile modellenmiştir. Perdelerin çok katmanlı kabuk elemanlar ile modellenmesinden önce perdelerin başlık ve gövde kısımlarında kullanılacak malzeme modelleri tanımlanmalıdır. Çalışmada ortalama bir donatı alınarak doğrusal olmayan davranış gösteren tek bir malzeme modeli tanımlanmıştır. Örnek olarak 30 cm kalınlığındaki perdeler için tanımlanan doğrusal olmayan beton modeli şekil 6.22’de gösterilmektedir.

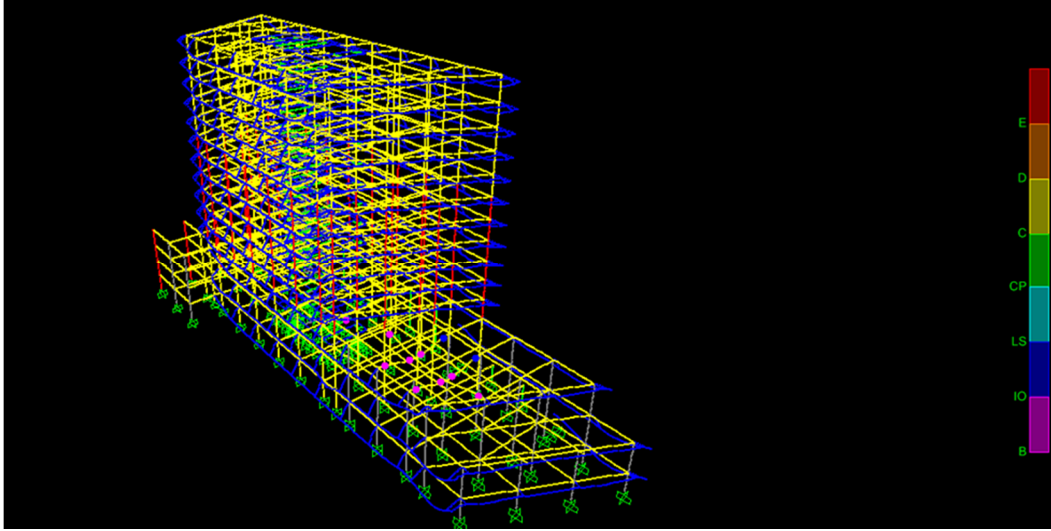
Şekil 6.22 : Perdelerde Doğrusal Olmayan Katmanlı Kabuk Elemanların Veri Girişi.

6.4 Analiz Sonuçları

Doğrusal olmayan zaman tanım alanında analizde yapı öncelikle düşey yükler altında analiz edilir ve bu analiz sonuçları dinamik analizin başlangıç koşullarını oluşturur. Sonraki aşamada ise Sap 2000 programında yapılan analiz sonucunda elemanların plastik dönme değerleri alınıp bu değerler plastik mafsallara bölünerek plastik eğrilikler elde edilir. Her kesit için akma eğrilikleri Priestley-Calvi-Kowalsky denklemleri ile hesaplanır. Akma eğriligi ile plastik eğrilik toplanarak toplam eğrilik bulunur. Elemanların bu eğrilik değerlerine karşı gelen betonun şekil değiştirmeleri ve donatı çeliğinin şekil değiştirme değerleri bulunur. En sonda ise bu şekil değiştirme değerleri deprem yönetmeliğindeki hasar seviyelerini gösteren şekil değiştirme değerleriyle kıyaslanır ve yapının her elemanının hasar seviyesi elde edilir. Analizler neticesinde 3 deprem kaydından maksimum sonuçları veren kayıt Düzce Depremi Doğu-Batı istasyon kayıdır. Bu kaydın etkileri ve değerleri bu çalışmada sunulacaktır. Analiz sonrası yapıda bu deprem kaydı etkisinde oluşan mafsallar X yönü için şekil 6.23, Y yönü için ise şekil 6.24'te gösterilmiştir. Sistemdeki mafsallaşmalara bakıldığında kolonlar mafsallaşmamışlardır. Kirişlerdeki mafsallaşmalar ikinci katta ve dördüncü katta oluşmaktadır.



Şekil 6.23 : Düzce Depremi X Yönü Etkisinde Oluşan Plastik Mafsallar.



Şekil 6.24 : Düzce Depremi Y Yönü Etkisinde Oluşan Plastik Mafsallar.

Kirişlerin Hasar Durumlarının İncelenmesi

Çözümleme sonuçlarında tüm kirişlere bakıldığında hiç bir kiriş ileri Hasar Bölgesi'ne geçmemiştir. Kirişlerin birkaçı plastikleşme momentine erişmiştir ve Belirgin Hasar Bölgesi'ne geçmiştir. Çizelge 6.5'te X doğrultusunda etkitilen Düzce depremi sonucu özet hasar tablosu verilmiştir. Çizelge 6.6'da ise Y doğrultusunda etkitilen Düzce depremi sonucu özet hasar tablosu verilmiştir.

Aşağıda Düzce X deprem yüklemesi sonucu örnek olarak seçilen bir B50/70 SD2 kirişine ait kesme kapasitesi kontrolü yapılmıştır. Kesme kuvveti kapasitesi hesabında kiriş uç noktasındaki kesit özelliklerine bağlı olarak betonun ve donatı çeliğinin (enine donatı-etriye) kesme kuvvetine karşı olan katkıları örnek olarak aşağıdaki hesapla dikkate alınmıştır.

Betonun katkısı [18]:

$$V_c = 0.8 \times 0.65 \times f_{ctd} \times b_w \times d = 0.8 \times 0.65 \times 1.38 \times 460 \times 660 \times 10^{-3} = 217.86 \text{ kN}$$

Enine donatının katkısı:

Etriye 2x2Φ10/10

$$V_s = A_s f_{yd} \frac{d}{s} = \frac{314 \times 365 \times 660}{100} \times 10^{-3} = 756.43 \text{ kN}$$

Kesme kuvveti istemi $V_{max} = 705 \text{ kN}$

$$V_{max} = V_c + V_s = 756.43 + 217.86 = 974.29 \text{ kN}$$

Kesit kesme kuvveti açısından yeterlidir.

Çizelge 6.5 : X Doğrultusu Deprem Sonucu Hasar Gören Kirişler.

Plastik Mafsalsal Tipi	Eleman No	ϕ_p	ϕ_y	ϕ_t	ϵ_c	ϵ_s	Hasar Sınırı
B25/50_SD	3453H1	0.01548	0.0042	0.01968	0.00212	0.017413	GV
B50/70_SD	160H1	0.01414	0.0030	0.017143	0.00205	0.014893	GV
B50/70_SD	127H1	0.0160	0.0030	0.019000	0.00224	0.016239	GV
B50/70_SD	157H1	0.02371	0.0030	0.026714	0.00301	0.021823	GV
B50/70_SD	161H1	0.0164	0.0030	0.0194	0.00228	0.016529	GV
B50/70_SD	166H1	0.01663	0.0030	0.019629	0.00230	0.016695	GV
B50/70_SD	89H1	0.01774	0.0030	0.020743	0.00241	0.017503	GV
B50/70_SD	91H1	0.02286	0.0030	0.025857	0.00293	0.021211	GV

Çizelge 6.6 : Y Doğrultusu Deprem Sonucu Hasar Gören Kirişler.

