

**KOCAELİ ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ  
ANABİLİM DALI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**MEVCUT BETONARME YÜKSEK BİR YAPININ DEPREM  
PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ**

**KENAN ÖZYÜREK**

**KOCAELİ 2019**

KOCAELİ ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

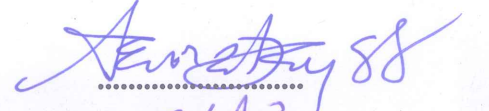
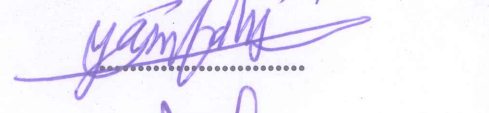
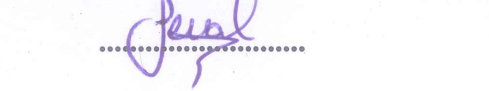
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ  
ANABİLİM DALI

YÜKSEK LİSANS TEZİ

MEVCUT BETONARME YÜKSEK BİR YAPININ DEPREM  
PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ

KENAN ÖZYÜREK

Prof. Dr. Kemal BEYEN  
Danışman, Kocaeli Üniversitesi  
Prof. Dr. Yasin FAHJAN  
Jüri Üyesi, Gebze Teknik Üniversitesi  
Doç. Dr. Seval PINARBAŞI ÇUHADAROĞLU  
Jüri Üyesi, Kocaeli Üniversitesi

  
.....  
  
.....  
  
.....

Tezin Savunulduğu Tarih: 28.10.2019

## ÖNSÖZ VE TEŞEKKÜR

Bu çalışmada betonarme yüksek bir yapının doğrusal olmayan malzeme ve geometri özellikleri kullanılarak deprem performansı zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi kullanılarak incelenmiştir.

Lisans ve yüksek lisans eğitimim süresince bilgi, birikim, tecrübe yardımlarını benimle paylaşan, hayatın tüm alanlarında araştırma ve geliştirme ruhunu bana aşıl原因 ve karşılaştığım sorunlara karşı nasıl mücadele etmem gerektiğini bana öğreten kıymetli danışman hocam Prof. Dr. Kemal BEYEN ve tez görüşmelerimizde bizi evinde ağırlayan değerli ailesine teşekkürlerimi sunarım.

Tez sürecim boyunca bilgi birikim ve yardımlarını esirgemeyen Barbaros GÖZÜTOK ve Çağatay TAHAOĞLU'na teşekkür ederim. Lisans ve yüksek lisans ile ilk iş deneyimimi beraber yaşadığım kıymetli arkadaşım Oğuzhan ÇELEBİ'ye teşekkürlerimi sunarım.

Bu günlere gelmemde büyük emeği olan kıymetli annem Mecburiye ÖZYÜREK ve babam Şahmurat ÖZYÜREK'e en içten dileklerle teşekkürlerimi sunarım.

Ekim-2019

Kenan ÖZYÜREK

## İÇİNDEKİLER

ÖNSÖZ VE TEŞEKKÜR .....	i
İÇİNDEKİLER .....	ii
ŞEKİLLER DİZİNİ .....	v
TABLolar DİZİNİ .....	viii
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ .....	ix
ÖZET .....	xv
ABSTRACT .....	xvi
GİRİŞ .....	1
1. YÜKSEK YAPI VE TASARIMI HAKKINDA GENEL BİLGİLER .....	2
1.1. Yüksek Binaların Performansa Dayalı Tasarımı İçin Geliştirilen Deprem Tasarım Dokümanları .....	4
1.2. Yüksek Yapı Tanımı .....	7
1.3. Yüksek Yapılarda Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Yöntemlerin Kullanılma Gerekliliği .....	7
2. PERFORMANSA DAYALI TASARIM VE DEĞERLENDİRME FELSEFESİ .....	9
2.2. Doğrusal Olmayan Modelleme .....	10
2.2.1. Yığılı plastisite yaklaşımı .....	10
2.2.2. Yayılı plastisite yaklaşımı .....	13
2.3. Doğrusal Olmayan Malzeme Modelleri .....	17
2.3.1. Fiber modeller için tek eksenli donatı çeliği modelleri .....	18
2.3.2. Fiber modeller için tek eksenli sargısız ve sargılı beton modelleri .....	24
2.3.2.1. Sargısız betonun davranışının modellenmesi .....	28
2.3.2.2. Sargılı beton davranışının modellenmesi .....	30
2.3.2.3. Donatı çeliğinin davranışının modellenmesi .....	32
2.3.3. Fiber elemanlar için kesme malzemesi modeli .....	34
2.4. Betonarme Elemanların Doğrusal Olmayan Modellemesi .....	35
2.4.1. Betonarme kiriş ve kolonlar için doğrusal olmayan modelleme parametreleri .....	35
2.4.2. Betonarme kiriş elemanlar için doğrusal olmayan modelleme .....	43
2.4.3. Betonarme kolon elemanlar için doğrusal olmayan modelleme .....	44
2.4.4. Betonarme perde elemanlar için doğrusal olmayan modelleme .....	45
2.5. P-Delta Etkisi .....	49
3. TBDY(2018)'E GÖRE YÜKSEK YAPI TASARIM VE DEĞERLENDİRME YAKLAŞIMI .....	52
3.1. Deprem Yer Hareketi Düzeyleri .....	52
3.1.1. Deprem yer hareketi düzeyi-1 .....	52
3.1.2. Deprem yer hareketi düzeyi-2 .....	52
3.1.3. Deprem yer hareketi düzeyi-3 .....	52

3.1.4. Deprem yer hareketi düzeyi-4.....	53
3.2. Standart Deprem Yer Hareketi Spektrumları.....	53
3.2.1. Harita spektral ivme katsayıları ve tasarım spektral ivme katsayıları .....	53
3.2.2. Yerel zemin etki katsayıları .....	54
3.2.3. Yatay elastik tasarım spektrumu .....	55
3.2.4. Düşey elastik tasarım spektrumu .....	57
3.3. Bina Kullanım Sınıfları ve Bina Önem Katsayıları.....	58
3.3.1. Bina kullanım sınıfları.....	58
3.3.2. Bina önem katsayıları.....	58
3.4. Deprem Tasarım Sınıfları .....	59
3.5. Bina Yüksekliği ve Bina Yükseklik Sınıfları.....	59
3.5.1. Bina tabanı ve bina yüksekliği.....	59
3.5.2. Bina yükseklik sınıfları.....	60
3.6. Bina Performans Düzeyleri.....	60
3.6.1. Kesintisiz kullanım (KK) performans düzeyi.....	61
3.6.2. Sınırlı hasar (SH) performans düzeyi.....	61
3.6.3. Kontrollü hasar (KH) performans düzeyi .....	61
3.6.4. Göçmenin önlenmesi (GÖ) performans düzeyi .....	61
3.7. Deprem Etkisi Altında Bina Performans Hedefleri ve Uygulanacak Tasarım Yaklaşımları .....	61
3.7.1. Bina performans hedefleri .....	61
3.8. Deprem Etkisi Altında Yüksek Bina Taşıyıcı Sistemlerinin Tasarımı İçin Özel Kurallar .....	63
3.8.1. Yüksek yapı performans hedefleri ve tasarım aşamaları.....	63
3.8.1.1. Tasarım aşaması-1 .....	63
3.8.1.2. Tasarım aşaması-2.....	64
3.8.1.3. Tasarım aşaması-3.....	64
4. DOĞRUSAL OLMAYAN HESAP YÖNTEMLERİ.....	65
4.1. Tek Modlu İtme Yöntemleri .....	65
4.2. Sabit Modlu İtme Yöntemi .....	66
4.3. Değişken Tek Modlu İtme Yöntemi.....	66
4.4. Tek Modlu İtme Yöntemlerinde Deprem Modal Yerdeğiştirme Talebinin Elde Edilmesi .....	67
4.5. Çok Modlu İtme Yöntemleri.....	67
4.6. Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi .....	72
4.6.1. Deprem ivme kayıtlarının seçilmesi.....	73
4.6.2. Deprem ivme kayıtlarının ölçeklendirilmesi .....	75
4.6.2.1. Deprem ivme kayıtlarının zaman tanım alanında ölçeklendirilmesi.....	75
4.6.2.2. Deprem ivme kayıtlarının frekans tanım alanında ölçeklendirilmesi.....	77
4.7. Yapısal Sönüm Oranın Belirlenmesi .....	80
4.7.1. Rayleigh sönüm modeli.....	82
4.8. Zaman Tanım Alanında Dinamik Analiz Yöntemleri .....	85
4.8.1. Doğrudan entegrasyon yöntemi .....	85
4.8.1.1. Merkezi fark yöntemi (Central Difference Method).....	86
4.8.1.2. Newmark $\beta$ yöntemi.....	87
4.8.1.3. Hilber-Hughes-Taylor yöntemi .....	88

4.8.2. Zaman tanım alanında mod toplama yöntemi.....	89
5. SAYISAL İNCELEME.....	91
5.1. İncelenen Binanın Genel Özellikleri .....	91
5.2. Modal Analiz Sonuçları .....	93
5.3. Analizlerde Kullanılan Deprem İvme Kayıtları .....	94
5.4. Düzensizlik Kontrolleri.....	105
5.4.1. Plandaki düzensizliklerin kontrolü.....	105
5.4.2. Düşeydeki düzensizliklerin kontrolü.....	105
5.5. Görelî Kat Öteleme Kontrolleri.....	109
5.6. Perdelerin Performans Değerlendirmesi.....	112
5.7. Kolonların Performans Değerlendirmesi .....	119
5.8. Kirişlerin Performans Değerlendirmesi .....	121
5.9. Uzak ve Yakın Alan Depremlerin Yüksek Yapı Davranışına Etkisi.....	127
6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....	133
KAYNAKLAR.....	135
KİŞİSEL YAYIN VE ESERLER.....	139
ÖZGEÇMİŞ.....	140

## ŞEKİLLER DİZİNİ

Şekil 2.1. Yığılı plastisite yaklaşımı .....	10
Şekil 2.2. Plastik mafsal modeli ve uygulaması .....	11
Şekil 2.3. Plastik mafsal modeli ve moment-eğrilik ilişkisi.....	11
Şekil 2.4. Yığılı plastik mafsal modeli.....	13
Şekil 2.5. Yayılı plastisite yaklaşımı şematik gösterimi .....	14
Şekil 2.6. Yayılı plastik davranış modelleri .....	15
Şekil 2.7. Perde elemanı fiber modeli .....	16
Şekil 2.8. Çevrimsel azalma ve boşaltma rijitliği parametreleri.....	19
Şekil 2.9. Menegotto-Pinto çelik modelinin iki farklı Perform3D donatı çeliği modeliyle karşılaştırılması (% 1 strain-hardening).....	20
Şekil 2.10. Perde gövde beton modelinin başlık beton modeliyle karşılaştırılması.....	20
Şekil 2.11. Dikdörtgen perde duvar kesiti için analitik modellerin ve Thomsen -Wallace RW2 örnek test sonuçlarının karşılaştırılması.....	21
Şekil 2.12. Monotonik yükleme altında dört farklı basitleştirilmiş çelik modelinin karşılaştırılması .....	22
Şekil 2.13. Farklı yöntemlerle basitleştirilmiş edilmiş çelik modellerin çevrimsel yükleme altındaki davranışlarının karşılaştırılması .....	22
Şekil 2.14. Test sonuçlarının (Thomsen ve Wallace RW2) ve dikdörtgen perde duvar kesiti için farklı çelik modeller kullanılarak elde edilen taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması.....	23
Şekil 2.15. Saatçioğlu ve Razvi Modeli .....	24
Şekil 2.16. Sheikh ve Uzumeri Modeli... ..	24
Şekil 2.17. Mander Modeli.....	25
Şekil 2.18. Orakcal ve Wallace Modeli .....	25
Şekil 2.19. Çevrimsel davranış eğrisi ve iskelet eğrisi örneği.....	26
Şekil 2.20. Saatçioğlu Razvi sargısız beton modelinin idealleştirilmiş üç doğrultulu modelle karşılaştırılması .....	27
Şekil 2.21. Perform3D'de tanımlanmış sargısız beton modelinin çevrimsel yüklemeye altında uygulanması.....	27
Şekil 2.22. Saatçioğlu Razvi sargılı beton modelinin idealleştirilmiş üç doğrultulu modelle karşılaştırılması .....	28
Şekil 2.23. Perform3D'de tanımlanmış sargılı beton modelinin çevrimsel yüklemeye altında uygulanması.....	28
Şekil 2.24. Sargısız beton davranışı modeli .....	29
Şekil 2.25. TDBY-2018'de sargısız beton için sunulan davranışı modeli.....	30
Şekil 2.26. Sargısız beton davranışının Perform3D'de modellenmesi .....	30
Şekil 2.27. Sargılı beton davranışı modeli .....	31
Şekil 2.28. TDBY-2018 sargılı beton davranışı modeli .....	32
Şekil 2.29. Sargılı beton davranışının Perform3D'de modellenmesi .....	32
Şekil 2.30. Donatı çeliği davranışı modeli .....	33
Şekil 2.31. TDBY-2018 donatı çeliği davranışı modeli .....	33
Şekil 2.32. Sargılı beton davranışının Perform3D'de modellenmesi .....	34

Şekil 2.33. ASCE-41-13'te tanımlanan kesme kuvveti-şekil değiştirme zarf eğrisi.....	35
Şekil 2.34. Ibarra –Krawinkler tarafından geliştirilen monotonik zarf eğrisi modeli .....	36
Şekil 2.35. Monotonik kapasite eğrisi ve histeretik model .....	37
Şekil 2.36. Çerçeve elemanları modelleme seçenekleri.....	39
Şekil 2.37. Perform3D, Ibarra-Krawinkler, ASCE/SEI 41-06, TDBY-2018'in karşılaştırmalı kuvvet-deformasyon ilişkisi .....	40
Şekil 2.38. ASCE / SEI 41-13'de önerilen etkin rijitlik değerlerinin Haselton ve Elwood ile karşılaştırılması .....	42
Şekil 2.39. İnelastik ve idealize moment eğriliği .....	44
Şekil 2.40. Fiber model için gerçek ve ideal kesitlerin karşılaştırılması .....	46
Şekil 2.41. Perde elemanın tabanında 6 eleman için birim şekil değiştirme dağılımı .....	46
Şekil 2.42. Perde elemanın tabanında 48 eleman için birim şekil değiştirme dağılımı .....	47
Şekil 2.43. Duvar elemanının fiber sayısının farklı eksenel yük seviyeleri ve etkileşim diyagramı için etkisi .....	48
Şekil 2.44. P-Delta etkilerinin konsol kolon üzerinde gösterimi.....	49
Şekil 3.1. Yatay elastik tasarım spektrumu .....	56
Şekil 3.2. Yatay elastik tasarım yer değiştirme spektrumu .....	56
Şekil 3.3. Düşey elastik tasarım spektrumu .....	57
Şekil 4.1. Davranış spektrumunun monotonik olarak arttırılması yoluyla modal yer değiştirmelerin ölçeklendirilmesi.....	68
Şekil 4.2. Artımsal Spektrum Analizi (ARSA) yöntemi.....	71
Şekil 4.3. Modal Pushover Analizi yöntemi (MPA) .....	72
Şekil 4.4. Zaman tanım alanında ölçeklendirme işlemi hesap aşamaları.....	77
Şekil 4.5. Frekans tanım alanında ölçeklendirme işlemi hesap aşamaları .....	79
Şekil 4.6. Sönüm periyot ilişkisi.....	80
Şekil 4.7. Rayleigh sönüm modeli .....	82
Şekil 4.8. Rayleigh sönüm oranı doğal frekans ilişkisi.....	83
Şekil 4.9. Yüksek Binalar ve Kentsel Yaşam Alanı Konseyi ölçülen sönüm yüzdeleri.....	84
Şekil 4.10. Satake ve arkadaşlarının yüksek yapılarda ölçtüğü sönüm oranları .....	84
Şekil 4.12. Newmark'ın sabit ortalama ivme düzeni .....	88
Şekil 5.1. İncelenen yapının bodrum kat planı .....	91
Şekil 5.2. İncelenen yapının normal kat planı .....	92
Şekil 5.3. İncelenen yapının 3D görünümü .....	92
Şekil 5.4. Yapıya ait ilk 6 mod şekli .....	94
Şekil 5.5. RSN162 Imperial Valley-06 deprem kaydı .....	96
Şekil 5.6. RSN180 Imperial Valley-06 deprem kaydı .....	96
Şekil 5.7. RSN755 Loma Prieta deprem kaydı.....	97
Şekil 5.8. RSN827 Cape Mendocino deprem kaydı .....	97
Şekil 5.9. RSN864 Landers deprem kaydı .....	98
Şekil 5.10. RSN1101 Kobe, Japonya deprem kaydı.....	98
Şekil 5.11. RSN1111 Kobe, Japonya deprem kaydı.....	99
Şekil 5.12. RSN1614 Düzce, Türkiye deprem kaydı.....	99
Şekil 5.13. RSN1633 İran, Manjil deprem kaydı .....	100
Şekil 5.14. RSN1792 Hector Mine deprem kaydı .....	100