Plastik Mafsalsal Tipi	Eleman No	ϕ_p	ϕ_y	ϕ_t	ϵ_c	ϵ_s	Hasar Sınırı
B25/50_SD	3453H1	0.01184	0.0042	0.01604	0.00182	0.014906	GV
B50/70_SD	160H1	0.011	0.003	0.014	0.00174	0.012614	GV
B50/70_SD	127H1	0.012	0.003	0.015	0.00184	0.013339	GV
B50/70_SD	157H1	0.01943	0.003	0.022429	0.00258	0.018725	GV
B50/70_SD	161H1	0.014	0.003	0.017	0.00204	0.014789	GV
B50/70_SD	166H1	0.01286	0.003	0.015857	0.00193	0.013961	GV
B50/70_SD	89H1	0.01429	0.003	0.017286	0.00207	0.014996	GV
B50/70_SD	91H1	0.01686	0.003	0.019857	0.00233	0.016861	GV

B50/70_SD kesitli 157H1 eleman numaralı kiriş için örnek hesap [15];

$$b=50\text{cm}$$

$$h=70\text{cm}$$

$$l_p=0.35\text{m}$$

$$\theta_p = -0.0083 \text{ rad}$$

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} = \frac{0.0083}{0.35} = 0.0237 \text{ rad/m}$$

$$\phi_y = 1.9\epsilon_{sh}/h = 1.9 \cdot 0.0011 / 0.35 = 0.0030 \text{ rad/m}$$

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p = 0.0030 + 0.0237 = 0.0267 \text{ rad/m}$$

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

$$\epsilon_c = 0.0030 < \epsilon_{MN} = 0.0035 \quad (\epsilon_s)_{MN} = 0.01 < \epsilon_s = 0.021 < (\epsilon_s)_{GV} = 0.04$$

Buna göre, kesit hasar bölgesi *belirgin hasar bölgesi* olarak belirlenir.

6.4.1 Kolonların hasar durumlarının incelenmesi

Sisteme X ve Y doğrultularında yönetmelik kaideleri çerçevesinde üçer adet yer ivmesi etkilmiştir. Bu etkilerin sonucunda kolonlarda plastikleşmeler oluşmamıştır.

6.4.2 Perdelerin hasar durumlarının incelenmesi

Modeldeki perdeler ilk beş kat boyunca doğrusal olmayan malzeme özelliği gösteren katmanlı kabuk elemanlardan, üst katlar ise doğrusal malzeme özelliği gösteren kabuk elemanlardan oluşturulmuştur. Bu katmanlı kabuk elemanların çeşitleri, özellikleri, oluşturulmaları ve atanmaları daha önceki kısımlarda anlatılmıştı. Burada, modele etkitilen 6 adet yer ivmesi sonucu olarak bulunan katmanlı kabuk elemanlardaki birim şekil değiştirmelerin maksimumları alınarak DBHBHY 2007'deki birim şekil değiştirme hasar sınırları ile karşılaştırılması yapılacaktır.

Yapılan çözümlemeler sonucunda her bir deprem etkisi için birinci kat perdelerin maksimum birim şekil değiştirmeler bulunmuştur. Bulunan bu birim şekil değiştirmelerin tüm depremler için (X ve Y doğrultularındaki toplam 6 adet deprem) maksimumları alınmıştır ve perdelerde de beton ya da donatı çeliğinde hasar oluşmadığı görülmüştür.

SAP2000'de perdelerin hasar düzeyleri belirlenmesinde perde taşıyıcı elemanları analiz modeli yapılırken, iki boyutlu (shell) eleman olarak modellendiği için elemanların kenarlarından uzama değerleri direkt olarak okunabilmektedir. Bu okunan değerler yapı elemanı boyuna bölünerek beton ve donatıdaki birim şekil değiştirme değerleri elde edilip yapının hasar bölgesi kolayca belirlenmektedir.

Sap2000 modelinden Düzce depremi X yönü için okunan maksimum yanal deplasman 0.001057m'dir. Yapı elemanı boyu 4.3 m'dir. Perdeler için maksimum birim şekil değiştirme;

$$\varepsilon_c = 0.001057 / 4.30 = 0.000246 < \varepsilon_{MN} = 0.0035$$

6.4.3 Bina performans seviyesinin belirlenmesi

Mevcut binaya ait yapılmış olan zaman tanım alanında doğrusal olmayan performans değerlendirmesi sonucunda yapı için performans seviyesi olarak,

- Kirişler için X doğrultusunda sadece %1.00'inin Belirgin Hasar Bölgesinde olduğu,dolayısıyla Can Güvenliği Performans Düzeyi kriterlerinin sağlandığı ve Y doğrultusunda da sadece %1.00'inin Belirgin Hasar Bölgesinde olduğu Can Güvenliği Performans Düzeyi kriterlerinin sağlandığı,
- Kolonlar için X ve Y doğrultularında hasar olmadığı gözlenmiştir,dolayısıyla Can Güvenliği Performans Düzeyi kriterlerinin sağlandığı,
- Perdeler için X ve Y doğrultularında hasar olmadığı gözlenmiştir,dolayısıyla Can Güvenliği Performans Düzeyi kriterlerinin sağlandığı,

görülmektedir. Bu sonuçlara bağlı olarak mevcut bina taşıyıcı sisteminin 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan Tasarım Depremi etkisi altında “Belirgin Hasar Durumu”nda olduğu ortaya çıkmaktadır. Bu deprem düzeyi ile binanın kullanım türü ve amacı için TDY 2007 Tablo 7.7’de verilen öngörülen minimum performans hedefi ise “Hemen Kullanım Performans” seviyesidir.

7. SONUÇ VE ÖNERİLER

7.1 Sonuçların Değerlendirilmesi

Bu çalışmada, 2007 Türk Deprem Yönetmeliği Bölüm 7’de bulunan Mevcut Binaların Değerlendirilmesi ve Güçlendirilmesi kısmı esas alınarak, 15 katlı mevcut betonarme bir binanın deprem performansının belirlenmesi amacıyla doğrusal olmayan değerlendirme yöntemlerinden Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi seçilerek analiz yapılmış ve elde edilen sonuçlar değerlendirilmiştir.

Mevcut bina, DBYBHY 2007’ye göre öngörülen minimum performans hedefi olan 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem düzeyinde Hemen Kullanım Performans Hedefi’ni sağlamıştır.

Çalışma kapsamında yapı sistemlerinin doğrusal olmayan çözümlemesi ve davranışı hakkında ayrıntılı bilgiler verilmiş ve doğrusal olmayan sistemlerin hesap yöntemlerinden olan Zaman Tanım Alanında Doğrusal Elastik Olmayan Hesap Yöntemi incelenmiştir. Bunun yanında doğrusal olmayan davranış kapsamında süneklik kavramı ve kapasite tasarımı hakkında geniş bilgilere yer verilmiştir. Ayrıca tez kapsamında da uygulanan doğrusal olmayan davranış modellerinden olan yayılı plastisite (meydana gelen plastikleşmenin sistem elemanları üzerinde yayılı halde bulunması-doğrusal olmayan malzeme özellikli katmanlı kabuk elemanlar) ve yığılı plastisite (meydana gelen plastikleşmenin sistem elemanları üzerinde sadece belirli kesitlerde toplandığı kabulü ve bu kesitler arasında sistemin doğrusal davranış göstermesi-plastik mafsallar) kavramlarına değinilmiş, özellikle yığılı plastisite modeli olan plastik mafsallı hipotezi üzerinde durulmuştur. Çalışmanın diğer bir bölümünde performans kavramı incelenmiş ve DBYBHY 2007 Bölüm 7’nin performans yaklaşımı doğrusal olmayan çözümleme yöntemlerinden Zaman Tanım Alanında Doğrusal Elastik Olmayan Hesap Yöntemi çerçevesinde ayrıntılı olarak sunulmuştur.

Tez çalışması kapsamında sayısal inceleme olarak ele alınan Bölüm 6’ya yönelik değerlendirmeler aşağıda anlatılmıştır.

İlk olarak, mevcut 15 katlı binaya ait modelin hazırlanması sırasında kalıp planında modelleme ve yorumlama kolaylıkları sağlamak amacıyla bazı değişiklikler yapılmıştır. Bu değişiklikler 6.2 Bina Genel Bilgileri başlığı altında incelenebilir.

SAP2000 ortamında sistem modeli kurulduktan sonra bir doğrusal analiz yapılmış ve sistemdeki tüm perde, kolon ve kirişler için yönetmelik kaideleri çerçevesinde etkin (çatlamış kesit-(EI)_e) eğilme rijitlikleri kullanılmıştır.

Doğrusal elastik olmayan çözümleme kapsamında kullanıcı tanımlı olarak modeldeki tüm kolonların her iki ucuna P-M2-M3 plastik mafsalları, tüm kirişlerin her iki ucuna ise M3 plastik mafsalları atanmıştır. Modeldeki perdeler de ilk beş katta doğrusal elastik olmayan malzeme özellikli katmanlı kabuk (nonlinear layered shell) elemanlar ile diğer üst katlarda ise çözümleme süresini kısaltmak için doğrusal elastik malzeme kabulü içeren kabuk elemanlar ile modellenmiştir.

Çalışma kapsamında gerçek deprem kayıtlarından DBYBHY 2007 kaideleri çerçevesinde benzeştirilerek üretilen üç adet deprem kaydı 15 katlı yapıya “X” ve “Y” doğrultularında olmak üzere Zaman Tanım Alanında Doğrusal Elastik Olmayan Çözümleme Yöntemi kullanılarak uygulanmıştır. Yapılan çözümlemelerde üç adet deprem kaydı kullanılmasından dolayı (yönetmelik gereği) elde edilen sonuçların maksimumları dikkate alınmıştır.

DBYBHY 2007’de konut-ofis tipi yapıların sağlaması gereken minimum performans hedefi “Can Güvenliği Performans Hedefi” olarak belirlenmiştir. Bu performans seviyesinin yönetmelik kaideleri Bölüm 4.6.3’te verilmiştir. Buradan yola çıkarak sonuçlar ele alındığında yapıdaki kirişlerin bir kısmının plastikleştiği fakat hiçbirinin İleri Hasar Bölgesi’ne geçmediği, perdelerin ve kolonların ise hasar almadığı belirlenmiştir. Bu sonuçlar çerçevesinde yapının Hemen Kullanım Performans Düzeyi’ni sağladığı görülmektedir.

Yapının zemin kat düşey taşıyıcı elemanlarındaki $N_d/A_c f_{cm}$ değeri belirtildiği üzere kolonlar için yaklaşık olarak 0.13, perdeler için yaklaşık olarak 0.10 civarlarındadır. Bu düşük normal kuvvet değerleri, kesit sünekliğini dolayısıyla da sistem sünekliğini arttırarak diğer faktörlerle birlikte yapının deprem performansının yüksek olmasını sağlamaktadır. Son olarak çözümleme sonuçlarına bakıldığında, kolonlarda plastikleşmelerin olmadığı gözlenmiştir. Bu duruma sebep olan nedenlerden biri olarak kontrol amaçlı yapılan doğrusal analiz çerçevesinde yapıya etkiyen toplam

deprem (taban kesme) kuvvetinin büyük bir bölümünün perdeler tarafından karşılanıp kolonlara düşen payın az olması gösterilebilir.(DBYBHY 2.5.3, $\alpha_s = 0.90$)

7.2 Öneriler

Bu tez çalışması kapsamında Zaman Tanım Alanında Doğrusal Elastik Olmayan Çözümleme Yöntemi kullanılmıştır. Bu yöntem kapsamında tüm kolon ve kirişlere plastik mafsallar atanmış ilk beş katın perdeleri ise nonlinear kabuk elemanlardan oluşturulmuştur.

Zamandan tasarruf etmek için kolonların plastik mafsal özellikleri belirlenirken 2 adet eksenel kuvvet ve 2 adet açı değeri kullanılmıştır. Daha gerçekçi plastik mafsal davranışı için eksenel kuvvet sayıları ve açı değerleri arttırılabilir. Hatta kolonlar için birleşik eğilme etkisini daha gerçekçi şekilde ele alan ve çevrimsel yüklemelere daha uygun olan fiber mafsallar kullanılabilir. Fakat fiber mafsal kullanımı plastik mafsal kullanımına göre daha uzun analiz süreleri anlamına gelmektedir.

Sistem perdeleri ilk beş katta doğrusal olmayan malzeme özelliği gösteren katmanlı kabuk elamanlar (nonlinear layered shell) ile modellenmiştir ve tüm perdeler yatayda ve düşeyde maksimum genişlikleri 1 metre olacak şekilde programa otomatik olarak böldürülmüştür. Performans değerlendirmesi perdeler için ilk katın kat yüksekliği boyunca beton ve donatı çeliğindeki maksimum birim şekil-değiştirmeleri dikkate alınarak yapılmıştır. Daha kesin sonuçlar elde edilmek istenirse perdeler her katta kat yüksekliği boyunca en az 6 ya da 8 parçaya bölünüp (yaklaşık 0.5 m) bu bölünmüş tüm sonlu eleman parçaları arasındaki birim şekil-değiştirmeler dikkate alınabilir.

Zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan çözümleme sisteme tanımlanırken sistemin yapacağı P- Δ etkileri göz önüne alınmamıştır. P- Δ etkileri altında oluşacak olan ek momentleri sisteme dahil ederek sistemin geometrik anlamda doğrusal elastik olmayan davranışını da ele alarak daha kesin sonuçlar elde edebiliriz fakat bu etkileri sisteme dahil etmek büyük modellerde çözümleme süresini oldukça uzatmaktadır.

Zaman Tanım Alanında Doğrusal Elastik Olmayan Çözümleme Yöntemi kapsamında kullanılan deprem kayıtlarının süreleri oldukça uzun olduğu için çalışma kapsamında bu kayıtların ilk 25 saniyelik kısımları dikkate alınmıştır. Deprem

etkilerinin hepsinin dikkate alınabilmesi için kayıt süreleri kısaltılmadan tümüyle ele alınabilir.

Diğer bir yandan yapılan analizler sırasında elde edilen bazı bilgiler ve bu doğrultudaki öneriler de şöyledir:

Sistemin zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan çözümlemesi SAP2000 V17.1.1 yapı analiz programında “Multi-Threaded Solver” kullanılarak ve Intel Core i7 2670 QM 2.20 GHz işlemci, 6 GB bellek (RAM), 750 GB 2700 rpm HDD özellikleri olan bir bilgisayarda yapılmıştır ve bu koşullar altında 25 saniyelik bir deprem kaydı yaklaşık olarak 10 saat sürmektedir.