Şekil 5.15. RSN5623 Iwate, Japonya deprem kaydı.....	101
Şekil 5.16. Ölçeklendirilmemiş deprem kayıtlarının spektrum özellikleri .....	102
Şekil 5.17. Ölçeklendirilmiş kayıtların spektrum özellikleri .....	103
Şekil 5.18. Seçilen deprem kayıtlarının ortalama spektrumu.....	104
Şekil 5.19. Seçilen deprem kayıtlarının bileşke spektrumu .....	104
Şekil 5.20. Yapının H1 yönünde ki H1 depremine ait görelî kat öteleme .....	109
Şekil 5.21. Yapının H1 yönünde ki H2 depremine ait görelî kat öteleme .....	110
Şekil 5.22. Yapının H2 yönünde ki H2 depremine ait görelî kat öteleme .....	111
Şekil 5.23. Yapının H2 yönünde ki H1 depremine ait görelî kat öteleme .....	112
Şekil 5.24. İncelenen perde elemanının plandaki yeri ve perde detayı.....	114
Şekil 5.25. H1 deprem yüklemesi sonucunda perdenin üst kısmının birim şekil değiştirme grafiği .....	115
Şekil 5.26. H1 deprem yüklemesi sonucunda perdenin alt kısmının birim şekil değiştirme grafiği.....	116
Şekil 5.27. H2 deprem yüklemesi sonucunda perdenin üst kısmının birim şekil değiştirme grafiği .....	117
Şekil 5.28. H2 deprem yüklemesi sonucunda perdenin alt kısmının birim şekil değiştirme grafiği.....	118
Şekil 5.29. İncelenen kolon elemanının plandaki yeri.....	120
Şekil 5.30. İncelenen kolon elemanı .....	120
Şekil 5.31. İncelenen kolonun eksenel kuvvet dönme grafiği.....	121
Şekil 5.32. İncelenen kiriş elemanının plandaki yeri kiriş detayı.....	122
Şekil 5.33. H1 deprem yüklemesi sonucunda kirişin i ucunda meydana gelen dönme.....	123
Şekil 5.34. H1 deprem yüklemesi sonucunda kirişin j ucunda meydana gelen dönme.....	124
Şekil 5.35. H2 deprem yüklemesi sonucunda kirişin i ucunda meydana gelen dönme.....	125
Şekil 5.36. H2 deprem yüklemesi sonucunda kirişin j ucunda meydana gelen dönme.....	126
Şekil 5.37. Uzak ve yakın alan depremlerin ivme, hız ve deplasman bileşenleri .....	127
Şekil 5.38. İncelenen perde elemanlarının plandaki görüntüsü.....	128
Şekil 5.39. İncelenen PX elemanlarının eksenel kuvvetlerinin karşılaştırılması .....	129
Şekil 5.40. İncelenen PX elemanlarının kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması .....	129
Şekil 5.41. İncelenen PX elemanlarının momentlerinin karşılaştırılması.....	130
Şekil 5.42. İncelenen PY elemanlarının eksenel kuvvetlerinin karşılaştırılması .....	130
Şekil 5.43. İncelenen PY elemanlarının kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması .....	131
Şekil 5.44. İncelenen PY elemanlarının momentlerinin karşılaştırılması.....	131
Şekil 5.45. Yapıda uzak ve yakın alan depremin neden olduğu tepe deplasmanın karşılaştırılması .....	132

## TABLULAR DİZİNİ

Tablo 2.1. ASCE / SEI 41-06 göre etkin rijitlik değerleri .....	41
Tablo 2.2. Betonarme elemanların rijitlik özellikleri .....	42
Tablo 2.3. TDBY-2018 betonarme elemanların etkin rijitlik katsayıları.....	43
Tablo 3.1. Deprem yer hareketleri düzeyleri.....	53
Tablo 3.2. Kısa periyot bölgesi için zemin etki katsayısı FS .....	54
Tablo 3.3. Kısa periyot bölgesi için zemin etki katsayısı F1 .....	55
Tablo 3.4. Bina kullanım sınıfları ve bina önem katsayıları .....	58
Tablo 3.5. Deprem tasarım sınıfları .....	59
Tablo 3.6. Bina Yükseklik Sınıfları ve Deprem Tasarım Sınıflarına Göre Tanımlanan Bina Yükseklik Aralıkları .....	60
Tablo 3.7. Yeni yapılacak yerinde dökme betonarme, ön üretimli betonarme ve çelik binalar (Yüksek binalar dışında $BYS \geq 2$ ).....	62
Tablo 3.8. Yeni yapılacak veya mevcut yüksek binalar ( $BYS = 1$ ). .....	62
Tablo 3.9. Mevcut yerinde dökme betonarme, ön üretimli betonarme ve çelik binalar (Yüksek binalar dışında – $BYS \geq 2$ ).....	63
Tablo 5.1 Yapı periyot ve kütle katılımları .....	93
Tablo 5.2 Yapı analizlerinde kullanılan deprem ivme kayıtları ve özellikleri.....	95
Tablo 5.3. A1 ve B2 düzensizlik kontrolleri .....	106
Tablo 5.4. B1 düzensizliği kontrolü.....	107
Tablo 5.5. A2 düzensizliği kontrolü .....	108

## SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

$(EI)_e$	: Taşıyıcı elemanların etkin kesit rijitliği
$(VS)_{30}$	: Üst 30 metredeki ortalama kayma dalgası hızı, [m/s]
$(\Delta i^{(X)})_{\max}$	: Binanın belirtilen i'inci katındaki maksimum azaltılmış göreli kat ötelemesi, [m]
$(\Delta i^{(X)})_{\text{ort}}$	: Binanın i'inci katındaki ortalama azaltılmış göreli kat ötelemesi [m]
$\ddot{u}_g^{(X)}(t)$	: (X) deprem doğrultusunda tanımlanan yer ivmesi bileşeninin zamana göre değişimi, [m/s <sup>2</sup> ]
$\ddot{u}_g^{(X)}(t)$	: (X) deprem doğrultusunda tanımlanan yer ivmesi bileşeninin zamana göre değişimi, [m/s <sup>2</sup> ]
$\ddot{u}_g^{(Y)}(t)$	: (Y) deprem doğrultusunda tanımlanan yer ivmesi bileşeninin zamana göre değişimi, [m/s <sup>2</sup> ]
$\bar{\Gamma}_1^{(X,k)}$	: (X) deprem doğrultusu ve birinci titreşim modu için k'nci itme adımında hesaplanan yaklaşık modal katkı çarpanı
$a_1^{(X,K)}$	: (X) deprem doğrultusu için k'nci itme adımında birinci moda ait modal tek serbestlik dereceli sistemin modal sözde-ivmesi, [m/s <sup>2</sup> ]
$a_i$	: Kesit çevresindeki düşey donatıların eksenleri arasındaki uzaklık
$a_{nR}^{(X,Y)}(t)$	: Aynı anda (X) ve (Y) deprem yer hareketi bileşenlerinin ortak etkisi altında n'inci titreşim moduna ait zamana bağlı azaltılmış doğrusal modal sözde-ivme, [m/s <sup>2</sup> ]
$A_s$	: Boyuna donatı alanı
$a_{y1}$	: Birinci mod için akma sözde-ivmesi, [m/s <sup>2</sup> ]
BKS	: Bina Kullanım Sınıfı
$b_o$	: Göbek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit boyutu
BYS	: Bina Yükseklik Sınıfı
$C_R$	: Spektral yer değiştirme oranı
$d_1^{(X),\max}$	: (X) deprem doğrultusu için modal tek serbestlik dereceli sistemin en büyük yerdeğiştirmesi, [m]
$d_1^{(X,K)}$	: (X) deprem doğrultusu için k'nci itme adımında birinci moda ait modal tek serbestlik dereceli sistemin modal yerdeğiştirmesi, [m]
$d_b$	: Boyuna donatı çapı (çekmede ortalama), [m]
DD-1	: 50 yılda aşılma olasılığı %2 (tekrarlanma periyodu 2475 yıl) olan deprem yer hareketi düzeyi
DD-2	: 50 yılda aşılma olasılığı %10 (tekrarlanma periyodu 475 yıl) olan deprem yer hareketi düzeyi
DD-3	: 50 yılda aşılma olasılığı %50 (tekrarlanma periyodu 72 yıl) olan deprem yer hareketi düzeyi
DD-4	: 50 yılda aşılma olasılığı %68 (tekrarlanma periyodu 43 yıl) olan deprem yer hareketi düzeyi
$d_n^{(X,Y)}(t)$	: Aynı anda (X) ve (Y) deprem yer hareketi bileşenlerinin ortak etkisi altında n'inci titreşim moduna ait zamana bağlı doğrusal modal hız, [m/s]

$d_n^{(X,Y)}(t)$	: Aynı anda (X) ve (Y) deprem yer hareketi bileşenlerinin ortak etkisi altında n'inci titreşim moduna ait zamana bağlı doğrusal modal ivme, [m/s <sup>2</sup> ]
$d_n^{(X,Y)}(t)$	: Aynı anda (X) ve (Y) deprem yer hareketi bileşenlerinin ortak etkisi altında n'inci titreşim moduna ait zamana bağlı doğrusal modal yer değiştirme, [m]
DTS	: Deprem Tasarım Sınıfı
$E_c$	: Betonun elastisite modülü
$E_d^{(H)}$	: Doğrultu birleştirmesi uygulanmış tasarıma esas yatay deprem etkisi
$E_d^{(Z)}$	: Düşey deprem etkisi
$E_d$	: Doğrultu birleştirmesi uygulanmış tasarıma esas toplam deprem etkisi
$E_s$	: Donatı çeliğinin elastisite modülü
$F_1$	: 1,0 saniye periyot için yerel zemin etki katsayısı
$f_c$	: Sargılı betonda beton basınç gerilmesi
$f_{cc}$	: Sargılı beton dayanımı
$f_{ce}$	: Betonun ortalama (beklenen) basınç dayanımı, [MPa]
$f_{ck}$	: Betonun karakteristik basınç dayanımı, [MPa]
$f_{co}$	: Sargısız betonun basınç dayanımı
$f_e$	: Etkili sargılama basıncı
$f_e$	: Taşıyıcı sistem için hesaplanan doğrusal (elastik) dayanım talebi
$f_{ixn}^{(X)},max$	: (X) deprem doğrultusu için binanın x eksenı doğrultusunda n'inci doğal titreşim modunda i'inci kata etkıyen en büyük modal deprem yükü, [kN]
$f_{ixn}^{(X,Y)}$	: Aynı anda (X) ve (Y) deprem yer hareketi bileşenlerinin ortak etkisi altında n'inci titreşim modunda i'inci kata x doğrultusunda etkıyen modal deprem yükünün zamana göre değışimi, [kN]
$F_S$	: Kısa periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayısı
$f_s$	: Donatı çeliğindeki gerilme
$f_{su}$	: Donatı çeliğinin kopma dayanımı
$f_{sy}$	: Donatı çeliğinin akma dayanımı
$f_y$	: Taşıyıcı sistemin akma dayanımı
$f_{ye}$	: Çeliğın ortalama (beklenen) akma dayanımı, [MPa]
$f_{yk}$	: Çeliğın karakteristik akma dayanımı, [MPa]
$f_{yw}$	: Enine donatının akma dayanımı
$f_{ywe}$	: Enine donatının ortalama (beklenen) akma dayanımı, [MPa]
$g$	: Yerçekimi ivmesi, [g :9,81 m/s <sup>2</sup> ]
$G$	: Sabit yük etkisi
GÖ	: Göçmenin Önlenmesi Performans Düzeyi
$h$	: Binanın i'inci katının kat yüksekliğı, [m]
$h$	: Kesit yüksekliğı, [m]
$H_i$	: Binanın bodrum katlarının üstündeki üst bölümde i'inci katın üst bölümün yüksekliğı
$H_N$	: Bina Toplam Yüksekliğı, [m]
$h_o$	: Göbek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit boyutu, [mm]
$h_o$	: Göbek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit boyutu
$I$	: Bina Önem Katsayısı

$k_e$	: Sargılama Etkinlik Katsayısı
$KH$	: Kontrollü Hasar Performans Düzeyi
$KK$	: Kesintisiz Kullanım Performans Düzeyi
$L_p$	: Plastik mafsal boyu, [m]
$L_s$	: Kesme açıklığı, [m]
$m_i$	: i'inci katın toplam kütlesi, [t]
$m_i$	: i'inci katın toplam kütlesi, [t]
$m_{ix1}^{(X,1)}$	: (X) deprem doğrultusu için x eksenı doğrultusunda birinci itme adımında belirlenen ve itme hesabı boyunca hiç değıştirilmeyen sabit mod şekline göre hesaplanan i'inci kat modal etkin kütlesi, [t]
$m_{ix1}^{(X,k)}$	: (X) deprem doğrultusu için x eksenı doğrultusunda her bir k'ncı itme adımında serbest titreşim hesabı ile yenileneğ değişken mod şekline göre hesaplanan i'inci kat modal etkin kütlesi, [t]
$m_{ixn}^{(X)}$	: (X) deprem doğrultusu için binanın x eksenı doğrultusunda n'inci doğal titreşim moduna ait i'inci kat modal etkin kütlesi, [t]
$m_{iy1}^{(X,1)}$	: (X) deprem doğrultusu için y eksenı doğrultusunda birinci itme adımında belirlenen ve itme hesabı boyunca hiç değıştirilmeyen sabit mod şekline göre hesaplanan i'inci kat modal etkin kütlesi, [t]
$m_{iy1}^{(X,k)}$	: (X) deprem doğrultusu için x eksenı doğrultusunda her bir k'ncı itme adımında serbest titreşim hesabı ile yenileneğ değişken mod şekline göre hesaplanan i'inci kat modal etkin kütlesi, [t]
$m_{iyn}^{(X)}$	: (X) deprem doğrultusu için binanın y eksenı doğrultusunda n'inci doğal titreşim moduna ait i'inci kat modal etkin kütlesi, [t]
$m_{i\theta}$	: i'inci katın kütle eylemsizlik momenti, [tm <sup>2</sup> ]
$m_{i\theta1}^{(X,1)}$	: (X) deprem doğrultusu için z eksenı etrafında birinci itme adımında belirlenen ve itme hesabı boyunca hiç değıştirilmeyen sabit mod şekline göre hesaplanan i'inci kat modal etkin kütle eylemsizlik momenti, [tm <sup>2</sup> ]
$m_{i\theta1}^{(X,k)}$	: (X) deprem doğrultusu için x eksenı doğrultusunda her bir k'ncı itme adımında serbest titreşim hesabı ile yenileneğ değişken mod şekline göre hesaplanan i'inci kat modal etkin kütle eylemsizlik momenti, [tm <sup>2</sup> ]
$m_{i\theta n}^{(X)}$	: (X) deprem doğrultusu için binanın z eksenı etrafında n'inci doğal titreşim
$m_j^{(S)}$	: Tipik sonlu eleman düğüm noktası j'ye etkiyen tekil kütle [t] moduna ait i'inci kat modal etkin kütle eylemsizlik momenti, [tm <sup>2</sup> ]
$M_{oxn}^{(X)}_{max}$	: (X) deprem doğrultusu için binanın x eksenı doğrultusunda n'inci titreşim moduna ait en büyük modal taban devrilme momenti, [kNm]
$M_{oxn}^{(X,Y)}(t)$	: Aynı anda (X) ve (Y) deprem yer hareketi bileşenlerinin ortak etkisi altında n'inci titreşim modunda, modal taban devrilme momentinin zamana göre değişimi, [kNm]
$m_{tx1}^{(X,1)}$	: (X) deprem doğrultusu için x eksenı doğrultusunda birinci itme adımında belirlenen ve itme hesabı boyunca hiç değıştirilmeyen sabit mod şekline göre hesaplanan taban kesme kuvveti modal etkin kütlesi, [t]
$m_{txn}^{(X)}$	: (X) deprem doğrultusu için binanın x eksenı doğrultusunda n'inci titreşim moduna ait taban kesme kuvveti modal etkin kütlesi, [t]
$m_{ty n}^{(Y)}$	: (Y) deprem doğrultusu için binanın y eksenı doğrultusundaki taban kesme kuvveti modal etkin kütlesi, [t]