Analiz süresinin dolayısıyla da analiz adım sayısının kısaltılmasına rağmen (analiz süresi analiz adım sayısı ile yaklaşık olarak doğru orantılı bir şekilde artmaktadır) 25 saniyelik bir deprem kaydının sonuçları bilgisayar sabit belleğinde yaklaşık 200 GB yer kaplamaktadır. Bilgisayar sabit belleğindeki yetersizlikten dolayı analizler ayrı ayrı yapılmıştır. Bu sebeplerden ötürü büyük modellerde zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan çözümlemeler için kullanılacak olan sabit bellek özellikleri oldukça yüksek değerlerde olmalıdır, en az 2 TB ve 7200 rpm özelliklere sahip sabit bellekler kullanılabilir.

KAYNAKLAR

- [1] **Yüksel, İ. ,** (2005). *Kocaeli Deprem Sempozyumu*, İMO.
- [2] **Arıcı, Y. ,** (2010). *Betonarme Çerçevesi Bir Yapının Deprem Performansının Doğrusal ve Doğrusal Olmayan Analiz Metotları ile Belirlenmesi* (Yüksek Lisans Tezi). İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [3] **DBYBHY,** (2007). Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık İmar ve İskan Bakanlığı, Ankara.
- [4] **Celep, Z. ,** (2008). Betonarme Taşıyıcı Sistemlerde Doğrusal Olmayan Davranış ve Çözümleme, İstanbul.
- [5] **Özer, E. ,** (2009). Yapı Sistemlerinin Lineer Olmayan Hesabı Ders Notları, İstanbul Teknik Üniversitesi.
- [6] **Celep, Z. ,** (2008). Betonarme Taşıyıcı Sistemlerde Kapasite Tasarımı, İMO.
- [7] **Performansa Bağlı Yapısal Tasarım Kursu Teori Bölümü,** 2013 İlkbahar-Yaz.
- [8] **US Army Corps of Engineers,** (2003). Time History Analysis of Concrete Hydraulic Structures, Engineer Manual EM 1110-2-6051, Washington.
- [9] **Grant D. N. , Greening P. D. , Taylor M. L. , Ghosh B. ,** (2008). Seed Record Selection for Spectral matching with RSPMATCH2005, The 14. World Conference on Earthquake Engineering, Beijing.
- [10] Url-1< <http://ngawest2.berkeley.edu/>>, erişim tarihi 23.02.2015.
- [11] **Seismomatch,** Seismosoft, Earthquake Engineering Software Solutions, Messina, Italy.
- [12] **Seismosignal,** Seismosoft, Earthquake Engineering Software Solutions, Messina, Italy.
- [13] **Bajer, C. ,** (2006). Time Integration Methods, Still Questions, Warsaw.
- [14] **Chopra, A. K. ,** (2007). Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering, University of California at Berkeley, Prentice Hall.
- [15] **Englekirk, R. E. ,** (2003). Seismic Design of Reinforced and Precast Concrete Buildings, John Wiley&Sons, Inc.
- [16] **Özer, E. ,** (2009). İleri Yapı Statiği Ders Notları, İstanbul Teknik Üniversitesi.
- [17] **Elnashai, A. S. , Sarno L. D. ,** (2008). Fundamentals of Earthquake Engineering, John Wiley & Sons, Illionis.
- [18] **TS-500,** (2000). Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.

- [19] **Gasparini D. , Vanmarcke E. H. ,** (1976). Simquake A program for Artificial Motion Generation, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge ,MA.
- [20] **Celep, Z. ,** (2011). Yapı Dinamiği, İstanbul.
- [21] **Cebeci, S. ,** (2010). *Betonarme Bir Binanın Deprem Etkisinde Doğrusal Olmayan Statik ve Dinamik Yöntemlerle Değerlendirilmesi* (Yüksek Lisans Tezi). İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [22] **Clough R. W. , Penzien J. ,** (1995). Dynamic of Structures, University of California at Berkeley, Computers & Structures, Inc.
- [23] **Celep, Z. ,** (2011). Betonarme Yapılar, İstanbul.

EKLER

EK A: Projeye Ait Kolon,Kiriş ve Perdelerin Donatı Tabloları

EK B: -15.60 ve +0.40 Kotları Arasındaki Kolonların Etkin Eğilme Rijitliği Katsayıları

EK C: -15.60 ve +0.40 Kotları Arasındaki Toprak Perdelerinin Etkin Eğilme Rijitliği Katsayıları

EK D: Benzeştirilmiş Deprem Kayıtlarının İvme Spektrum Grafikleri

EK E : Binanın AutoCad Programında Hazırlanmış Tipik Kat Planı ve Kesitleri

EK A**Çizelge A.1 : Kiriş Donatı Tablosu.**

KİRİŞ TİPİ	b(cm)	h(cm)	MONTAJ DONATISI	GÖVDE DONATISI	ALT DONATI	KESME DONATISI
B25/50	25	50	4Φ12	2Φ12	4Φ12	10Φ100/150
B50/70	50	70	4Φ20+3Φ28	4Φ12	5Φ20	10Φ100/150
B35/100	35	100	4Φ28	6Φ12	4Φ28	10Φ100/150

Çizelge A.2 : Kolon Donatı Tablosu.

KOLON TİPİ	a(cm)	b(cm)	BOYUNA DONATI	KESME DONATISI
C100/80	100	80	32Φ20	12Φ100/150
C30/90	30	90	16Φ16	12Φ100/150
C80/0	80	-	20Φ18	12Φ100/150

Çizelge A.3 : Perde Donatı Tablosu.