$M_y$	: Etkin akma momenti, [kNm]
$N$	: Binanın bodrum katlarının üstündeki üst bölüm'deki toplam kat sayısı
$N$	: Hareketli yük katılım katsayısı
$Q$	: Hareketli yük etkisi
$Q_e$	: Etkin hareketli yük etkisi
$r^{(X,Y)}(t)$	: Aynı anda (X) ve (Y) deprem yer hareketi bileşenlerinin ortak etkisi altında herhangi bir davranış büyüklüğüne (yerdeğiştirme, görelî kat ötelemesi, iç kuvvet bileşeni) karşı gelen tipik davranış büyüklüğünün zamana göre değişimi
$r_{max}^{(Y)}$	: (X) deprem doğrultusu için herhangi bir davranış büyüklüğüne (yerdeğiştirme, görelî kat ötelemesi, iç kuvvet bileşeni) karşı gelen birleştirilmiş tipik en büyük modal davranış büyüklüğü
$r_n^{(X)}$	: n'inci doğal titreşim modunda (X) deprem doğrultusu için herhangi bir davranış büyüklüğüne (yerdeğiştirme, görelî kat ötelemesi, iç kuvvet bileşeni) karşı gelen tipik birim modal davranış büyüklüğü
$r_n^{(X)}_{max}$	: n'inci doğal titreşim modunda (X) deprem doğrultusu için herhangi bir davranış büyüklüğüne (yerdeğiştirme, görelî kat ötelemesi, iç kuvvet bileşeni) karşı gelen tipik en büyük modal davranış büyüklüğü
$r_n^{(X,Y)}(t)$	: Aynı anda (X) ve (Y) deprem yer hareketi bileşenlerinin ortak etkisi altında n'inci titreşim modunda herhangi bir davranış büyüklüğüne (yerdeğiştirme, görelî kat ötelemesi, iç kuvvet bileşeni) karşı gelen tipik modal davranış büyüklüğünün zamana göre değişimi
$s$	: Enine donatı aralığı
$s$	: Sargı donatısı aralığı, [m]
$S_1$	: 1,0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı [boyutsuz]
$S_{ae}(T)$	: Yatay elastik tasarım spektral ivmesi, [g]
$S_{ae}(T_1)$	: Birinci doğal titreşim periyodu $T_1$ 'e karşı gelen doğrusal elastik spektral ivme, [g]
$S_{aeD}(T)$	: Düşey elastik tasarım spektral ivmesi, [g]
$S_{aR}(T_n)$	: n'inci titreşim moduna ait azaltılmış tasarım spektral ivmesi, [g]
$S_{D1}$	: 1,0 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayısı, [boyutsuz]
$S_{de}(T)$	: Yatay elastik tasarım spektral yerdeğiştirmesi, [m]
$S_{de}(T_1)$	: Birinci doğal titreşim periyodu $T_1$ 'e karşı gelen doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme, [m]
$S_{di}(T_1)$	: Birinci doğal titreşim periyodu $T_1$ 'e karşı gelen doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme, [m]
$S_{DS}$	: Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı, [boyutsuz]
$S_{DS}$	: Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı, [boyutsuz]
$SH$	: Sınırlı Hasar Performans Düzeyi
$S_S$	: Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı, [boyutsuz]
$T$	: Doğal titreşim periyodu, [s]
$T_1$	: Birinci moda ait doğal titreşim periyodu, [s]
$T_A$	: Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu, [s]
$T_{AD}$	: Düşey elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu, [s]
$T_B$	: Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu, [s]
$T_{BD}$	: Düşey elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu, [s]

$T_L$	: Yatay elastik tasarım spektrumunda sabit yerdeğiştirme bölgesine geçiş periyodu, [s]
$T_{LD}$	: Düşey elastik tasarım spektrumunda sabit yerdeğiştirme bölgesine geçiş periyodu, [s]
$T_n$	: n'inci moda ait doğal titreşim periyodu, [s]
$T_p$	: Binanın hakim doğal titreşim periyodu, [s]
$T_{p,tüm}$	: Birbirine dik bina eksenlerinin herbirinin doğrultusundaki hakim titreşim modunda, bodrum katlar dahil binanın tümü için aynı doğrultuda hesaplanan
$T_{p, üst}$	: Birbirine dik bina eksenlerinin herbirinin doğrultusundaki hakim titreşim modunda, binanın tümüne ait taşıyıcı sistemde zemin kat döşemesi dahil tüm bodrum kütleleri hesaba katılmaksızın aynı doğrultuda hesaplanan doğal titreşim periyodu, [s]
$u_{ixl}^{(X,k)}$	: (X) deprem doğrultusu için k'ncü itme adımında i'inci katta x eksenini doğrultusunda hesaplanan yerdeğiştirme, [m]
$u_{Nxl}^{(X,k)}$	: (X) deprem doğrultusu için k'ncü itme adımında N'inci katta (binanın tepesinde) x eksenini doğrultusunda hesaplanan yerdeğiştirme, [m]
$V_{txl}^{(X,K)}$	: (X) deprem doğrultusu için k'ncü itme adımında x eksenini doğrultusunda hesaplanan taban kesme kuvveti, [kN]
$V_{txn}^{(X,Y)}(t)$	: Aynı anda (X) ve (Y) deprem yer hareketi bileşenlerinin ortak etkisi altında n'inci titreşim modunda, modal taban kesme kuvvetinin zamana göre değişimi
$V_{txn}^{(X,Y)}_{max}$	: (X) deprem doğrultusu için binanın x eksenini doğrultusunda n'inci titreşim moduna ait en büyük modal taban kesme kuvveti, [kN]
YM	: Yeterli titreşim modu sayısı
$\alpha_{se}$	: Sargı donatısı etkinlik katsayısı
$\beta_{mn}$	: m'inci ve n'inci doğal titreşim periyotlarının oranı
$\Gamma_1^{(X,1)}$	: (X) deprem doğrultusu için birinci itme adımında belirlenen ve itme hesabı boyunca hiç değiştirilmeyen sabit mod şekline göre hesaplanan modal katkı çarpanı
$\Gamma_1^{(X,k)}$	: (X) deprem doğrultusu için her bir k'ncü itme adımında serbest titreşim hesabı ile yenilenen değişken mod şekline göre hesaplanan modal katkı çarpanı
$\Gamma_n^{(X)}$	: (X) deprem doğrultusu için, n'inci titreşim moduna ait modal katkı çarpanı
$\Delta a_1^{(X,k)}$	: (X) deprem doğrultusu için k'ncü itme adımında birinci moda ait modal tek serbestlik dereceli sistemin modal sözde-ivme artımı, [m/s <sup>2</sup> ]
$\Delta d_1^{(X,k)}$	: (X) deprem doğrultusu için k'ncü itme adımında birinci moda ait modal tek serbestlik dereceli sistemin modal yerdeğiştirmesi, [m]
$\Delta f_{i0l}^{(X,k)}$	: (X) deprem doğrultusu için k'ncü itme adımında i'inci katta z eksenini etrafında etkiyen deprem momenti artımı, [kNm]
$\Delta f_{ixl}^{(X,k)}$	: (X) deprem doğrultusu için k'ncü itme adımında i'inci katta x eksenini doğrultusunda etkiyen deprem yükü artımı, [kN]
$\Delta f_{iy1}^{(X,k)}$	: (X) deprem doğrultusu için k'ncü itme adımında i'inci katta y eksenini doğrultusunda etkiyen deprem yükü artımı, [kN]
$\Delta u_{ixl}^{(X,k)}$	: (X) deprem doğrultusu için k'ncü itme adımında i'inci katta x eksenini doğrultusunda hesaplanan yerdeğiştirme artımı, [m]

- $\Delta u_{iy1}^{(X,k)}$  : (X) deprem doğrultusu için k'inci itme adımında i'inci katta y ekseninde hesaplanan yerdeğiştirme artımı, [m]
- $\Delta u_{i01}^{(X,k)}$  : (X) deprem doğrultusu için k'inci itme adımında i'inci katta z ekseninde hesaplanan dönme artımı, [m]

### **Kısaltmalar**

- ACI : American Concrete Institute (Amerikan Beton Enstitüsü)
- ASCE SEI : American Society of Civil Engineers Structural Engineering Institute (Amerikan İnşaat Mühendisleri Derneği Yapısal Mühendislik Enstitüsü)
- ATC : Applied Technology Council (Uygulamalı Teknoloji Konseyi)
- CTBUH : The Council on Tall Buildings and Urban Habitat (Yüksek Binalar ve Kentsel Yaşam Alanı Konseyi)
- LATBSDC : Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council (Los Angeles Yüksek Binaları Yapısal Tasarım Konseyi)
- PEER : Pacific Earthquake Engineering Research (Pasifik Deprem Mühendisliği Araştırma)
- SEINEHRP : National Earthquake Hazards Reduction Program (Ulusal Deprem Tehlikelerini Azaltma Programı)
- SEONAC : Structural Engineers Association of California (Kaliforniya Yapı Mühendisleri Birliği)
- SFDBI : San Francisco Department of Building Inspection (San Francisco Yapı Denetim Bölümü)
- TBI : Tall Buildings Initiative (Yüksek Binalar Girişimi)



## MEVCUT BETONARME YÜKSEK BİR BİNANIN DEPREM PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ

### ÖZET

Şehirleşme oranının artması ve gelişen ekonomi şehir merkezlerinde yüksek bina sayısını artırmıştır. Bu duruma bağlı olarak deprem bölgesinde yer alan ülkelerde yüksek binaların tasarım ve değerlendirmesi için çalışmalar hız kazanmıştır. Meydana gelen depremler yüksek yapıların geleneksel yapılara göre daha özel yapılar olduğunu ve bu tür yapılarda ileri seviyede tasarım ve değerlendirme yöntemlerinin geliştirilmesi gerektiğini ortaya koymuştur. Bu tez kapsamında ülkemizde ve dünya genelinde kullanılan farklı yüksek yapı yönetmelikleri incelenerek 50 katlı toplam 190 metre yüksekliğe sahip İstanbul'da inşa edilmiş bir yapının deprem performans değerlendirmesi yapılmıştır. Çalışmada yapısal elemanların gerçek deprem davranışını belirlemede büyük öneme sahip, doğrusal olmayan malzeme ve geometri özellikleri kullanılmıştır. Yapılan çalışma kapsamında kolon ve kirişlerde yığılı plastiklik modelleri perdelerde ise yayılı plastiklik modellerinden yararlanılarak yapı modeli oluşturulmuştur. Ardından yapıya zaman tanım alanında bir dizi deprem yüklemesi uygulanmıştır. Elde edilen sonuçlar birim şekil değiştirme ve plastik dönme sınırları kullanılarak karşılaştırılmıştır. Buna göre incelenen kolonun on ikinci kat seviyesine kadar Kontrollü Hasar, üst katların Sınırlı Hasar performans seviyesinde kaldığı tespit edilmiştir. İncelenen perdenin beşinci kata kadar Kontrollü Hasar, diğer katlarda ise Sınırlı Hasar performans seviyesinde kaldığı belirlenmiştir. İncelenen kirişin ise tamamının Kontrollü Hasar performans seviyesi içinde yer aldığı tespit edilmiştir. Ayrıca yapının uzak ve yakın alan depremlerindeki davranış farklılıkları tartışılmıştır. Uzak alan depremlerinin yapıda daha uzun sürede, yakın alan depremlerin ise daha kısa sürede sönmüldüğü belirlenmiştir. Ayrıca uzak alan depremlerin yapı elemanlarında daha küçük kesit zorlamalarına sebep olduğu sonucuna varılmıştır. Bu durumun ise uzak alan depremlerin frekans içeriğinden kaynaklandığı belirlenmiştir.

**Anahtar Kelimeler:** Yakın ve Uzak Alan Depremler, Yayılı ve Yığılı Plastiklik, Yüksek Yapılar, Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Yöntemler.

## **SEISMIC EVALUATION OF AN EXISTING A REINFORCED CONCRETE HIGH-RISE BUILDING**

### **ABSTRACT**

With the increase of urbanization rate and developing economy, the number of high-rise buildings in city centers has increased. As a result, the studies on the design and evaluation of tall buildings in countries located in earthquake zones have accelerated. Recent earthquakes have shown that high-rise buildings are more specific than the traditional ones, and more advanced design and evaluation methods should be developed. Within the scope of this thesis, the earthquake performance of a 50-storey building in Istanbul with a total height of 190 meters has been evaluated by examining different high-rise building regulations used in our country and worldwide. The non-linear material and geometry properties of the study were used to determine the actual earthquake behavior of the buildings. Then, the nonlinear properties of the elements are defined depending on the member type. In the scope of the study, properties of the distributed for the building members such as columns, beams, shear walls and floors were defined by lumped and fiber elements. The results obtained were compared according to the strain and plastic rotation limits. According to these results, columns up to 12<sup>th</sup> floors remained at the Damage Control and upper floors remained Immediate Occupancy performance level. Shear walls up to 5<sup>th</sup> floors remained Damage Control and upper floors remained Immediate Occupancy performance level. It was found that all of the examined beam elements were within the Immediate Occupancy performance level. In addition, In addition, the behavior differences of the structure in the near and far field earthquakes are discussed. It is seen the far-field earthquake effects are damped out the structure in a long time and the near-field earthquake effects are damped in a short time. It was determined that the far-fault earthquakes were damped in the structure in a longer period of time, while the near-fault earthquakes were damped in a shorter period. It was also concluded that far-field earthquake effects caused less internal forces in some structural elements. This is due to the frequency content of far field earthquake effects.

**Keywords:** Near and Far Field Earthquakes, Lumped and Distributed Plasticity, High-Rise Structures, Nonlinear Methods in Time Domain.

## GİRİŞ

Şimdiye kadar yapılan çalışmalarda ve oluşan depremlerde yüksek binaların deprem ve rüzgâr gibi dinamik etkiler altında geleneksel yapılara göre daha farklı davranış sergilediği tespit edilmiştir. Bu sebeple yüksek yapılar için geleneksel analiz yöntemleri yerine dinamik etkiler altında yapı davranışını daha iyi yansıtan doğrusal olmayan analiz yöntemleri geliştirilmiştir. Bu yöntemlerin genel amacı, yapının gelen etkilere nasıl tepki gösterdiğini ve taşıyıcı sistemindeki elemanların davranışının gerçekçi bir şekilde belirlenmesidir. Taşıyıcı elemanların dinamik etkilere gösterdikleri tepki, kullandıkları mevcut kapasite oranları hesaplanarak belirlenebilir. Bu bağlamda taşıyıcı sistemde yer alan yapı elemanlarının kuvvet ve deformasyon bazlı kapasiteleri elde edilir. Ayrıca yapısal sistemde doğrusal olmayan malzeme ve geometri etkileri ile çevrimsel yükler altındaki eleman davranışları rijitlik azalmaları göz önünde bulundurularak daha gerçekçi bir şekilde incelenebilmektedir.

Bu çalışmada 190 m. yüksekliğe sahip 50 katlı mevcut bir yapının farklı seri deprem yükleri altında deprem performansı incelenmiştir. Bu amaçla sönüm, doğrusal olmayan malzeme ve geometri etkileri ile taşıyıcı elemanların çevrimsel yükler altındaki davranışlarının modellenmesi ve değerlendirilmesi farklı deprem yönetmeliklerinde sunulan esaslar karşılaştırılarak yorumlanmıştır. Çalışmada, özellikle yapı davranışını belirleyen önemli parametrelerden biri olan sönüm konusu farklı teknikler kullanılarak incelenmiştir. Ardından zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler için kullanılan yöntemlerin teorileri anlatılarak avantaj ve dezavantajları anlatılmıştır.

## 1. YÜKSEK YAPI VE TASARIMI HAKKINDA GENEL BİLGİLER

Dünya nüfusunun çoğunluğu deprem riski yüksek coğrafyalarda bulunmaktadır. Bu şehirler arasında, San Andreas fay hattı üzerinde bulunan Los Angeles, Kuzey Anadolu fay hattı üzerinde bulunan Tahran ve İstanbul, Pasifik fay hattı yakınlarında bulunan Kobe, Tokyo, Osaka şehirleri ile “Ateş Çemberi” olarak adlandırılan sismik fay hattında bulunan Yeni Zelanda ve Solomon Adaları gösterilebilir. İstatistiksel veriler, günümüzde ekonomik nedenlerden dolayı yüksek binalara olan ihtiyacın kademeli olarak arttığını gözlemlenmektedir. Yüksek Binalar ve Kentsel Yaşam Alanı Konseyi veri tabanına göre, Türkiye’de inşa edilen 100 metreden daha uzun olan 100 yüksek yapının 84’ü deprem tehlikesi yüksek illerde (İstanbul ve İzmir) bulunmaktadır. Bu tip binalar kendilerine has (benzersiz ve öncü) yapılardır, bu nedenle normal binaların aksine; daha dikkatli tasarlanmaları gerekmektedir.

Yüksek yapılar, genelde betonarme bir çekirdek perdenin etrafına kurulan çerçeve sistemi şeklinde tasarlanır. Geleneksel normal binalardan farklı olarak, perde duvarların sadece yanal kuvvetlere (deprem ve rüzgâr) değil, aynı zamanda önemli miktarda düşey kuvvetlere de karşı koyması istenir. Başka bir deyişle, yüksek bir binanın göçmesini önlemek için kullanılan güvenlik faktörleri düşüktür ve ana taşıyıcı sisteme ait elemanların ağır hasara maruz kalması durumunda göçme gözlenebilir. Bu sebeple tüm taşıyıcı elemanlar hem yatay hem de düşey yük kapasiteleri büyük oranda kullanılacak şekilde tasarlanmalıdır.

Yüksek binaların davranışı performansına göre tasarım felsefesiyle birlikte daha iyi anlaşılmıştır. Bu felsefe güncel yönetmeliklerde de dâhil edilmiştir. TBDY (2018)’de Deprem Düzeyi-2 (DD-2) 475 yıllık periyoda sahip depremler altında yapısal elemanlarda ağır yapısal hasarın meydana gelmemesi hedeflenmektedir. Servis deprem yer hareketi seviyesinde, 43~72 yıllık (küçük ile orta dereceli) periyot sürelerinde meydana gelebilecek sık deprem olasılığı altındaki yapıyı hasarsız kontrol altında tutmak hedeflenmektedir. Göçmenin önlenmesi değerlendirme aşaması, yapının 2475 yıllık (şiddetli depremler) periyot süresince

olan nadir meydana gelebilecek düşük deprem olasılığı altında yapı güvenliğini kontrol etmektir. İlk değerlendirme aşamasında, yüksek binaların genellikle elastik kalması istenir. Kalıcı bir hasarın istenmemesi nedeniyle doğrusal tepki spektrum analizi kullanılır, bununla birlikte genellikle bu aşamada doğrusal olmayan zaman tanım analizi de kullanılabilir. İkinci değerlendirme aşamasında hedef yüksek binaların beklenen güçlü depremler altında kararlı bir davranış sergilemesi, yani yapıda göçmenin önlenmesi gerektirir. Mevcut geleneksel deprem yönetmelikleri, beklenen hasar seviyeleri ile iç kuvvetlerin doğru dağılımını tahmin edememektedir, çünkü bu yönetmeliklerdeki esaslar doğrusal olmayan davranışların dolaylı ve yaklaşık olarak kabul edildiği doğrusal elastik analizlere dayanmaktadır. Ayrıca, mevcut deprem yönetmelikleri yapısal yükseklik, periyot, minimum taban kesme kuvveti vb. konularda oldukça kısıtlayıcıdır. Buna bağlı olarak, performans dayalı tasarım kavramlarına dayanan (özellikle doğrusal olmayan zaman tanım alanı analizleri kullanılarak) çoğu bilim adamının doğruluğunu kanıtladığı alternatif rehber yönetmelikler ortaya çıkmıştır. Bu tip rehber yönetmelikler geleneksel doğrusal elastik prosedürlerden farklı olarak, doğrusal olmayan zaman tanım analizi ile doğrusal olmayan davranışı açıkça dikkate alır ve tasarımda uygun şekilde kullanılması halinde en büyük deprem etkisi altında oldukça makul sonuçlar verir.

Doğrusal olmayan zaman tanım analizlerinde, sırasıyla, modelleme, analiz ve değerlendirme olmak üzere üç önemli adım vardır. İlk adım, her yapısal eleman için uygun doğrusal olmayan eleman tipleri kullanılarak yapılan modellemedir. Elastik olmayan elemanlar için kullanılan modeller, genel olarak sonlu elemanlar modelleri, fiber modeller ve yığılı plastiklik modelleri olmak üzere üç gruba ayrılır. Bu modellerin her birinin bazı üstünlükleri ve eksiklikleri vardır ancak çoğu zaman fiber modeller genel olarak perde duvar elemanları için ve yığılı plastiklik modelleri ise çerçeve elemanları için kullanılır. Aslında mevcut analitik modelleme, analiz yazılımının kabiliyetine bağlıdır. Doğrusal elastik analizlerin aksine, doğrusal olmayan analizlerin sonuçları düşey etkilere de bağlıdır, bu nedenle analizde düşey yüklerin seçimi de önemlidir. Beklenen düşey yük genellikle ölü yük  $[G]$  ve tasarım hareketli yükünün  $[Q]$  bir kısmı  $(0.2 \sim 0.3Q)$  olarak alınır.

Analizin ikinci aşaması, uygun yer hareketi ile sönümlenme değerinin seçilmesidir. Yüksek yapılar uzun periyotlu yapılardan olduğundan bu yapılardan doğru tepkiler almak için uygun yer hareketi kayıtlarını tespit etmek zor olabilir. Deprem yönetmeliklerindeki sahaya özel tehlike analizinden elde edilen hedef lineer tepki spektrumuna dayalı spektrum eşleştirme veya ölçeklendirme yöntemi veya deprem yönetmeliklerindeki genel standart tepki spektrum şekli, beklenen performans seviyeleri için yer hareketlerini seçmek ve uygulamak için kullanılır. Eğer üniform tehlike spektrumu kullanılıyorsa, yüksek binalar için spektrum uyumu tercih edilebilir. Diğer taraftan, yüksek binalar özel yapılardan olduğu için, sahaya özel sismik tehlike analizinden koşullu ortalama spektrumu ile ölçeklendirme prosedürü kullanılarak saha koşullarının gerçek özellikleri ve yapının temel özellikleri göz önüne alınabilir. Bu yöntem, yüksek binalar için yaygın olarak kullanılmaktadır. Yüksek bina tasarımında seçilmesi gereken en önemli parametrelerden biri de viskoz sönümlenme oranıdır. Bu oran hedef performans seviyesine göre genellikle beton yapılar için % 2~5, çelik yapılar için % 2~3 olarak alınır. Ayrıca, P-delta etkileri sadece tasarım aşamasında değil, performans değerlendirme aşamasında da hesaba katılmalıdır. Doğrusal olmayan zaman tanım analizlerinde son adım, sonuçların yorumlanmasının ve bina davranışının belirlenen hedef performans kriterlerine uygun olup olmadığının kontrol edildiği değerlendirme aşamasıdır.

Yüksek binalara olan ihtiyaç giderek artmaktadır. Normal binaların aksine, yüksek modlar, yüksek binaların yatay kuvvetler altındaki davranışını etkiler. Geleneksel deprem yönetmelikleri yetersiz ve çok kısıtlayıcı olduğundan, beklenen depremler altındaki yapıların performansını tahmin etmek için doğrusal olmayan zaman tanım analizi kullanan performansa dayalı tasarım kavramlarına dayanan alternatif rehber yönetmelikleri kullanılmalıdır.

### **1.1. Yüksek Binaların Performansa Dayalı Tasarımı İçin Geliştirilen Deprem Tasarım Dokümanları**

Artan yüksek bina sayısından ve gelecek paragraflarda açıklanan nedenlerden dolayı alternatif deprem tasarım kılavuzlarına duyulan ihtiyaç artmıştır. San Francisco Yapı Yönetmeliği (2013) ve ASCE SEI 41-13 (2013) yönetmelikleri laboratuvar testlerinden elde edilen minimum dayanımların, yangın dayanımı, test

edilmiş alternatif malzemelerin ve alternatif analiz prosedürlerinin kullanılmasına izin vermektedir. Performansa dayalı tasarım, yüksek binaların azaltılmış sismik yükler altında kapasite tasarım ilkeleri kullanılarak yapılan ve doğrusal elastik analizlere dayanan değerlendirme yöntemlerinin yetersiz olduğunu göstermiş ve beklenmeyen talep parametrelerine göre doğrusal olmayan analize dayalı performans değerlendirmelerinin yapı davranışını anlamada ne kadar önemli olduğunu kanıtlamıştır. Performansa dayalı tasarım ve değerlendirmenin daha gerçekçi olması için yüksek binalar için yüksek bina yönetmelikleri ve sismik tasarım kılavuzları geliştirilmiştir. Yüksek yapı tasarımı üzerine çıkarılan ilk kılavuz 2005 yılında Los Angeles Yüksek Binalar Sismik Tasarım Konseyi (LATBSDC) tarafından yayınlanmıştır. Bu yönetmelik Los Angeles Bölgesinde bulunan yüksek binaların sismik analizi ve tasarımı için alternatif prosedürler sunan bir belge niteliğindedir. Yüksek binaların sismik tasarımı için tavsiye niteliğinde olan diğer bir kılavuzlardan biri de, yüksek binalar alanında kar amacı gütmeyen bir kuruluş ve uluslararası bir grup olan Yüksek Binalar ve Kentsel Yaşam Alanı Konseyi (CTBUH, 2008) tarafından yayınlanmıştır. Bu rehber aynı zamanda bir fikir birliği belgesidir. Bu konudaki yönetmeliklerden biri olan “İdari Bülten NO: AB-083”, 2007’de Kuzey Kaliforniya’daki Yapısal Mühendisler Birliği (SEONAC) tarafından San Francisco Yapı Denetim Departmanı (SFDDBI) için hazırlanmıştır. Bu yönetmelik sonra 2014 yılında güncellenmiş olup amacı, San Francisco bölgesinde yeni inşa edilecek yüksek binaların sismik tasarımına ilişkin gereksinimleri ve önerileri göstermek için hazırlanmıştır. En kapsamlı ve uygun rehber olan, “Yüksek Binalar Girişim (TBI)”, 2007 ve 2010 yılları arasında Pasifik Deprem Mühendisliği Araştırma (PEER) Merkezi çalışma grubu tarafından hazırlanmıştır. Bu öncü bir kılavuz yüksek binaların sismik tasarımı için yeni deprem yönetmeliklerine alternatif yöntemler sunmayı amaçlamaktadır. Bir başka sismik tasarım rehberi 2008 yılında Kandilli Rasathanesi ve İstanbul Büyükşehir Belediyesi Deprem Araştırma Enstitüsü (İBB) tarafından hazırlanmıştır. “Yüksek Binalar İçin İstanbul Sismik Tasarım Yönetmeliği” resmi olarak yayınlanmamasına karşın pratikte yaygın şekilde kullanılmıştır.

Daha önce de açıklandığı gibi, yüksek binaların sismik tasarımları için sunulan modern kurallar temelde şekil değiştirme tabanlı tasarım metodolojisine

dayanmaktadır. Bu yöntemler ön tasarım ve performans değerlendirme ile servis seviyesinde göçme öncesi seviyede performans değerlendirme aşamalarından oluşur. Bilindiği gibi, yapısal elemanlara zaman tanım alanında doğrusal olmayan prosedürleri uygulamak için elemanların detaylandırılmış olması gerekir. Doğrusal elastik analiz ve kapasite tasarım kavramları kullanılarak sünek davranışlı yapısal elemanlar tasarlayarak başlamak iyi bir yaklaşımdır. Mevcut yüksek yapı yönetmelikleri her ne kadar kapasite tasarımı kavramları ile mevcut tasarım kurallarını kullanıyor olmasına rağmen, tasarımda kullandıkları yaklaşımlarının farklı olması nedeniyle iki gruba ayrılabilir.

İlk yaklaşım, bir ön tasarım ve iki performans değerlendirme aşmalarından oluşmaktadır. Yüksek binalar uzun periyotlu yapılar olduğundan sismik yönetmeliklere göre taban kesme kuvveti talepleri genel olarak minimum taban kesme kuvveti talebini karşılayacak şekilde kontrol edilmektedir. Bu nedenle, yapısal elemanların ön tasarımı, sismik yönetmeliklerin geleneksel hükümlerine uygun olarak yapılır bu şekilde donatılındılır. Başka bir deyişle, bu aşamada yapılanlar tamamen yapısal mühendislere ve deneyimlerine bırakılmıştır. İkinci aşama ise yapının hedef performans seviyesi için doğrusal olmayan analizlerle değerlendirilmesidir. Eğer hedef performans seviyesi sağlanmazsa ön tasarım aşaması revize edilir. TBI ve LATBSDC yönetmelikleri bu yaklaşımı kullanmaktadır.

Yüksek yapı yönetmeliklerinde kullanılan ikinci yaklaşım ise, ilk tasarım aşamasından ve ilk yaklaşıma benzer iki performans değerlendirme aşamasından oluşmaktadır., Ancak bu yaklaşımda ilk tasarım aşamasında önemli farklılıklar vardır. Ön tasarım aşamasında, yapısal elemanlar, doğrusal elastik analizler kullanılarak kapasite tasarım ilkeleri doğrultusunda tasarlanır. İkinci aşama, ilk yaklaşımın ikinci aşamasına benzer. AB-083 ve IMM yönetmelikleri bu yaklaşımı kullanır. Bununla birlikte, IMM pratikte diğerlerinden daha karmaşıktır. IMM yüksek binaları, yüksek binaları yüksekliklerine göre sırasıyla 60 metreden ve 75 metreden fazla olarak kategorize eden kaba bir kılavuzdur.



## 1.2. Yüksek Yapı Tanımı

Artan yüksek yapı kullanımına bağlı olarak güncel yönetmelikler bu yapıları buldukları deprem riskine göre farklı tanımlamıştır. LATBSDC, AB-083 ve TBI'ye göre, yüksekliği 160 feeti (~50 metre) geçen binalar yüksek bina olarak tanımlanmaktadır. Güncel TBDY (2018) ise yüksek yapıları önce buldukları deprem tasarım sınıfına göre sınıflandırmaktadır. Bu yönetmelikte minimum yüksek yapı yüksekliği 70 metre olarak tanımlanmıştır. CTBUH'de yüksek bir bina sadece yüksekliğe göre tanımlanmamış, yüksek bina görünümünü vermek için narin olan yapılan binalarda yüksek bina olarak sınıflandırılmıştır. Binalar ayrıca CTHBUH'de "supertall" ve "megatall" olarak sınıflandırılmıştır. Bir binanın yüksekliği 300 metreyi aşıyorsa, "supertall" 600 metreyi aşıyorsa, "megatall" olarak tanımlanmaktadır. Bu sınıflandırmanın aksine, Toronto Yüksek Bina Tasarımı Rehberi (TTBDG)'de, yüksek binaların genellikle bitişik cadde genişliğinden daha büyük olan veya bir kavşaktaysa iki caddeden daha geniş olan binalar olduğu belirtilmektedir. Toronto'daki tipik yükseklik 200 ile 360 metre arasında değişmektedir. Bu yükseklik sınırı, analiz prosedürleri için değil yapının mimari özellikleri içindir.

Deprem mühendisliğinde en önemli sorulardan biri, bir binanın sınıfının yüksek bina sınıfında değerlendirilmesine gerek olup olmadığıdır. Genel olarak, yapının yüksekliği arttıkça, mimari özellikleri çarpıcı biçimde değişmekte ve yanal kuvvetlerin etkileri yüksek modların davranışa katılımı ve yerçekimi kuvvetleri nedeniyle artmaktadır. Bu nedenle, tasarımda geleneksel yapı mühendisliği yaklaşımları yetersiz kalmaktadır.

## 1.3. Yüksek Yapılarda Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Yöntemlerin Kullanılma Gerekliliği

Günümüzde, yüksek binalarda kullanılan yapısal sistem çeşitleri sürekli artmaktadır. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan yöntemler yüksek binaların performansa dayalı tasarımında giderek daha çok kullanılmaktadır. Yüksek yapı tasarımında akla gelen en önemli sorulardan biri, bu yöntemlerin yüksek binaların performansa dayalı tasarımında analiz aracı olarak neden kullanılması gerektiğidir. Sebepler iki farklı açıdan incelenebilir.

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan yöntemlerin yüksek binalar için neden kullanılması gerektiğini anlamak için mevcut geleneksel yönetmeliklerde kullanılan doğrusal elastik ilkelere dayanan yöntemlerdeki sınırlamalar incelenmelidir. Temel olarak, ele alınan bütün deprem tehlikesi seviyelerinde tamamen elastik kalacak bir bina tasarlamak mantıklı değildir. Bu nedenle, analiz sırasında bazı doğrusal olmayan şekil değiştirmeler beklenmelidir. Geleneksel deprem yönetmelikleri, doğrusal elastik tepkinin sonuçlarını yapısal sisteme ve süneklik seviyesine bağlı bir kuvvet azaltma faktörü R ile bölerek dolaylı olarak elastik olmayan tepkileri hesaplatmaktadır. Bununla birlikte, gerekli dayanım yüksek bir bina için minimum taban kesme kuvveti talepleri ile kontrol edilir.

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan yöntemlerin yüksek binalar için kullanılmasının diğer nedenlerinden biri, doğrusal olmayan davranışların doğrudan binanın tepkisini anlamak ve farklı yer hareketi seviyelerine maruz kaldığında binada oluşacak hasarı doğrudan ölçmek için en iyi yaklaşım olarak kabul edilmesidir. Ayrıca hasar seviyesi, binaların hizmet verilebilirliğinin devam edip edemeyeceğini veya deprem sonrasında onarılmasının veya yıkılmasının gerekli olup olmadığı hakkında fikir verebilir.

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan yöntemlerin yüksek binalar için kullanılma gerekliliğinin sebeplerinden bir diğeri de giderek artan bir şekilde kullanılan çoğu yenilikçi yapısal sistem için alternatif yapısal analiz yöntemlerinin bulunmamasıdır. Her ne kadar yüksek binaların işlevsel gereksinimlerini karşılamak için özel bina yapılandırmaları ve yapısal sistemler kullanılmış olsa da, mevcut resmi sismik yönetmelikleri tanımlayıcı hükümleri son derece kısıtlayıcıdır. Bu durum yönetmelik hükümlerinin sınırları dışında tasarım yapılmasına engel olmaktadır. Zaman tanım alanında doğrusal olmayan yöntemler kullanılarak mevcut bina yönetmeliklerinde tanınmayan özel ürünlerin kullanıldığı yenilikçi yapısal sistemler ile olağandışı konfigürasyonlara sahip birçok yüksek binanın gelecekte tasarlanacağı düşünülmektedir.

## **2. PERFORMANSA DAYALI TASARIM VE DEĞERLENDİRME FELSEFESİ**

Performans kavramı, yer değiştirme ve şekil değiştirmelere bağlı olarak belirlenen sınır hasar değerleri kullanarak yapı güvenliğinin değerlendirilmesi olarak tanımlanmaktadır. Bu kavramın özellikle son yıllarda yapı ve deprem mühendisliği alanındaki uygulamaları yaygınlaşmıştır. Performans kavramının ortaya çıkmasındaki en önemli etkenler 20. yüzyılın başlarında gerçekleşen Northridge (ABD) ve Kanto (Japonya) depremlerinin ağır can ve mal kaybına neden olması olarak bilinmektedir. Performansa bağlı tasarımın en önemli özelliği yapısal elemanların deprem davranışı ile ilgili daha doğru tahminler yapmasıdır. Performansa bağlı tasarım ve değerlendirme konusunda yapılan çalışmalar kullanılarak ilk olarak VISION 2000, ATC-40, FEMA 273 ve FEMA 274 yönetmelikleri yayınlanmıştır ve bu yönetmelikler bu alanda temel ynetmeliklerdir. Bu yönetmeliklerin çıkmasında ki en önemli etken 1989 yılında Kaliforniya’da meydana gelen Lorna Prieta depremidir. Bu deprem önemli miktarda can ve mal kaybına neden olmuştur. Bu depremi takiben 1995 yılında VISION 2000 ardından ATC-40 ve FEMA 273-274 yönetmelikleri yayınlanmıştır.