PERDE TİPİ	b(cm)	YATAY DONATI	BOYUNA DONATI	ÇİROZ
W30	30	16Φ150	16Φ150	12Φ150
W35	35	16Φ150	16Φ150	12Φ150

EK B**Çizelge B.1 : Kolonların Etkin Eğilme Rijitlikleri.**

Column	Load Case	kN	kN	cm	cm	kPa	$N_D / (A_c * f_{cm})$	$(EI)_e /$	ORT
		P	N_D	b	h/R	f_{cm}		$(EI)_0$	
2312	GNQ	-309.298	309.298	-	80	35	0.018	0.4	0.48
2313	GNQ	-601.965	601.965	-	80	35	0.034	0.4	0.48
2314	GNQ	-547.159	547.159	-	80	35	0.031	0.4	0.48
2315	GNQ	-712.829	712.829	-	80	35	0.041	0.4	0.48
2316	GNQ	-1030.21	1030.206	-	80	35	0.059	0.4	0.48
2317	GNQ	-527.781	527.781	-	80	35	0.030	0.4	0.48
2318	GNQ	-784.349	784.349	-	80	35	0.045	0.4	0.48
2319	GNQ	-1109.02	1109.021	-	80	35	0.063	0.4	0.48
2354	GNQ	-269.776	269.776	-	80	35	0.015	0.4	0.48
2355	GNQ	-397.737	397.737	-	80	35	0.023	0.4	0.48
2356	GNQ	-650.748	650.748	-	80	35	0.037	0.4	0.48
2422	GNQ	-710.535	710.535	-	80	35	0.040	0.4	0.48
2423	GNQ	-359.655	359.655	-	80	35	0.020	0.4	0.48
2424	GNQ	-375.132	375.132	-	80	35	0.021	0.4	0.48
2644	GNQ	-533.983	533.983	-	80	35	0.030	0.4	0.48
2645	GNQ	-795.037	795.037	-	80	35	0.045	0.4	0.48
2715	GNQ	-395.996	395.996	-	80	35	0.023	0.4	0.48
2716	GNQ	-532.769	532.769	-	80	35	0.030	0.4	0.48
2717	GNQ	-524.436	524.436	-	80	35	0.030	0.4	0.48
2718	GNQ	-391.366	391.366	-	80	35	0.022	0.4	0.48
2719	GNQ	-804.477	804.477	-	80	35	0.046	0.4	0.48
2720	GNQ	-1196.87	1196.872	-	80	35	0.068	0.4	0.48
2721	GNQ	-1093.76	1093.76	-	80	35	0.062	0.4	0.48
2722	GNQ	-1182.58	1182.58	-	80	35	0.067	0.4	0.48
2723	GNQ	-682.395	682.395	-	80	35	0.039	0.4	0.48
2724	GNQ	-1750.89	1750.893	-	80	35	0.100	0.4	0.48
2725	GNQ	-1102.97	1102.972	-	80	35	0.063	0.4	0.48
2726	GNQ	-1343.97	1343.972	-	80	35	0.076	0.4	0.48
2727	GNQ	-714.608	714.608	-	80	35	0.041	0.4	0.48
2728	GNQ	-1852.45	1852.45	-	80	35	0.105	0.4	0.48

2749	GNQ	-1241.65	1241.654	-	80	35	0.071	0.4	0.48
2796	GNQ	-1504.02	1504.016	-	80	35	0.086	0.4	0.48
2797	GNQ	-962.102	962.102	-	80	35	0.055	0.4	0.48
2798	GNQ	-907.484	907.484	-	80	35	0.052	0.4	0.48
2996	GNQ	-787.857	787.857	-	80	35	0.045	0.4	0.48
2997	GNQ	-1193.11	1193.114	-	80	35	0.068	0.4	0.48
3107	GNQ	-765.098	765.098	-	80	35	0.044	0.4	0.48
3108	GNQ	-1023.41	1023.413	-	80	35	0.058	0.4	0.48
3109	GNQ	-1016.1	1016.104	-	80	35	0.058	0.4	0.48
3110	GNQ	-758.497	758.497	-	80	35	0.043	0.4	0.48
3111	GNQ	-1262.17	1262.171	-	80	35	0.072	0.4	0.48
3112	GNQ	-1775.18	1775.182	-	80	35	0.101	0.4	0.48
3113	GNQ	-1071.57	1071.57	-	80	35	0.061	0.4	0.48
3117	GNQ	-1623.63	1623.627	-	80	35	0.092	0.4	0.48
3118	GNQ	-1375.4	1375.402	-	80	35	0.078	0.4	0.48
3119	GNQ	-2455.94	2455.941	-	80	35	0.140	0.45	0.48
3120	GNQ	-1660.27	1660.273	-	80	35	0.094	0.4	0.48
3121	GNQ	-1867.78	1867.783	-	80	35	0.106	0.4	0.48
3122	GNQ	-1419.65	1419.646	-	80	35	0.081	0.4	0.48
3123	GNQ	-2540.17	2540.169	-	80	35	0.144	0.47	0.48
3164	GNQ	-1036.02	1036.016	-	80	35	0.059	0.4	0.48
3165	GNQ	-1592.81	1592.811	-	80	35	0.091	0.4	0.48
3166	GNQ	-1758.24	1758.239	-	80	35	0.100	0.4	0.48
3237	GNQ	-2284.82	2284.82	-	80	35	0.130	0.44	0.48
3238	GNQ	-1532.36	1532.361	-	80	35	0.087	0.4	0.48
3239	GNQ	-1417.97	1417.966	-	80	35	0.081	0.4	0.48
87	GNQ	-624.731	624.731	100	80	35	0.022	0.4	0.48
185	GNQ	-439.396	439.396	100	80	35	0.016	0.4	0.48
2320	GNQ	-4567.86	4567.855	100	80	35	0.163	0.48	0.48
2321	GNQ	-4984.58	4984.579	100	80	35	0.178	0.51	0.48
2322	GNQ	-6312.83	6312.83	100	80	35	0.225	0.56	0.48
2323	GNQ	-6127.84	6127.84	100	80	35	0.219	0.56	0.48
2324	GNQ	-6601.63	6601.632	100	80	35	0.236	0.59	0.48
2325	GNQ	-4131.85	4131.848	100	80	35	0.148	0.47	0.48
2326	GNQ	-5041.48	5041.476	100	80	35	0.180	0.51	0.48
2327	GNQ	-7251.97	7251.973	100	80	35	0.259	0.61	0.48

2328	GNQ	-7511.13	7511.127	100	80	35	0.268	0.63	0.48
2329	GNQ	-6350.84	6350.843	100	80	35	0.227	0.56	0.48
2330	GNQ	-5839.69	5839.692	100	80	35	0.209	0.55	0.48
2331	GNQ	-5893.16	5893.157	100	80	35	0.210	0.55	0.48
2332	GNQ	-5807.4	5807.395	100	80	35	0.207	0.55	0.48
2333	GNQ	-5722.77	5722.773	100	80	35	0.204	0.53	0.48
2334	GNQ	-5904.73	5904.732	100	80	35	0.211	0.55	0.48
2335	GNQ	-6105.17	6105.172	100	80	35	0.218	0.56	0.48
2336	GNQ	-5724.5	5724.496	100	80	35	0.204	0.55	0.48
2337	GNQ	-5726.42	5726.422	100	80	35	0.205	0.55	0.48
2338	GNQ	-5010.27	5010.273	100	80	35	0.179	0.51	0.48
2339	GNQ	-7183.12	7183.12	100	80	35	0.257	0.61	0.48
2340	GNQ	-7351.97	7351.966	100	80	35	0.263	0.61	0.48
2341	GNQ	-4267.86	4267.857	100	80	35	0.152	0.47	0.48
2345	GNQ	-4111.22	4111.22	100	80	35	0.147	0.47	0.48
2346	GNQ	-6367.14	6367.135	100	80	35	0.227	0.56	0.48
2347	GNQ	-6080.17	6080.172	100	80	35	0.217	0.56	0.48
2348	GNQ	-5669.36	5669.361	100	80	35	0.202	0.53	0.48
2349	GNQ	-1963.78	1963.783	100	80	35	0.070	0.4	0.48
2353	GNQ	-823.27	823.27	100	80	35	0.029	0.4	0.48
2462	GNQ	-4855.99	4855.99	100	80	35	0.173	0.49	0.48
2628	GNQ	-218.657	218.657	100	80	35	0.008	0.4	0.48
2632	GNQ	-5321.49	5321.485	100	80	35	0.190	0.52	0.48
2633	GNQ	-7573.25	7573.254	100	80	35	0.270	0.63	0.48
2634	GNQ	-7724.86	7724.864	100	80	35	0.276	0.64	0.48
2635	GNQ	-3179.52	3179.521	100	80	35	0.114	0.41	0.48
2637	GNQ	-4206.33	4206.329	100	80	35	0.150	0.47	0.48
2638	GNQ	-7059.17	7059.166	100	80	35	0.252	0.6	0.48
2639	GNQ	-6751.17	6751.173	100	80	35	0.241	0.59	0.48
2640	GNQ	-6075.15	6075.149	100	80	35	0.217	0.55	0.48
2643	GNQ	-1615.98	1615.982	100	80	35	0.058	0.4	0.48
2699	GNQ	-4923.34	4923.339	100	80	35	0.176	0.51	0.48
2729	GNQ	-5126.93	5126.93	100	80	35	0.183	0.51	0.48
2730	GNQ	-5133.17	5133.172	100	80	35	0.183	0.51	0.48
2731	GNQ	-3997.15	3997.146	100	80	35	0.143	0.45	0.48
2733	GNQ	-6839.64	6839.64	100	80	35	0.244	0.59	0.48