Performansa dayalı tasarım ve değerlendirmenin amacı yapının kullanım ömrü boyunca karşılaşabileceği en büyük deprem yer hareketini güvenlik sınırları içinde karşılamasıdır. Bu amaçla performans analizleri sonrası taşıyıcı sistem elemanlarından elde edilen doğrusal olmayan şekil değiştirmeler verilen sınır şartlarıyla karşılaştırılarak yapı davranışı hakkında bilgi elde edilmiş olunur. Bu bağlamda performans değerlendirmesi için gerekli doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin elde edilmesi için yeni yöntemler geliştirilmiştir. Bu yöntemler arasında yer alan zaman tanım alanında doğrusal olmayan yöntemler meydana gelen bir deprem kaydının yapı üzerinde tekrar simüle edilmesi konusunda daha avantajlı olmasına rağmen uygulamada diğer yöntemlere göre daha karmaşık bir yöntemdir. Bu sorunu zmek için itme analizleri geliştirilmiştir ancak itme analizlerinin yüksek mod etkilerini hesaba katmaması sonucu yüksek mod itme

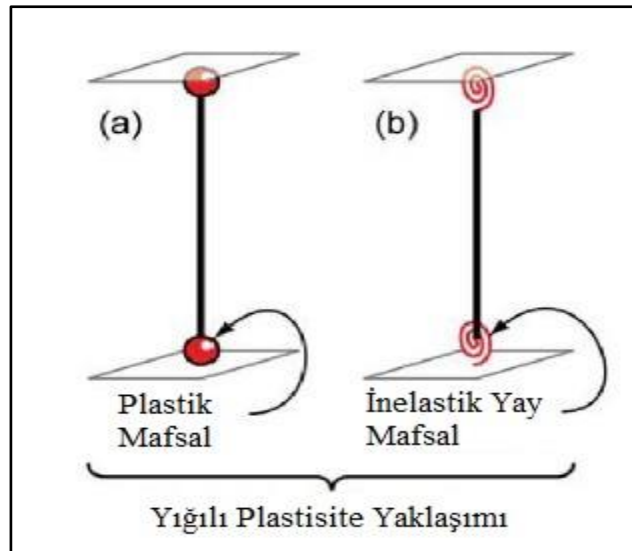
analiz yöntemleri geliştirilmiştir. Bu yöntemler arasında en çok kabul gören yöntemler Chopra ve Goel tarafından geliştirilen Modal İtme Analiz yöntemi (MPA) [23], Nuray Aydınöglu tarafından geliştirilen Artımsal Spektrum Analizi (ARSA) [12] yöntemidir.

Performansa dayalı tasarım ve değerlendirme yönteminin diğer yöntemlere nazaran daha avantajlı olması ve deprem etkilerini daha iyi yansıtmaya özelliği olmasına karşın bazı eksiklikleri de bulunmaktadır. Bu eksiklikler arasında yığılı plastiklik yaklaşımının tanımlanması ve sınır değerleri, çevrimsel davranış altında elemanların kapasite azalmaları ve sönümün modellenmesindeki zorluklar gösterilebilir.

## 2.2. Doğrusal Olmayan Modelleme

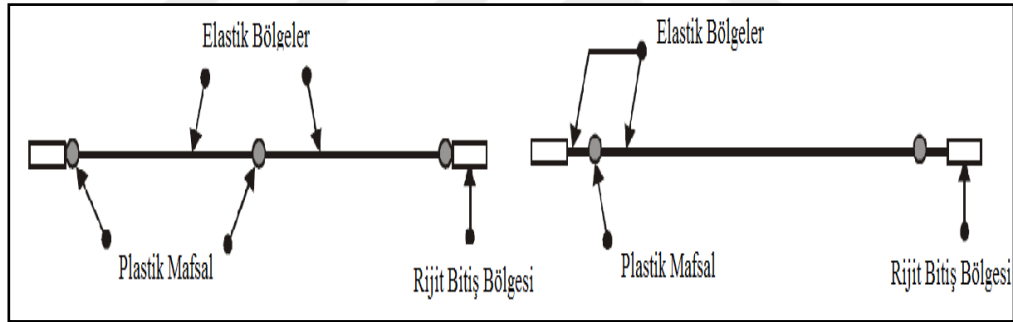
### 2.2.1. Yığılı plastisite yaklaşımı

Bu yaklaşımda doğrusal olmayan davranışın önceden belirlenmiş yerlerde yoğunlaştığı diğer kısımlarda ise elastik davranışın etkili olduğu kabul edilir. Plastik mafsallı hipotezi yığılı plastisite yaklaşımının en basit halini temsil etmektedir. Tipik bir plastik mafsallı ideal olarak plastik mafsallı uzunluğu adı verilen bir plastik bölgenin merkezinde oluştuğu kabul edilir. Yığılı plastiklik yaklaşımında pekleşme durumunda olan veya olmayan bir bileşenli plastik mafsallı modeli, bi-lineer moment eğrilik ilişkisini karakterize etmek için kullanılır. Şekil 2.1'de yığılı plastisite yaklaşımının şematik gösterimi verilmiştir.

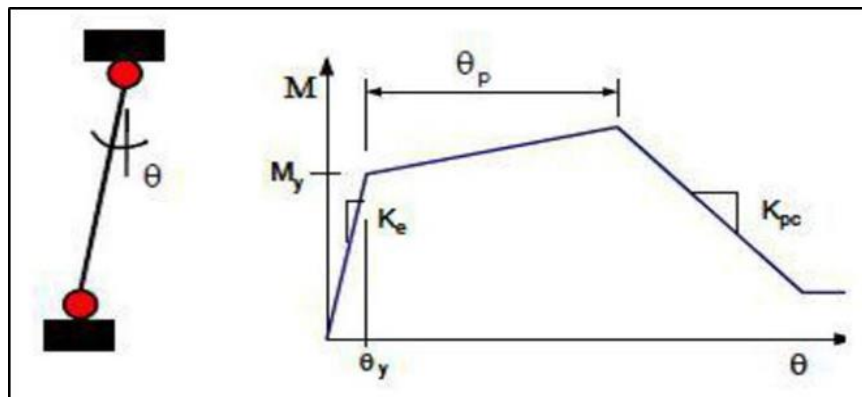


Şekil 2.1. Yığılı plastisite yaklaşımı [4]

Plastik mafsal kavramı, Şekil 2.2’de gösterildiği gibi yoğun doğrusal olmayan tepkinin parçalı doğrusal gösterimi için idealdir. Doğrusal davranışın, önceden belirlenmiş olası plastik mafsal bölgeleri dışında kalan bölgelerde olduğu varsayılmaktadır. Parçalı doğrusallaştırma yönteminin bir parçası olarak plastik mafsal kesitlerinin akma yüzeyleri uygun bir şekilde doğrusallaştırılabilir. İki ve üç boyutlu mafsal modellerinde, yani sırasıyla PM ve PMM mafsallarında, sonlu sayıda akma çizgileri ve akma düzlemleriyle temsil edilebilirler. Plastik kesitlerdeki tipik moment-dönme ilişkilerinin zarf eğrilerinin modellenmesi, Şekil 2.3’te verilen doğrusal olmayan modelleme için yeterlidir. Yığılı plastisite kabulünün en önemli dezavantajı elastik veya elastik olmayan davranışın bir yerde yoğunlaşacağını varsaymanın fiziksel olarak her zaman mümkün olmamasıdır. Örnek olarak deprem gibi tersinir etki gösteren yüklemeler altında kesit rijitlikleri azalır ve doğrusal olmayan davranış eleman boyunca uzanabilir bu durumda plastikliğin bir noktada toplandığını düşünmek yanlış bir öneri kabul olacaktır.



Şekil 2.2. Plastik mafsal modeli ve uygulaması [4]



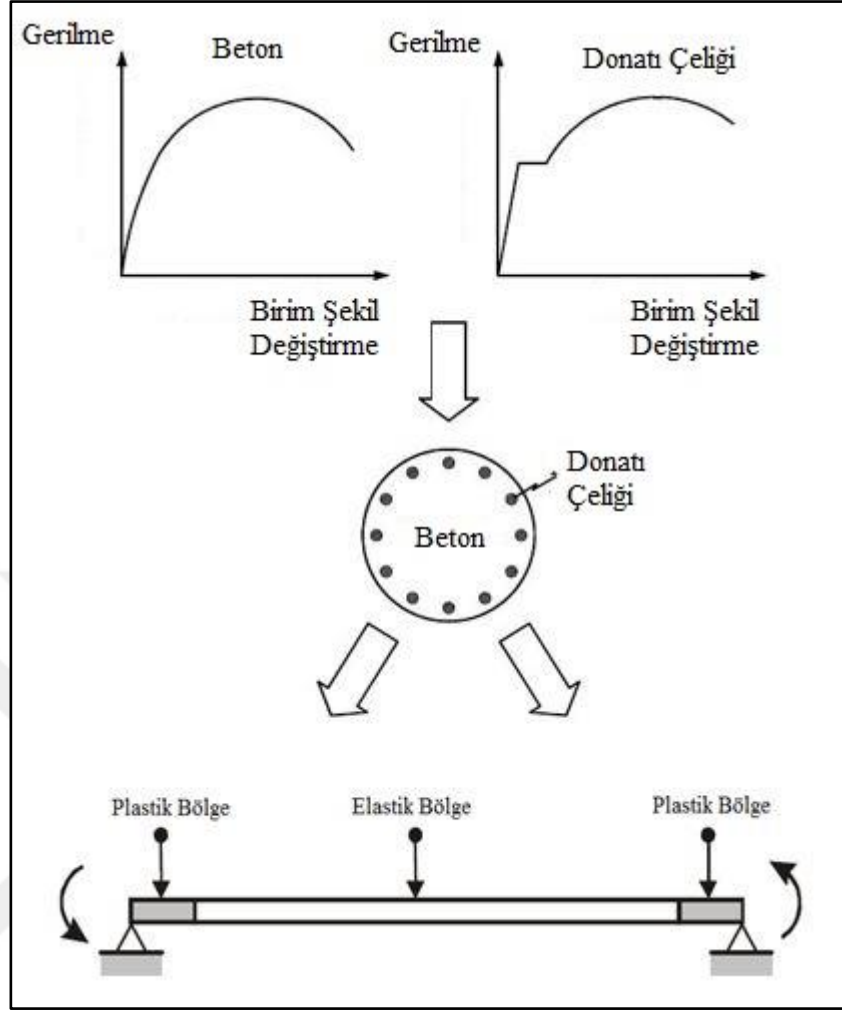
Şekil 2.3. Plastik mafsal modeli ve moment-eğrilik ilişkisi [4]

Yığılı plastisite yaklaşımı, bir çubuk elemanını elastik ve elastik olmayan bileşenlere ayırarak plastik mafsal kavramının basitliğini kullanır. Plastik

mafsaldaki elastik olmayan davranış, plastik mafsal bölgesine atanan geometri ve malzeme modeli (tek eksenli temel model) kullanılarak yapılan analizle belirlenir. Hem donatı çeliği hem de beton için tek eksenli temel malzeme modelleri tanımlanmalı ve ilgili elemanlara atanmalıdır. Kesitin davranışının belirlenmesi için genellikle ilk olarak bir kesit analizi yapılır. Ardından dış yükler altında elemanın tepkisini belirlemek için elde edilen moment-eğrilik ilişkisi plastik mafsallara uygulanır.

Moment etkisi altında dönme meydana gelen betonarme kesitlerin moment-eğrilik ilişkileri incelendiği zaman, eğilme momenti-eğrilik bağlantılarının iki farklı bölgede oluşturdukları görülmektedir. İlk bölgede, eğilme momentinin küçük değerleri için, betonarme kesitlerin eğilme momenti-eğrilik bağlantıları doğrusal elastik kabul edilebilir. Yine bu bölgede, kesitteki beton ve donatı çeliği doğrusal davranış göstermektedir. İkinci bölgede ise eğilme momentinin artan değerleri için eğilme momenti-eğrilik bağlantıları doğrusal bölgede ki özelliklerden daha farklı davranış gösterir. Bu bölgede betonarme kesitte çatlama ve donatı çeliğinde akma meydana gelmektedir. Plastik davranışın hâkim olduğu bu bölgede, kesite etkileyen eğilme momentinde ki küçük artımlarla kesit dönmeleri ve eğrilik hızla artmakta ve eğriliğin sınır değerlere erişmesiyle de kesitte güç tükenmesi oluşmaktadır [2].

Plastik mafsallardaki elastik olmayan davranış, bu bölgede elemanın sahip olduğu geometri ve malzeme özelliklerine bağlı olup ilgili özellikler kullanılarak gerçekleştirilen kesit analiziyle belirlenir. Şekil 2.4'te hem çelik hem de beton için tek eksenli temel malzeme modelleri tanımlanmıştır. Kesitin davranışının belirlenmesi genellikle önce bir kesitsel analiz yapılmasını gerektirir ve ardından dış yükler altında eleman tepkisini belirlemek için moment-eğrilik ilişkisi plastik mafsallara uygulanır. Yığılı plastik davranış da yer alan diğer bir yöntem, plastik mafsallara kuvvet-yer değiştirme histerezisi tepkisini tanımlamaktadır. Bu tür yöntemler, eleman davranışının önceden bilindiği ve ilk bölümdeki analizin gerekmediği durumlarda kabul edilebilir.



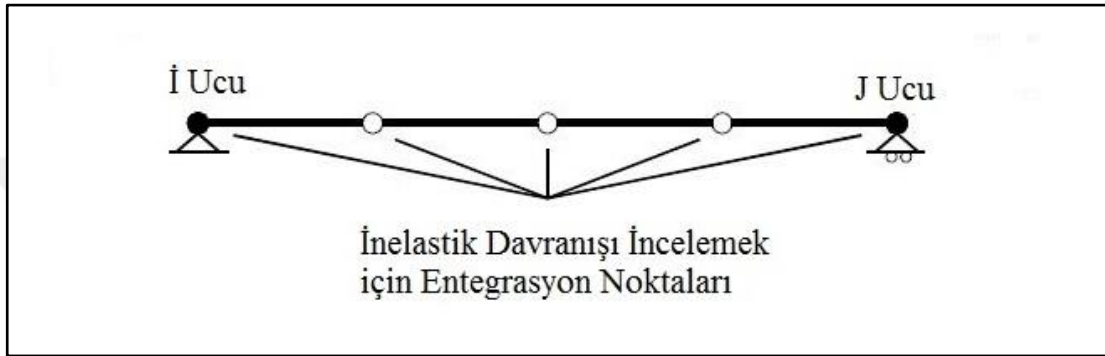
Şekil 2.4. Yığılı plastik mafsal modeli [6]

Yapılan çalışmalarda yığılı plastisite yaklaşımının süneklik oranının yüksek ve doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin daha az alana yayıldığı sistemlerde kullanılmasının daha doğru olduğunu kanıtlanmıştır. Özellikle bu sistemlerde kullanılan yığılı plastisite yaklaşımının hesap süresini büyük oranda azalttığı görülmüştür. Yığılı plastisite yaklaşımı sadeliği nedeniyle avantajlıdır.

### 2.2.2. Yayılı plastisite yaklaşımı

Yayılı plastisite yaklaşımında, elastik olmayan şekil değiştirmeler eleman uzunluğu boyunca farklı entegrasyon noktalarında izlenir. Yayılı plastisite yaklaşımı yığılı plastisite yaklaşımının fiziksel olarak mümkün olmamasından dolayı daha gerçekçi bir yaklaşımdır. Bu yaklaşımda ilk önce elastik davranışın izleneceği entegrasyon noktaları tanımlanır. Entegrasyon noktalarının belirlenmesinde en yaygın yaklaşım Gauss-Lobatto entegrasyonudur [29]. Bu yaklaşımda elemanın her iki ucuna

(elastik olmayan davranışın tipik olarak gerçekleştiği yerlere) entegrasyon noktası yerleştirir bunun yanı sıra eleman boyunca eşit aralıklı entegrasyon noktaları yerleştirilir. Şekil 2.5'te 5 entegrasyon noktalı Gauss-Lobatto entegrasyonu gösterilmektedir. Her entegrasyon noktası arasındaki deformasyonların Gauss-Lobatto veya başka bir entegrasyon şeması ile doğrusal olduğu varsayılmaktadır. Bu nedenle ne kadar çok entegrasyon noktası kullanılırsa yapısal davranış o kadar çok gerçeğe yakın temsil edilir.



Şekil 2.5. Yayılı plastisite yaklaşımı şematik gösterimi [4]

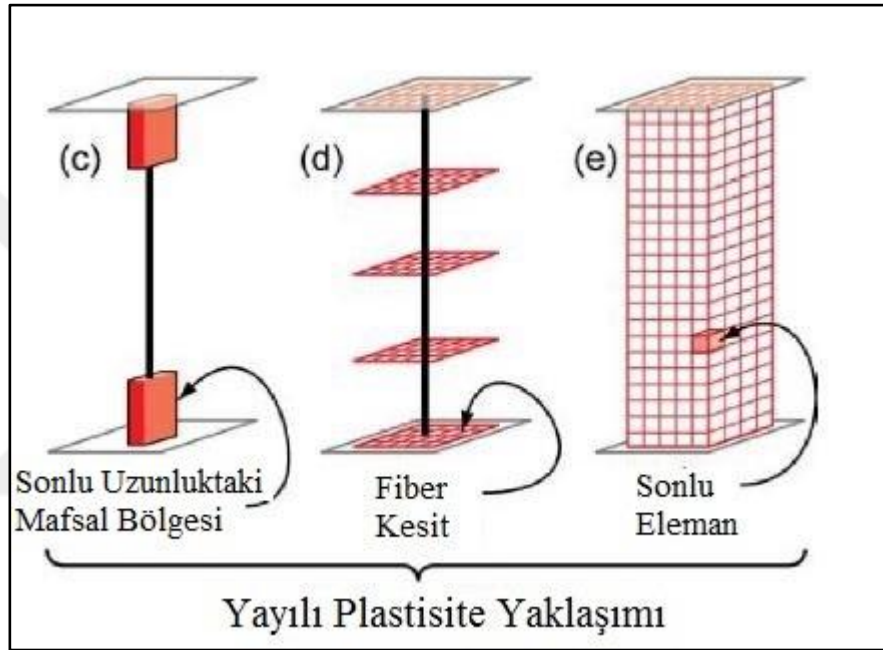
Yayıllı plastisite yaklaşımı elastik olmayan şekil değiştirmelerin izlenebilme imkânı sunmasına rağmen bazı dezavantajlara sahiptir. Öncelikli olarak entegrasyon noktalarının yerlerini ve davranışı daha gerçekçi temsil edecek entegrasyon sayısını belirlemek kolay bir işlem değildir. Ayrıca eleman boyunca elastik olmayan davranışın bulunmadığı bir sistemde entegrasyon sayısının artırılması hesap süresini artırır. Yayıllı plastisite yaklaşımı pekleşme tepkisi olduğunu varsayar gerilme yumuşamasını yakalayamaz. Bu yüzden kullanılacak yaklaşımın yığılı veya yayılı plastiklik olup olmadığına karar vermeden önce yapısal elemanın beklenen davranışı hakkında önceden bilgi sahibi olmak gerekir.

Yayıllı plastisite yaklaşımı bütün betonarme yapısal elemanlarda kullanılabilmesine rağmen daha çok perde gibi düzlemsel elemanlar için yaygın biçimde kullanılır. Perde sonlu hücrelere bölünerek, düzlem gerilme altındaki her bir hücrede gerilme seviyesine göre, malzemenin normal ve kayma gerilmeleri altındaki doğrusal olan davranışı yanında, doğrusal olmayan çevrimsel davranışı gözönüne alınır. Taşıyıcı sistem elemanlarının doğrusal kalacağı tahmin edilen bölümlerinin elastik olarak modellenmesi ve sadece zorlanan bölgelerde yayılı plastik davranış modelinin kullanılması çözüm kolaylığı sağlar. Perde, kolon ve giriş gibi elemanlarda plastik



mafsalın beklendiği bölgelerin genişletilerek, yayılı plastik davranışın oluşacağı bölge olarak tanımlanması uygundur. Deprem etkisi artıkça ve kesitlerin kapasiteleri azaldıkça bu bölgeler genişler [14].

Yayıllı plastik davranış üç şekilde modellenebilir. Bunlardan birincisi sonlu uzunluktaki mafsallı bölge modeli, ikincisi fiber eleman modeli ve üçüncüsü ise sonlu eleman modelidir. Şekil 2.6'da yayılı plastik davranış modelleri gösterilmiştir.

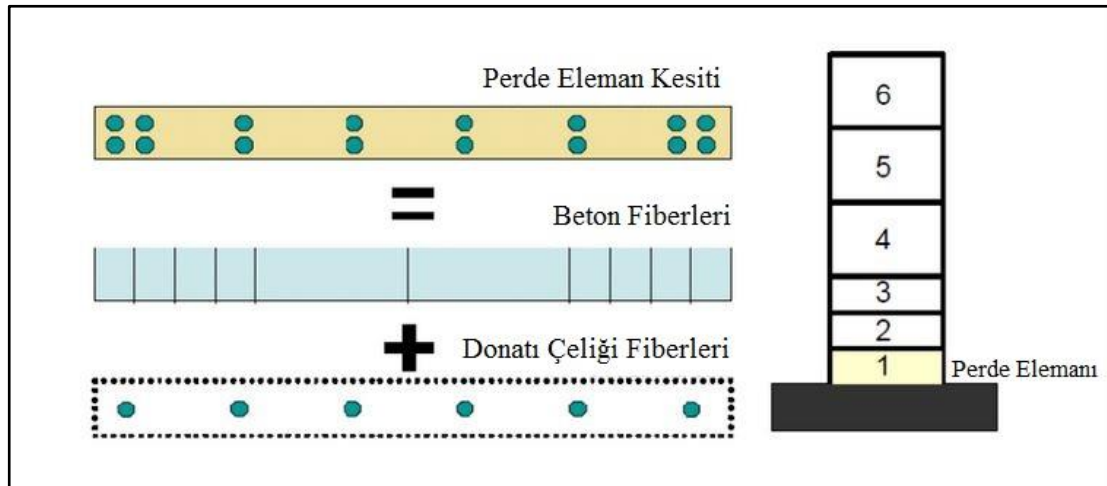


Şekil 2.6. Yayıllı plastik davranış modelleri [8]

Şekil 2.6 (a)'da sonlu uzunluktaki mafsallı bölge gösterilmiştir. Bu model elemanın uçlarına yerleştirilmiş mafsallı bölgeleri ile etkili bir yayılı plastik model örneğidir. Eleman uçlarındaki inelastik mafsallı bölgeleri ya doğrusal olmayan moment-eğrilik ilişkisi ya da fiber elemanlarla, düzlem kesitler düzlem kalır varsayımı doğrultusunda modellenir [15].

Şekil 2.6 (b)'de fiber eleman yapısını göstermektedir. Fiber modeli yayılı plastikitenin elemanın hem enkesiti hem de eleman uzunluğu boyunca tanımlanmasını sağlamaktadır. Bu modellerle belirlenen enkesitlerde doğrusal elastik olmayan histerik aksenal gerilme – birim şekil değiştirme karakterini yansıtabilmek için tek aksenal malzemeler ( fiber elemanlar ) modellenebilmektedir. Bu modellemede de düzlem kesitler düzlem kalır varsayımı kabul edilir. Her bir fiber

elemanın, birleşme noktalarında aksel yükler, momentler, moment – eğrilik ilişkileri ve aksel gerilme - birim şekil değiştirme ilişkilerine ulaşılabilir. Daha sonra bu noktalarda fiber elemanlardan alınan sonuçlar toplanarak ilgili sistem ve eleman parametreleri elde edilir. Fiber eleman modeli, genel olarak yönetmelikte de belirlenen plastik mafsalların dönme sınırları için gerekli dönme oranlarını vermez. Fakat, itme analizlerinin işlem hacmini düşürecek olan, çelik ve betonun tanımlanan noktalardaki enkesitlerinde hesaplanan birim şekil değiştirmeleri vermektedir [15]. Fiber modeli sonlu eleman modelinin en basit hali olarak da düşünülebilir. Fiber model için gerekli parametreler sonlu elemanlar modeline benzer, ancak sonlu elemanlar modeline göre daha basit bir algoritması vardır. Fiber ve sonlu eleman modellerinde, elemanın beklenen doğrusal olmayan davranışı, elemanı oluşturan malzemenin doğrusal olmayan davranışı ile belirlenebilir. Sonlu eleman modeli daha karmaşık malzeme ilişkilerine dayanırken, fiber modeli pratikte yapının toplam tepkisini yakalamak için daha basit temel tek aksel malzeme özelliklerine dayanmaktadır. Sonlu eleman modelinin aksine, bir elemanın kesiti çelik ve beton fiberlere ayrılır. Şekil 2.7’de perde elemanına ait fiber modeli gösterilmiştir.



Şekil 2.7. Perde elemanı fiber modeli [4]

Sonlu eleman modeli, bir yapısal betonarme elemanı, tüm yükseklik ve genişlikte üç boyutlu sınırlı bir sonlu bölüntüleme ile böler. Fiber modeller, elemanın enine kesitini, tüm uzunluk boyunca karakterize eden yeterli sayıda beton ve çelik fiberlere böler. Yapısal davranışı anlamak için eleman kesitini yeterli sayıda fibere bölmek ve toplam fiber sayısı çok önemlidir.

Her ne kadar fiber model yığılı plastik mafsal modeline göre daha gelişmiş olsa da, kiriş ve kolonlarda kullanımı pratik değildir. Bu elemanlarda, rijitlik modellenmesi ve dönme kapasiteleri ile ilgili test verilerinin bolluğu, plastik mafsal modellenmesinin daha geniş kullanımına yol açar. Bununla birlikte, fiber modeli plandaki dikdörtgen ve U veya L şekilli perde duvarların modellenmesinde daha uygundur [4].

Şekil 2.6 (c)'de sonlu eleman modeli gösterilmiştir. Sonlu eleman modeli incelenen elemanı hem kesiti hem de boyu doğrultusunda birçok parametresi bulunan doğrusal elastik olmayan histerik yapısal özellikler teşkil eden küçük sonlu elemanlara ayırır. Bu model elemanın davranışını daha gerçekçi sunması bakımından en iyi seçenek olarak görülse de parametrelerinin belirlenmesi ve hesaplanması bakımından en karmaşık ve zor modeldir [15].

Sonlu eleman modeli için gerekli parametreler, temel malzeme özellikleri ve belirli bir karakteristik sonlu bölüntüleme boyutu açısından tanımlanmaktadır. Tek eksenli, çift eksenli veya üç eksenli, beton ve donatı için temel malzeme özellikleri kullanılır. Bu tip modellemede makul bir yanıtı tahmin etmek için malzeme özellikleri ve bölüntüleme boyutu parametresi iyi tanımlanmalıdır.

### **2.3. Doğrusal Olmayan Malzeme Modelleri**

Sonlu elemanlar ve fiber modellerinde elemanın etkin rijitlik, dayanım, şekil değiştirme özellikleri ile yapının dış yükler altındaki elastik olmayan davranışı malzemenin gerilme-birim şekil değiştirme ilişkilerinden doğrudan elde edilir. Daha önce de açıklandığı gibi, beton ve çelik için çok eksenli temel malzeme özellikleri genellikle iki ve üç boyutlu sonlu eleman modellerinde kullanılırken, tek eksenli temel malzeme özellikleri fiber modellerinde kullanılır. Malzeme modelleri için gerekli parametrelerinin seçimi seçilen elastik olmayan model tipine, yapı tipine, istenen doğruluk seviyesine ve analiz için kullanılan bilgisayarın hızına bağlıdır. Literatürde, malzeme modelleri üzerine önemli miktarda çalışma yapılmış sonuç olarak, basit ve verimli olandan oldukça karmaşık modellere kadar beton ve çelik için pek çok malzeme modelleri geliştirilmiştir. Bu alandaki çalışmalar oldukça geniştir; ancak, bu çalışmada malzeme modellerinin kapsamı, fiber

modeller ve çalışmada kullanılan ticari yazılımdaki uygulamaları ile sınırlı tutulmuştur.

Doğrusal olmayan dinamik analizde malzeme özellikleri, yapının performansını doğru bir şekilde tahmin etmek için elemanın tasarımında veya doğrusal olmayan değerlendirme aşamalarında kullanılan nominal, karakteristik veya tasarım değerleri yerine beklenen olası değerleri kullanılarak yapılır. Başka bir deyişle, zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerde beklenen malzeme özelliklerinin kullanılması, beklenen yapısal performansını daha gerçekçi ve tarafsız bir şekilde simüle etmek, ölçmek ve yorumlamak için gereklidir. Beklenen malzeme özellikleri, çok sayıda malzeme ve eleman testinden elde edilen sonuçların ortalama değerleridir.

### **2.3.1. Fiber modeller için tek eksenli donatı çeliği modelleri**

Çelik, deprem gibi çevrimsel yüklemeler altında önemli derecede rijitlik kaybı olmadan büyük miktarda elastik olmayan şekil değiştirme yapabilen sünek bir malzemedir. Betonarme elemanlarda, boyuna donatı çeliği ince ve uzundur, bu nedenle davranışa katkısı tek eksenlidir. Bu nedenle betonarme elemanlar için tek eksenli çelik malzeme modelinin kullanılması yeterlidir. Akma, pekleşme, çevrimsel yükler altında rijitlik azalması ve çeliğin burkulması gibi bazı önemli malzeme etkileri göz önüne alınarak bir dizi karmaşık tek eksenli malzeme modeli geliştirilmiştir.

Perform3D'de [33] donatı çeliği malzemesi için tanımlanan modeller özel bir modelleme formatına sahiptir. Pekleşme, çevrimsel azalma ve rijitlik azalması olup olmadığı göz önünde bulundurularak, iki-doğrultulu veya üç-doğrultulu olarak modelleme yapılabilir. Perform3D [33], her döngüde ulaşılabilecek en büyük birim şekil değiştirmeye bağlı olarak çevrimsel azalma ve boşaltma rijitlik katsayılarına (enerji ve rijitlik azaltma faktörleri) sahiptir. Her döngüdeki harcanan enerji miktarını belirlemek için malzemenin belirli bir birim şekil değiştirme noktasına karşılık gelen faktörler arasında bir ilişki kurulur. Eğer bir döngüde enerji kaybı varsa Perform3D döngü alanını azaltmak ve dengelemek için uygundur. Bir yapının Perform3D'de modellenmesinden önce çevrimsel yükler altında makul sonuçlar elde edilene kadar basitleştirilmiş malzeme modelleri kullanarak test sonuçlarını

analiz sonuçlarıyla karşılaştırarak bu katsayıların ayarlanması önerilmektedir. Perde duvar testleri genellikle bu parametreleri elde etmek için kullanılır, çünkü donatı çeliğinin kendi öz davranışı ile çevrimsel yüklere maruz kalan betonarme kesitteki donatı çeliğinin davranışı birbirinden farklıdır. Bu durum, betonarme kesitteki çelik ve betonun etkileşiminden kaynaklanmaktadır. Menegotto-Pinto çelik modelinin [26] iki farklı Perform3D donatı çeliği modeliyle karşılaştırılması (Şekil 2.8'deki faktörler kullanılarak degradasyon modeli ve degradasyon olmayan model) Şekil 2.9'da gösterilmektedir. Her iki modelde de kullanılan başlık ve gövde beton modeli Şekil 2.10'da gösterilmektedir. Bu modeller kullanılarak test ve analiz sonuçlarının karşılaştırılması Şekil 2.11'de gösterilmiştir. Görülebileceği gibi, degradasyon olmayan donatı çeliği modelinin davranışı, çevrimsel yükleme altında Menegotto-Pinto modeline daha yakın olmakla birlikte, modelde degradasyon parametrelerinin kullanılmasıyla elde edilen sonuçlar, diğer sonuçlardan daha farklıdır.

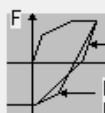
**Cyclic Degradation**      Upper/Lower Bounds

For Tension Strains			For Compression Strains		
Point	Deformation	Energy Factor	Point	Deformation	Energy Factor
Y		0.85	Y		
1	0.02	0.7	1		
2	0.035	0.7	2		
3	0.05	0.65	3		
X		0.4	X		

Unloading Behavior

Unloading Stiffness Factor     Min -1    Max +1

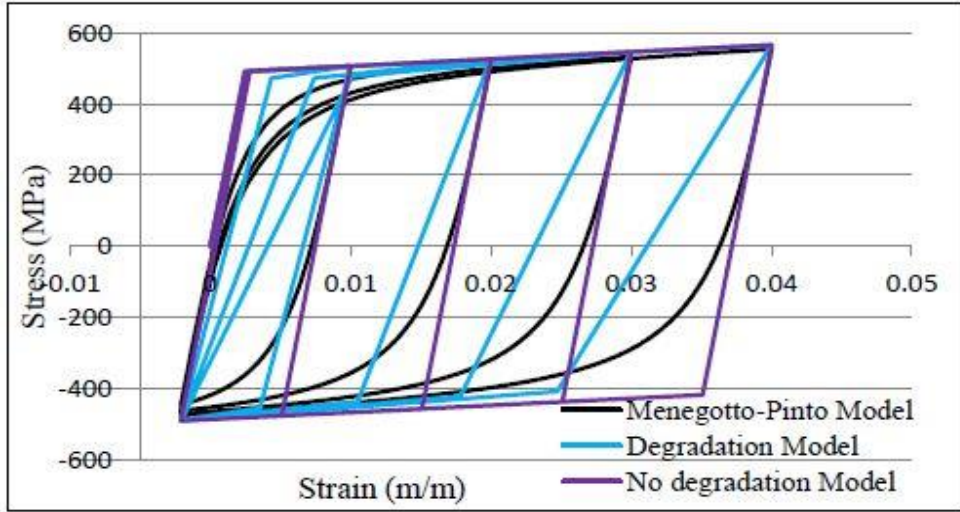
This factor controls the unloading behavior for a trilinear F-D relationship. You can use Plot Loops to show the effect. See the User Guide for details.



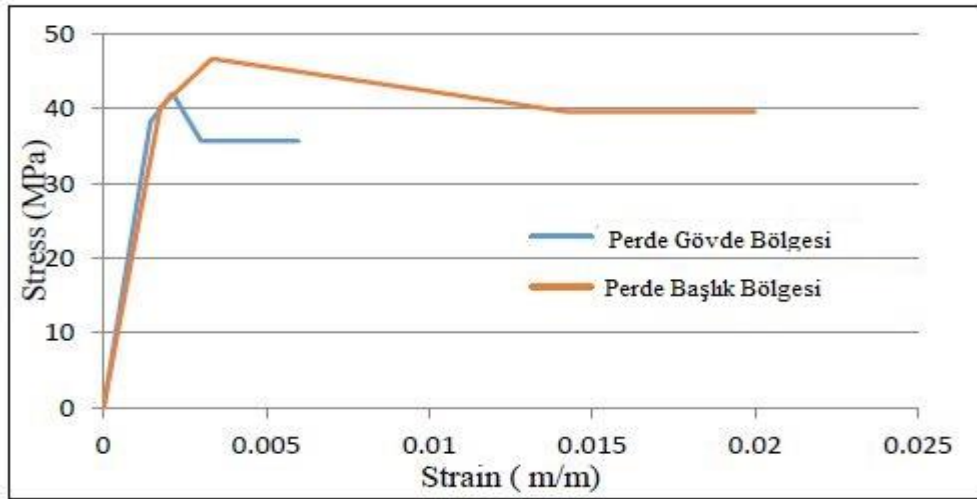
Factor = +1. Max stiffness.  
Min elastic range.