2734	GNQ	-7335.19	7335.192	100	80	35	0.262	0.61	0.48
2735	GNQ	-4313.85	4313.847	100	80	35	0.154	0.47	0.48
2736	GNQ	-5581.61	5581.605	100	80	35	0.199	0.53	0.48
2737	GNQ	-8013.84	8013.839	100	80	35	0.286	0.65	0.48
2738	GNQ	-8270.73	8270.731	100	80	35	0.295	0.67	0.48
2739	GNQ	-6869.52	6869.524	100	80	35	0.245	0.6	0.48
2740	GNQ	-6418.43	6418.427	100	80	35	0.229	0.57	0.48
2741	GNQ	-6473.19	6473.191	100	80	35	0.231	0.57	0.48
2742	GNQ	-6314.38	6314.379	100	80	35	0.226	0.57	0.48
2743	GNQ	-6226.45	6226.452	100	80	35	0.222	0.56	0.48
2744	GNQ	-6484.3	6484.302	100	80	35	0.232	0.57	0.48
2745	GNQ	-3716.24	3716.238	100	80	35	0.133	0.44	0.48
2747	GNQ	-6301.88	6301.878	100	80	35	0.225	0.56	0.48
2748	GNQ	-6227.32	6227.316	100	80	35	0.222	0.56	0.48
2808	GNQ	-5630.34	5630.343	100	80	35	0.201	0.53	0.48
2809	GNQ	-7957.93	7957.926	100	80	35	0.284	0.64	0.48
2810	GNQ	-8096.33	8096.329	100	80	35	0.289	0.65	0.48
2811	GNQ	-3101.44	3101.443	100	80	35	0.111	0.41	0.48
2817	GNQ	-1309.39	1309.392	100	80	35	0.047	0.4	0.48
2980	GNQ	-5990	5990.001	100	80	35	0.214	0.53	0.48
2981	GNQ	-8387.86	8387.855	100	80	35	0.300	0.67	0.48
2982	GNQ	-8514.39	8514.39	100	80	35	0.304	0.67	0.48
2983	GNQ	-2980.21	2980.209	100	80	35	0.106	0.4	0.48
2987	GNQ	-4325.77	4325.773	100	80	35	0.154	0.47	0.48
2988	GNQ	-7771.6	7771.599	100	80	35	0.278	0.64	0.48
2989	GNQ	-7435.95	7435.953	100	80	35	0.266	0.63	0.48
2990	GNQ	-6548.81	6548.812	100	80	35	0.234	0.57	0.48
2991	GNQ	-1287.83	1287.827	100	80	35	0.046	0.4	0.48
2995	GNQ	-2373.82	2373.823	100	80	35	0.085	0.4	0.48
3063	GNQ	-5016.06	5016.06	100	80	35	0.179	0.51	0.48
3101	GNQ	-808.906	808.906	100	80	35	0.029	0.4	0.48
3124	GNQ	-5660.36	5660.361	100	80	35	0.202	0.53	0.48
3125	GNQ	-5249.85	5249.853	100	80	35	0.187	0.51	0.48
3126	GNQ	-3783.1	3783.097	100	80	35	0.135	0.45	0.48
3130	GNQ	-7536.36	7536.364	100	80	35	0.269	0.63	0.48
3131	GNQ	-8053.89	8053.888	100	80	35	0.288	0.65	0.48

3132	GNQ	-4475.6	4475.601	100	80	35	0.160	0.48	0.48
3133	GNQ	-6093.35	6093.352	100	80	35	0.218	0.56	0.48
3134	GNQ	-8747.64	8747.644	100	80	35	0.312	0.68	0.48
3135	GNQ	-9006.21	9006.213	100	80	35	0.322	0.69	0.48
3136	GNQ	-7395.21	7395.208	100	80	35	0.264	0.61	0.48
3137	GNQ	-6964.46	6964.457	100	80	35	0.249	0.6	0.48
3138	GNQ	-7018.88	7018.88	100	80	35	0.251	0.6	0.48
3139	GNQ	-6827.91	6827.911	100	80	35	0.244	0.59	0.48
3140	GNQ	-6738.25	6738.248	100	80	35	0.241	0.59	0.48
3141	GNQ	-7030.21	7030.207	100	80	35	0.251	0.6	0.48
3142	GNQ	-3357.37	3357.372	100	80	35	0.120	0.43	0.48
3146	GNQ	-6848.76	6848.759	100	80	35	0.245	0.6	0.48
3147	GNQ	-6740.59	6740.592	100	80	35	0.241	0.59	0.48
3148	GNQ	-6597.4	6597.396	100	80	35	0.236	0.59	0.48
3149	GNQ	-9122.75	9122.753	100	80	35	0.326	0.7	0.48
3150	GNQ	-9244.12	9244.121	100	80	35	0.330	0.71	0.48
3151	GNQ	-3110.78	3110.782	100	80	35	0.111	0.41	0.48
3155	GNQ	-4439.27	4439.268	100	80	35	0.159	0.48	0.48
3156	GNQ	-8500.57	8500.566	100	80	35	0.304	0.67	0.48
3157	GNQ	-8138.92	8138.922	100	80	35	0.291	0.65	0.48
3158	GNQ	-7096.26	7096.255	100	80	35	0.253	0.6	0.48
3159	GNQ	-1437.59	1437.594	100	80	35	0.051	0.4	0.48
3163	GNQ	-3108.61	3108.606	100	80	35	0.111	0.41	0.48
3247	GNQ	-5119.97	5119.972	100	80	35	0.183	0.51	0.48
3432	GNQ	-1025.93	1025.925	100	80	35	0.037	0.4	0.48
2624	GNQ	-89.148	89.148	30	90	35	0.009	0.4	0.48
2968	GNQ	-196.586	196.586	30	90	35	0.021	0.4	0.48
2970	GNQ	-108.44	108.44	30	90	35	0.011	0.4	0.48
2972	GNQ	-93.766	93.766	30	90	35	0.010	0.4	0.48
2974	GNQ	-80.369	80.369	30	90	35	0.009	0.4	0.48
2976	GNQ	-77.995	77.995	30	90	35	0.008	0.4	0.48
3081	GNQ	-319.023	319.023	30	90	35	0.034	0.4	0.48
3404	GNQ	-509.064	509.064	30	90	35	0.054	0.4	0.48
3408	GNQ	-200.146	200.146	30	90	35	0.021	0.4	0.48
3412	GNQ	-150.012	150.012	30	90	35	0.016	0.4	0.48
3416	GNQ	-143.538	143.538	30	90	35	0.015	0.4	0.48