Factor = -1. Min stiffness.  
Max elastic range.

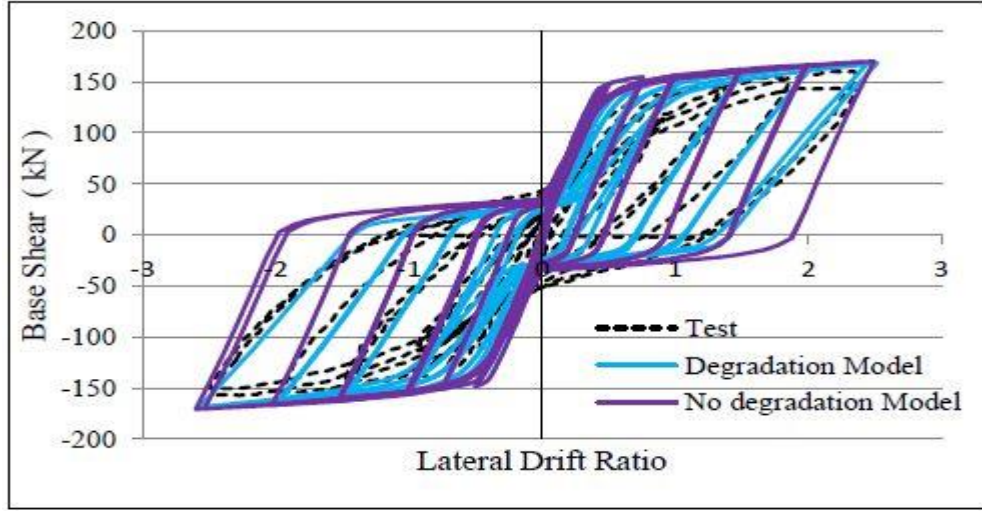
Şekil 2.8. Çevrimsel azalma ve boşaltma rijitliği parametreleri [26]



Şekil 2.9. Menegotto-Pinto çelik modelinin iki farklı Perform3D donatı çeliği modeliyle karşılaştırılması (% 1 strain-hardening) [26]

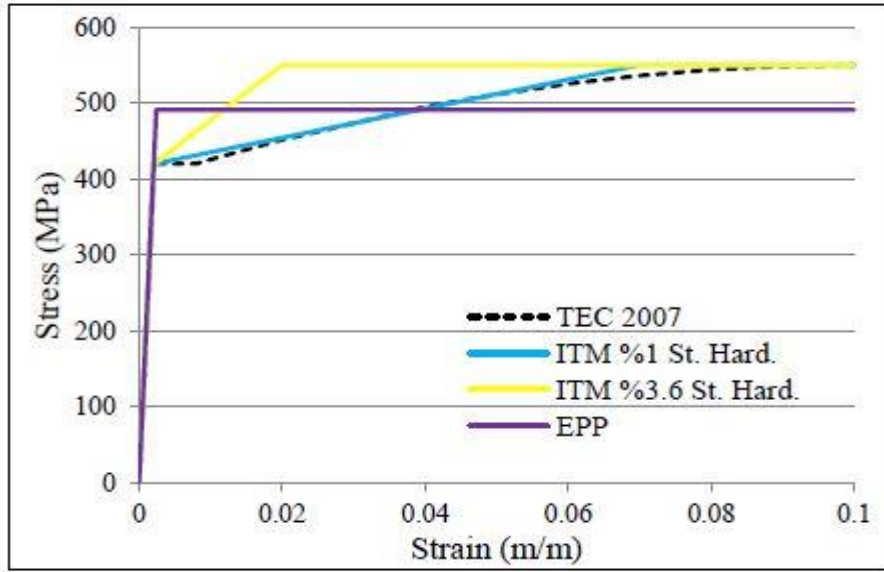


Şekil 2.10. Perde gövde beton modelinin başlık beton modeliyle karşılaştırılması [26]

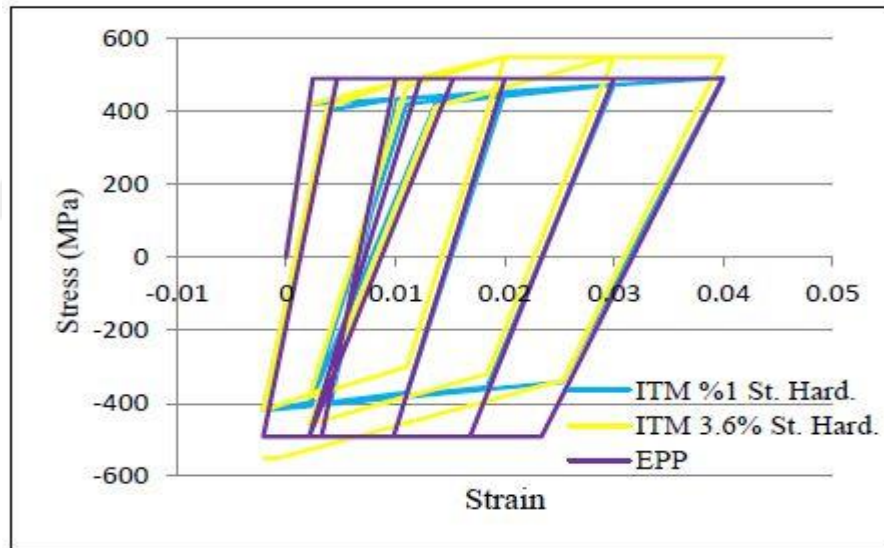


Şekil 2.11. Dikdörtgen perde duvar kesiti için analitik modellerin ve Thomsen -Wallace RW2 örnek test sonuçlarının karşılaştırılması [26]

Daha önce açıklandığı gibi, yazılımlarda nispeten basit temel tek eksenli gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi kullanılır, bu nedenle bu etkilerin varyasyonunun etkisi analiz sonuçları üzerinde bilinmelidir. Bu amaç doğrultusunda deney sonuçları ve analiz sonuçlarını karşılaştıran bir çalışma Thomsen ve Wallace RW2 [26] tarafından yapılmıştır. Çalışma kapsamında farklı tek eksenli çelik modelleri aynı 6 adet perde duvarı için kullanılmıştır. Analizlerde incelenen perde duvarlar dört adet beton fiberi on iki adet donatı çeliği fiberine ayrılmıştır ve beton modeli Şekil 2.10'da, çevrimsel azaltma faktörleri Şekil 2.8'de gösterilmiştir. Şekil 2.12'de ki üç tip malzeme modeli sonucu ve çelik modellerin döngüsel yükleme altında karşılaştırılması Şekil 2.13'te sunulmuştur. İlk modelde (ITM% 1 St. Hard.),% 1 pekleşme eğimi varsayarsak Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council 2015 tarafından önerilen model kullanılmıştır. İkinci modelde (ITM% 3,6 St. Hard.),% 3,6 pekleşme eğimi varsayarak, ATC-72 yönetmeliği tarafından önerilen model kullanılmıştır. Son model ise, elastik-tamamen plastik (EPP) çelik modeldir. Bu modelin en yüksek dayanımı, çeliğin beklenen akma dayanımı ve çekme dayanımının toplamının yarısıdır.

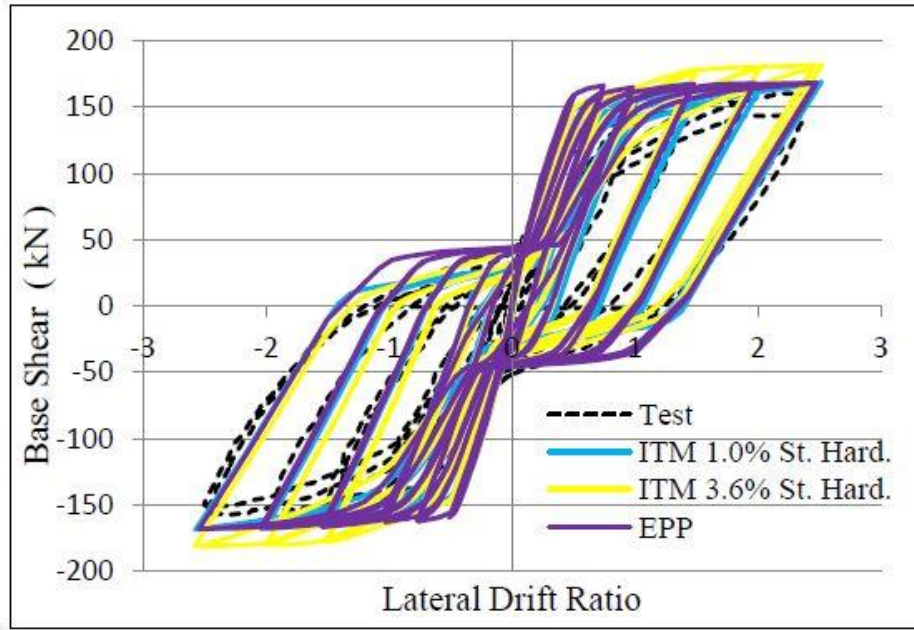


Şekil 2.12. Monotonik yüklemeye altında dört farklı basitleştirilmiş çelik modelinin karşılaştırılması [26]



Şekil 2.13. Farklı yöntemlerle basitleştirilmiş edilmiş çelik modellerin çevrimsel yüklemeye altındaki davranışlarının karşılaştırılması [26]



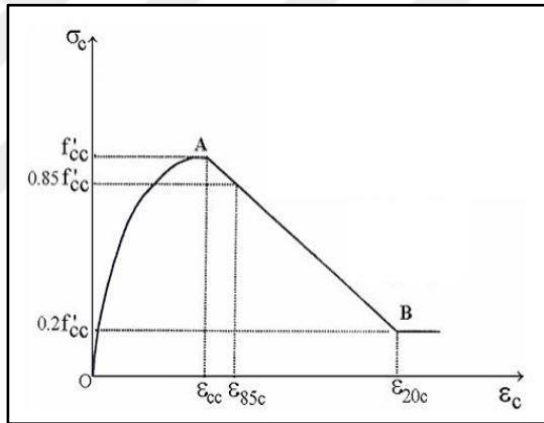


Şekil 2.14. Test sonuçlarının (Thomsen ve Wallace RW2) ve dikdörtgen perde duvar kesiti için farklı çelik modeller kullanılarak elde edilen taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması [26]

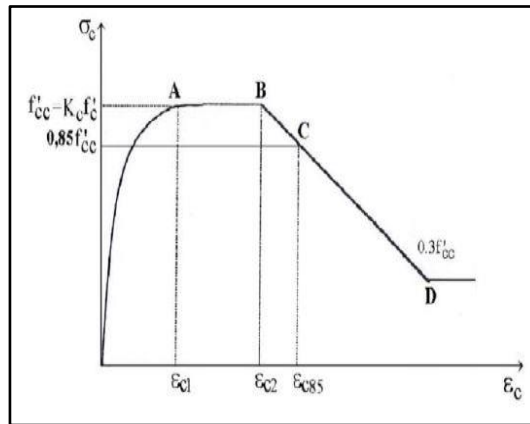
Yapılan çalışmada test sonuçlarının ve analiz sonuçlarının karşılaştırılması Şekil 2.14'te verilmiştir. Şekil 2.14'ten görülebileceği gibi, ilk model test sonuçları ve diğer modellere kıyasla daha yakın sonuçlar vermektedir. Öte yandan, ikinci model kapasiteyi test sonuçlarından fazla tahmin etmiştir. Çalışmada, elastik-tamamen plastik model ile oldukça uygun sonuçlar alındığı da gösterilmiştir. Bununla birlikte akma bölgelerinde önemli fark gözlemlenmiştir. Elastik tamamen plastik model daha fazla akma kapasitesine sahiptir. Bunun nedeninin ani değişen rijitlik, analiz yönteminin yetersizliği ve diğer belirsizlikler olduğu düşünülmektedir. Gerçekçi bir pekleşme eğimi kullanmak, zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerdeki ani rijitlik değişiminden kaynaklanan yakınsama sorunlarını önlemek için de önemlidir. Ruiz-Garcia ve Miranda (2003) ve Chopra ve Chintakanapakdee (2004) 'e göre, ortalama dayanım kullanılarak orta ve uzun dönem yapılar için tepe yer değiştirmesinde % 5'ten daha az düşüşler meydana gelmektedir. Ek olarak, Ruiz-Garcia ve Miranda (2006) [19] ve Pampanin ve ark. (2002) [32] ortalama dayanım eğiminin kullanılmasının tüm yapılarda kalıcı yerdeğiştirmelerde önemli bir düşüşe neden olduğunu vurgulamıştır. Bilindiği gibi, artık görelî kat ötelemesi, yüksek binaların deprem etkisi altındaki performansını değerlendirirken göz önünde bulundurulmuş önemli parametrelerden biridir.

### 2.3.2. Fiber modeller için tek eksenli sargısız ve sargılı beton modelleri

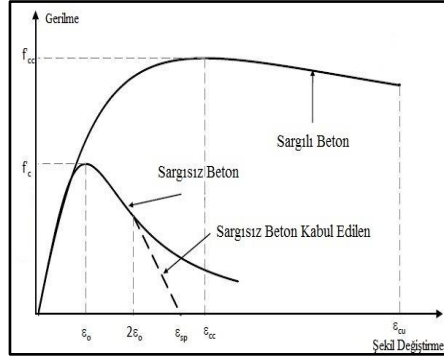
Betonun davranışı donatı çeliğinden farklı olarak oldukça karmaşıktır ve etkiyen yüke bağlıdır. Her ne kadar beton, tek eksenli basınç yükü altında yarı gevrek bir malzeme olarak davranırsa da, çok eksenli basınç yükü altında sünek bir malzeme gibi davranabilir. Sargı donatısının miktarı, çapı ve aralığı, donatı çeliğinin akma dayanımı, sargı ve boyuna donatının konfigürasyonu ve kesit büyüklüğüne bağlı olarak sargılama etkileri, sargı ve sargısız beton modelleri geliştirmek için çeşitli çalışmalar yapılmıştır. Geliştirilmiş Modifiye Kent Park [36], Saatçioğlu ve Razvi [36] Sheikh ve Uzumeri [36], Yassin [40], Mander ve diğerleri [31], Orakcal ve Wallace [40], çeşitli çalışmalarla sargılı ve sargısız beton davranışı ile ilgili kullanışlı modeller geliştirmiştir. Saatçioğlu ve Razvi Modeli Şekil 2.15’de, Sheikh ve Uzumeri Modeli Şekil 2.16’da ve Mander Modeli Şekil 2.17’de verilmiştir.



Şekil 2.15. Saatçioğlu ve Razvi Modeli

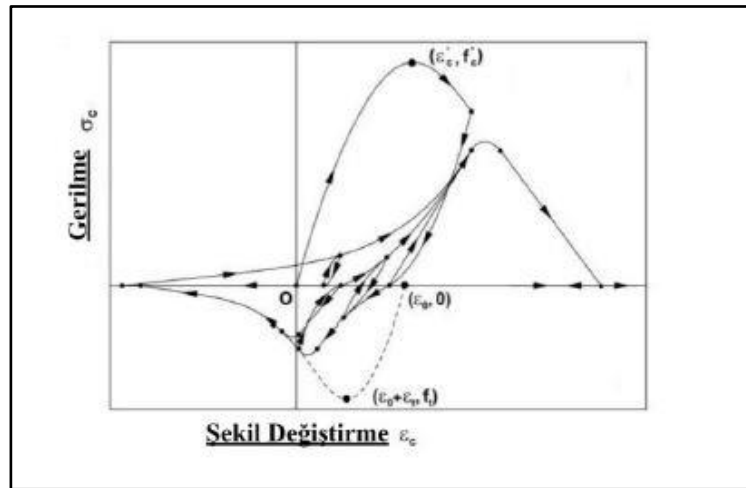


Şekil 2.16. Sheikh ve Uzumeri Modeli



Şekil 2.17. Mander Modeli

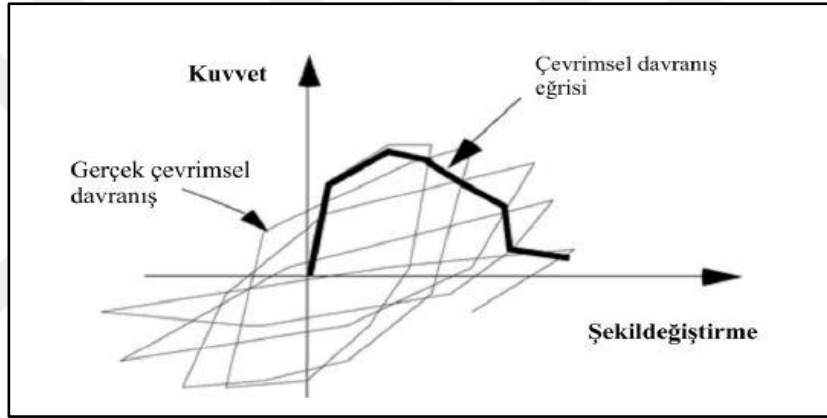
Şekil 2.18’de verilen Orakcal ve Wallace modeli diğer modellere göre daha gelişmiştir ancak oldukça karmaşık bir yükleme ve boşaltma davranışına sahiptir. Daha karmaşık beton modelleri genellikle araştırma çalışmaları için kullanılır ve pratik olarak yüksek binaların performans dayalı tasarımı ve değerlendirilmesi için kullanılması pratik değildir. Çünkü, yüksek bir yapı modeli, çok sayıda eleman, bağlantıya ve serbestlik derecesine sahip olduğundan, bu tür malzeme modelleri, fazla sayıda entegrasyon noktası gerektirir; bu nedenle doğrusal olmayan zaman tanım hesaplamalarının analiz süresi çok daha uzundur. Öte yandan, yüksek binalar için doğrusal olmayan zaman tanım alanı analizinin amacının, yapı ve yapı elemanlarının genel beklenen davranışını yüksek derecede güvenilirlikle yakalamak olduğu göz önünde bulundurulduğunda tasarımdaki en önemli aşamanın en önemli kabul edilebilir doğru basitleştirilmiş malzeme modellerini seçmektir.