3420	GNQ	-159.72	159.72	30	90	35	0.017	0.4	0.48
3424	GNQ	-0.371	0.371	30	90	35	0.000	0.4	0.48
3428	GNQ	-75.463	75.463	30	90	35	0.008	0.4	0.48
2608	GNQ	-87.385	87.385	90	30	35	0.009	0.4	0.48
2612	GNQ	-72.085	72.085	90	30	35	0.008	0.4	0.48
2616	GNQ	-97.062	97.062	90	30	35	0.010	0.4	0.48
2620	GNQ	-2.294	2.294	90	30	35	0.000	0.4	0.48
2960	GNQ	-193.56	193.56	90	30	35	0.020	0.4	0.48
2962	GNQ	-169.054	169.054	90	30	35	0.018	0.4	0.48
2964	GNQ	-167.572	167.572	90	30	35	0.018	0.4	0.48
2966	GNQ	-221.122	221.122	90	30	35	0.023	0.4	0.48
3065	GNQ	-280.968	280.968	90	30	35	0.030	0.4	0.48
3069	GNQ	-245.557	245.557	90	30	35	0.026	0.4	0.48
3073	GNQ	-251.18	251.18	90	30	35	0.027	0.4	0.48
3077	GNQ	-323.258	323.258	90	30	35	0.034	0.4	0.48
3388	GNQ	-365.811	365.811	90	30	35	0.039	0.4	0.48
3392	GNQ	-325.582	325.582	90	30	35	0.034	0.4	0.48
3396	GNQ	-334.888	334.888	90	30	35	0.035	0.4	0.48
3400	GNQ	-408.416	408.416	90	30	35	0.043	0.4	0.48

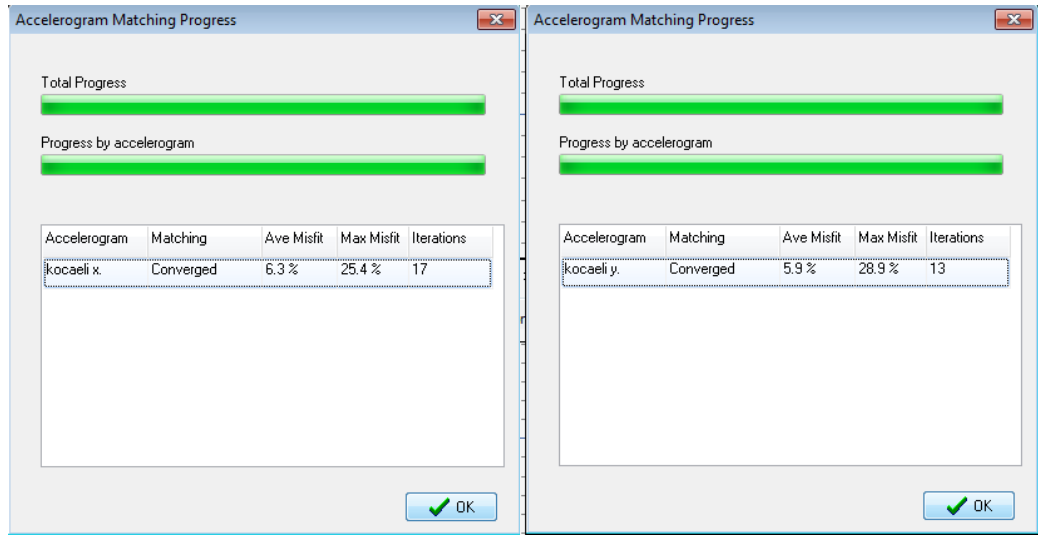
EK C**Çizelge C.1 : Toprak Perdelerinin Etkin Eğilme Rijitlikleri.**

KOT	CASE	cm	cm	kN	kN	kPa	$N_D /$	$(EI)_e /$	ORT
		b	h	P	N_D	f_{cm}	$(A_C * f_{cm})$	$(EI)_0$	
-15.6/-11.6	GNQ	30	400	-36500	36500	35	0.09	0.4	0.4
-11.60/-7.60	GNQ	30	400	-27500	27500	35	0.07	0.4	0.4
-7.60/-5.60	GNQ	30	200	-20000	20000	35	0.10	0.4	0.4
-5.60/-3.60	GNQ	30	200	-13000	13000	35	0.06	0.4	0.4
-3.60/+0.40	GNQ	30	400	-8750	8750	35	0.02	0.4	0.4

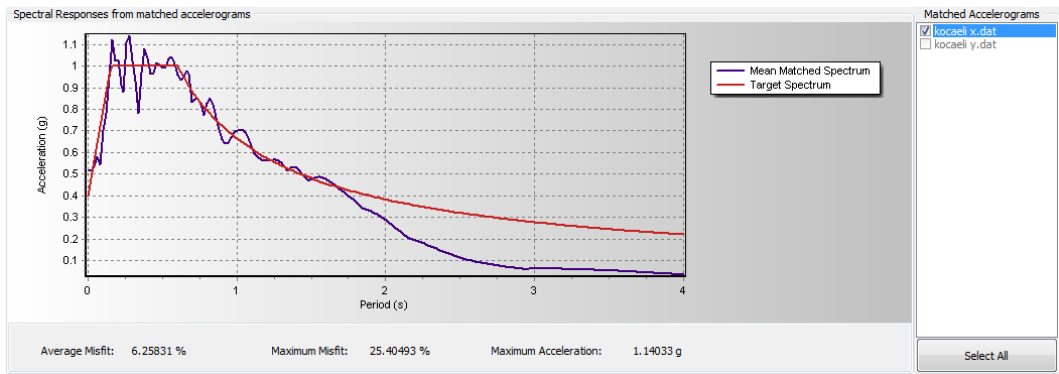
Çizelge C.2 : Kova Perdelerinin Etkin Eğilme Rijitlikleri.

KOT	CASE	cm	cm	kN	kN	kPa		$(EI)_e / (EI)_0$	ORT
		b	h	P	N_D	f_{cm}	$N_D / (A_C * f_{cm})$		
-15.6/-11.6	GNQ	35	400	-120000	120000	35	0.24	0.59	0.57
-11.60/-5.60	GNQ	35	400	-112000	112000	35	0.23	0.57	0.57
-5.60/+0.40	GNQ	35	400	-102000	102000	35	0.21	0.55	0.57
+0.40/+4.40	GNQ	35	400	-93000	93000	35	0.19	0.52	0.47
+4.40/+8.40	GNQ	35	400	-85000	85000	35	0.17	0.49	0.47
+8.40/+12.40	GNQ	35	400	-77000	77000	35	0.16	0.48	0.47
+12.40/+16.40	GNQ	35	400	-68000	68000	35	0.14	0.45	0.47
+16.40/+20.40	GNQ	35	400	-60000	60000	35	0.12	0.44	0.47
+20.40/+24.40	GNQ	35	400	-52000	52000	35	0.11	0.41	0.47
+24.40/+28.40	GNQ	35	400	-43000	43000	35	0.09	0.4	0.4
+28.40/+32.40	GNQ	35	400	-35000	35000	35	0.07	0.4	0.4
+32.40/+36.40	GNQ	35	400	-26000	26000	35	0.05	0.4	0.4
+36.40/+40.40	GNQ	35	400	-18000	18000	35	0.04	0.4	0.4
+40.40/+44.40	GNQ	35	330	-9000	9000	35	0.02	0.4	0.4

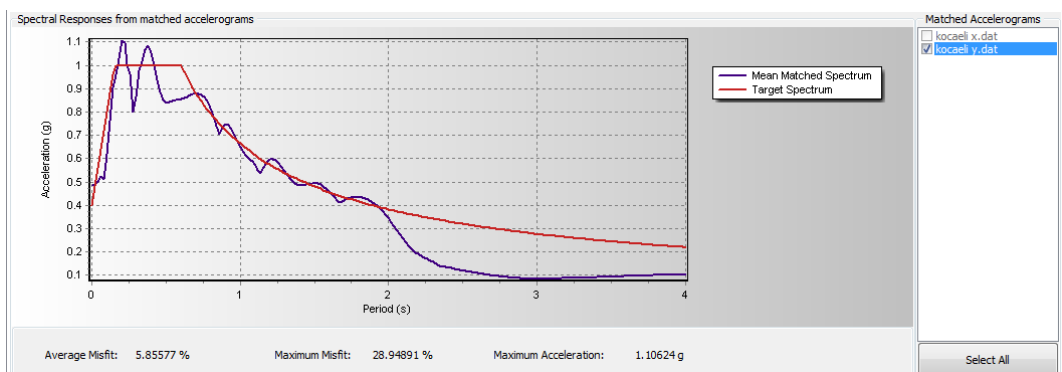
EK D



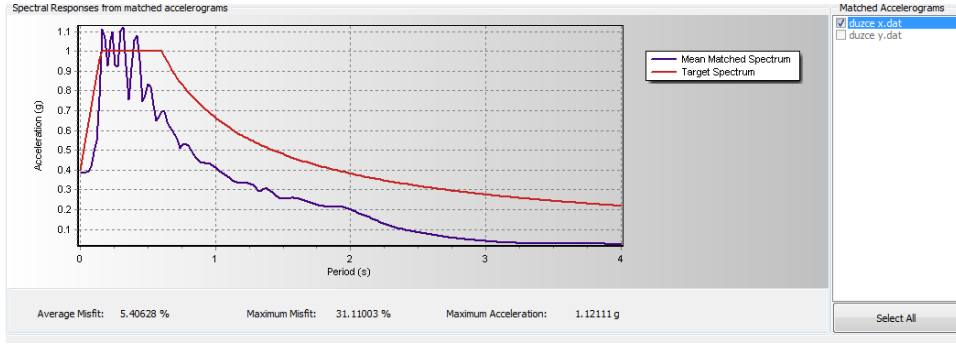
Şekil D.1 : Seismomatch Örnek Benzeştirme İşlemi.



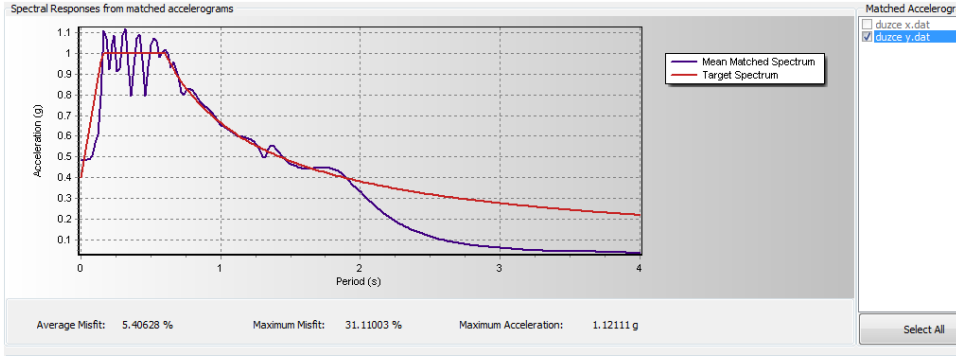
Şekil D.2 : Kocaeli Depremi X Yönü Deprem İvme Kaydı Benzeştirmesi.



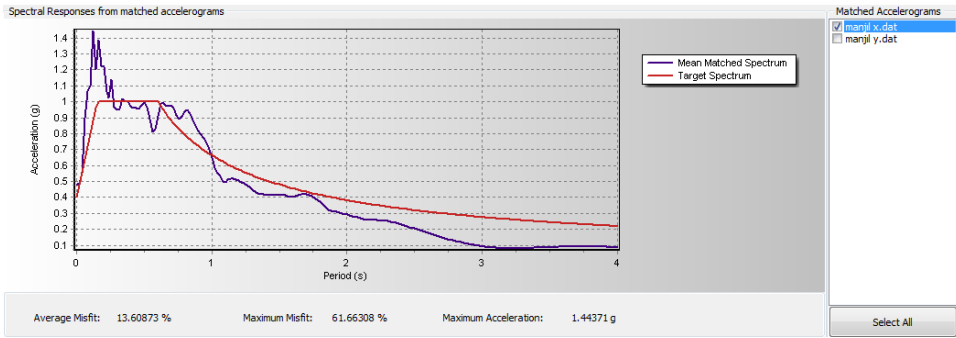
Şekil D.3 : Kocaeli Depremi Y Yönü Deprem İvme Kaydı Benzeştirmesi.



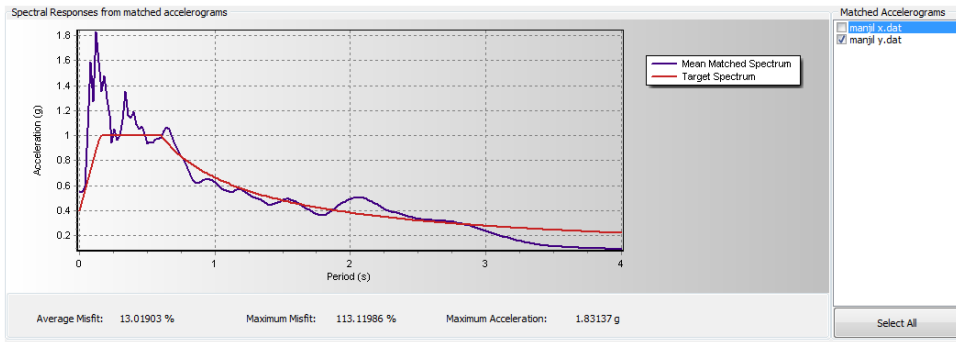
Şekil D.4 : Düzce Depremi X Yönü Deprem İvme Kaydı Benzeştirmesi.



Şekil D.5 : Düzce Depremi Y Yönü Deprem İvme Kaydı Benzeştirmesi.



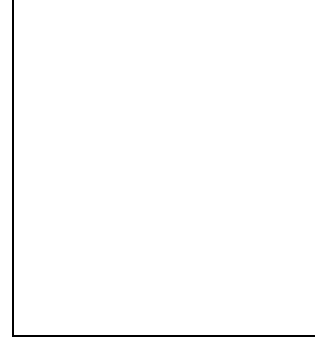
Şekil D.6 : Manjil depremi X yönü Deprem İvme Kaydı Benzeştirmesi.



Şekil D.7 : Manjil Depremi Y Yönü Deprem İvme Kaydı Benzeştirmesi.

EK E

ÖZGEÇMİŞ



Ad Soyad: Pınar ÇOBAN

Doğum Yeri ve Tarihi: Radolfzell, 1987

E-posta : pinarkolu@hotmail.com

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** : 2010, İstanbul Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği
- **Yükseklisans** : 2015, İstanbul Teknik Üniversitesi, Yapı Mühendisliği