Şekil 2.18. Orakcal ve Wallace Modeli [40]

Performansa bağılı yapı tasarımı ve değerlendirme aşamalarında deprem etkisinin yapı taşıyıcı sistemine daha gerçekçi aktarılma isteniyorsa yapı malzemelerinin çevrimsel yükler altında ki davranışının bilinmesi gerekmektedir. Deprem gibi çevrimsel yüklerin altında rijitlik azalması ve dayanım azalması gibi etkiler hesaplamada gözönüne alınmalıdır. Özellikle yüksek yapılarda istenilen performans hedeflerine ulaşma amacıyla bu etkiler yapısal analizlere aktarılmalıdır.

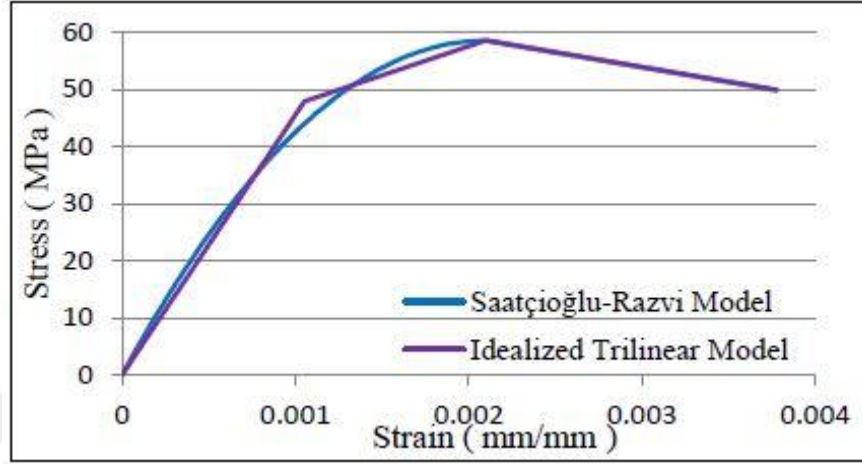
Histerik davranışın yapı taşıyıcı sistem modelinde gözönüne alınabilmesi amacıyla çeşitli çalışmalarla yapısal elemanların çevrimsel yükler altındaki davranışları ve yapısal malzemelerin çevrimsel yükler altındaki davranışları ile ilgili konular yönetmeliklerde işlenmiştir.



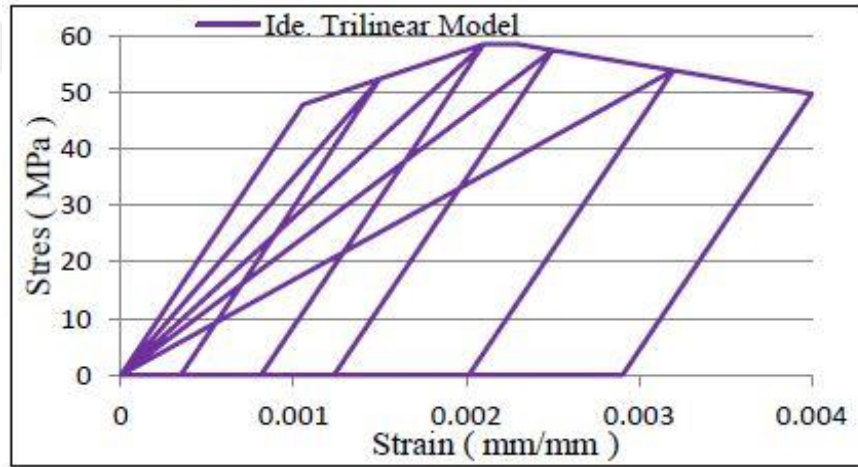
Şekil 2.19. Çevrimsel davranış eğrisi ve iskelet eğrisi örneği [6]

Şekil 2.19’da çevrimsel davranış eğrisi verilmiştir. Çevrimsel davranış eğrisi deprem gibi yapıya tersinir olarak etki eden kuvvetler altında yapıdaki taşıyıcı elemanlar ile yapısal malzemelerin göstermiş olduğu davranışını temsil etmektedir. Çevrimsel davranış eğrileri oluşturulurken yapısal elemanlar ve malzemelerde ortalama dayanım değerleri kullanılmaktadır. Ortalama dayanım değerleri doğrusal olmayan analizlerde yapısal tepkilerin gerçeğe en yakın sonuçlar alınması bakımından büyük öneme sahiptir. Sargısız ve sargılı beton için basitleştirilmiş tek eksenli malzeme modelinin örnekleri, Şekil 2.20 ve 2.21’de gösterilmektedir. Perform3D’de tanımlanmış sargısız ve sargılı beton modelleri çevrimsel yükleme altında uygulanması Şekil 2.22 ve Şekil 2.23’te gösterilmiştir. Test sonuçlarının ve bu modellerle kullanılan analiz sonuçlarının karşılaştırılması, Şekil 2.11 ve 2.14’de gösterilmiştir. Nispeten basit beton modelleri kullanılarak elde edilen sonuçların

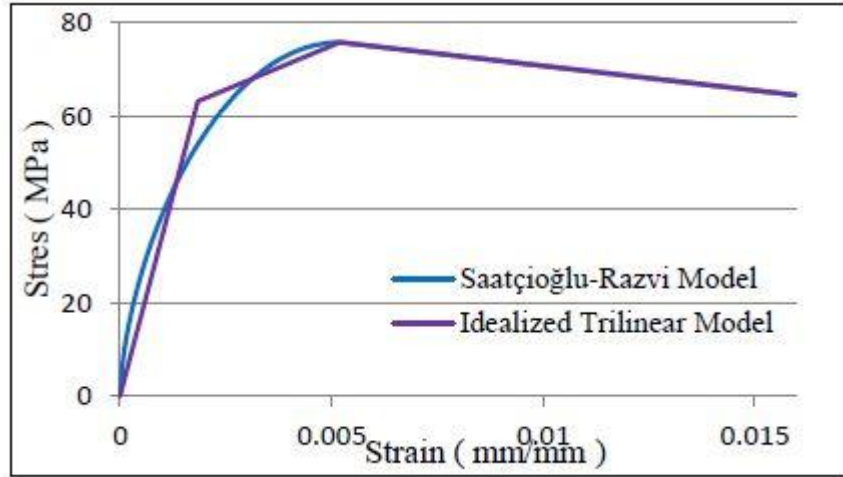
tatmin edici olduğu görülebilir. Çalışmalarda ayrıca perdelerin başlık bölgesinde sargılı beton, perdeleri gövde bölgesinde ise sargısız beton modellerinin kullanılmasının yapı deprem davranışını tahmin etmek için önemli olduğunu vurgulamıştır.



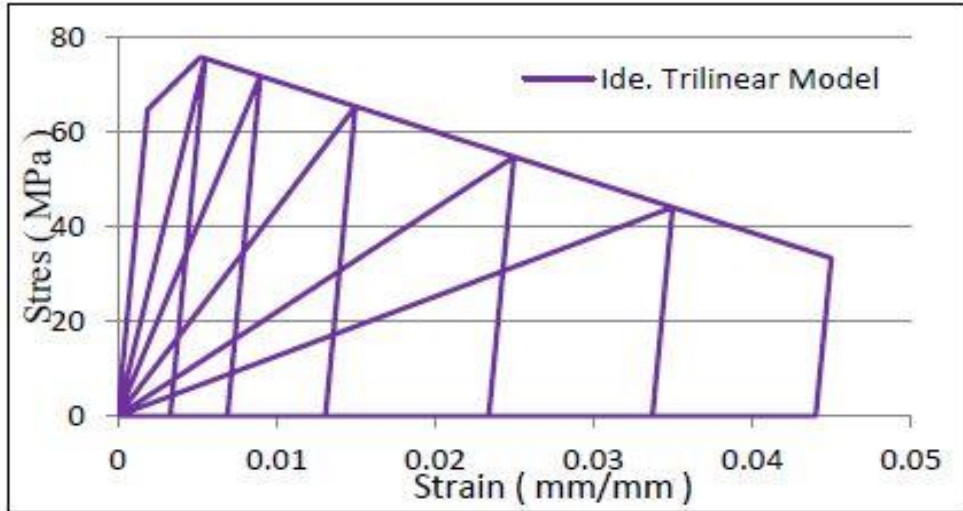
Şekil 2.20. Saatçioğlu Razvi sargısız beton modelinin idealleştirilmiş üç doğrultulu modelle karşılaştırılması [1]



Şekil 2.21. Perform3D'de tanımlanmış sargısız beton modelinin çevrimsel yükleme altında uygulanması [1]



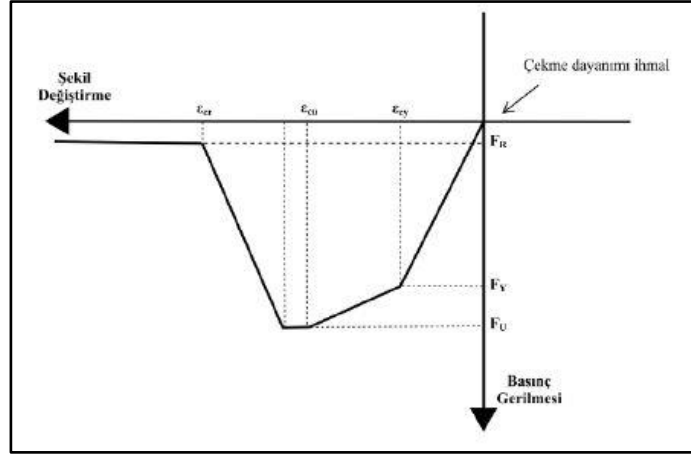
Şekil 2.22. Saatçioğlu Razvi sargılı beton modelinin idealleştirilmiş üç doğrultulu modelle karşılaştırılması [1]



Şekil 2.23. Perform3D'de tanımlanmış sargılı beton modelinin çevrimsel yükleme altında uygulanması [1]

### 2.3.2.1. Sargısız betonun davranışının modellenmesi

Şekil 2.24'te sargısız beton için geliştirilen üç davranış modeli gösterilmiştir. Bu modelde betonun çekme dayanımı ihmal edilmiştir.



Şekil 2.24. Sargısız beton davranışı modeli

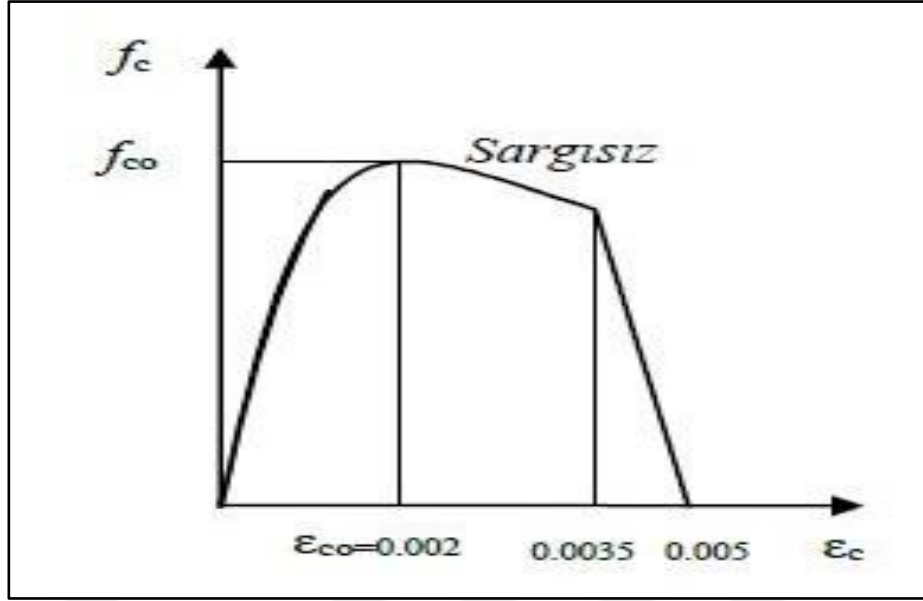
Denklem (2.1), Denklem (2.2) ve Denklem (2.3) sargısız beton modeli ile ilgili parametreler verilmiştir.

$$F_y = \frac{2}{3} x f'_c \quad (2.1)$$

$$F_u = f'_c \quad (2.2)$$

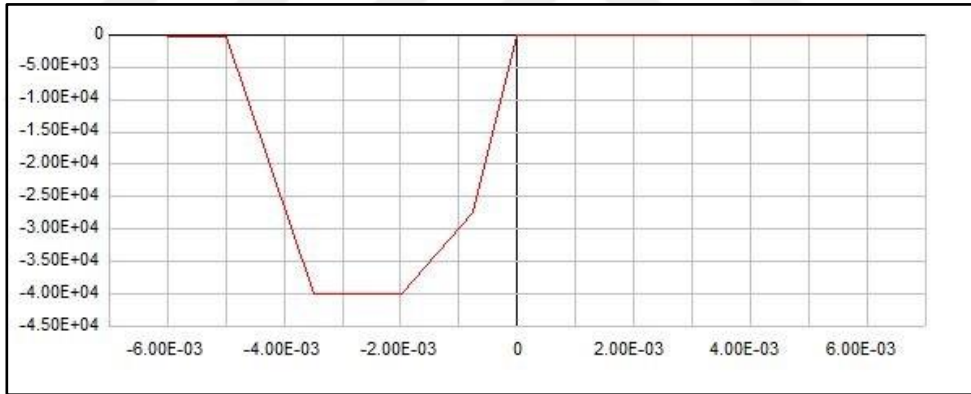
$$\epsilon_{cr} = 0,005, \quad \epsilon_{cu} = 0,002, \quad \epsilon_{cy} = 0,7 x \epsilon_{cc} \quad (2.3)$$

Yukarıdaki denklemlerde,  $F_y$ , sargısız betonun çatlama dayanımı,  $F_u$ , sargısız betonun ortalama dayanımı,  $F_r$ , sargısız betonun nihai dayanımı,  $\epsilon_{cu}$ , sargısız betonun kırılma şekil değiştirmesini temsil etmektedir. TBDY (2018)'e göre sargısız betonun davranışını temsil eden gerilme-birim şekil değiştirme grafiği Şekil 2.25'te gösterilmiştir.



Şekil 2.25. TDBY-2018’de sargısız beton için sunulan davranışı modeli

Bu çalışmada yapı analizlerinde kullanılmasına karar verilen sargısız beton modeli Perform3D programına Şekil 2.26’da gösterildiği üzere aktarılmıştır.

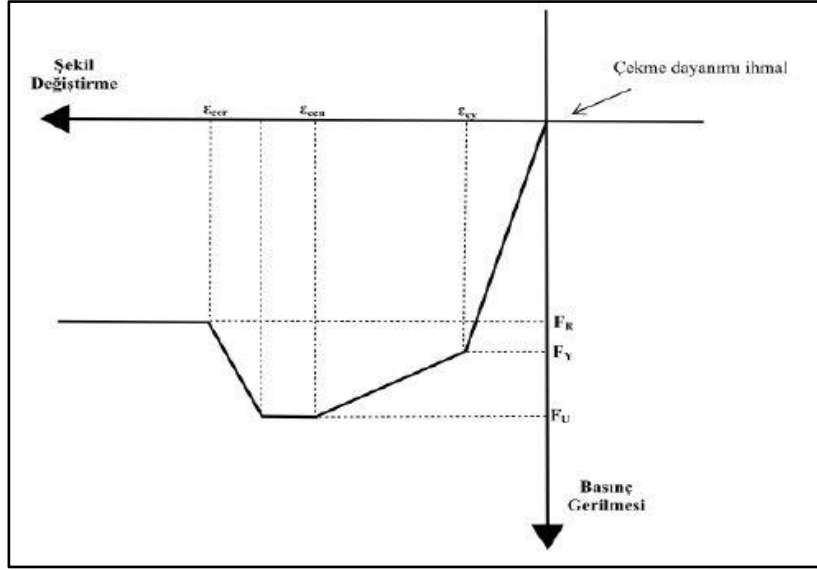


Şekil 2.26. Sargısız beton davranışının Perform3D’de modellenmesi

### 2.3.2.2. Sargılı beton davranışının modellenmesi

Sargılı beton için geliştirilen üç doğrultulu davranış modeli Şekil 2.27’de gösterilmiştir. Şekilde görüldüğü üzere bu modelde betonun çekme dayanımı ihmal edilmiştir.





Şekil 2.27. Sargılı beton davranışı modeli

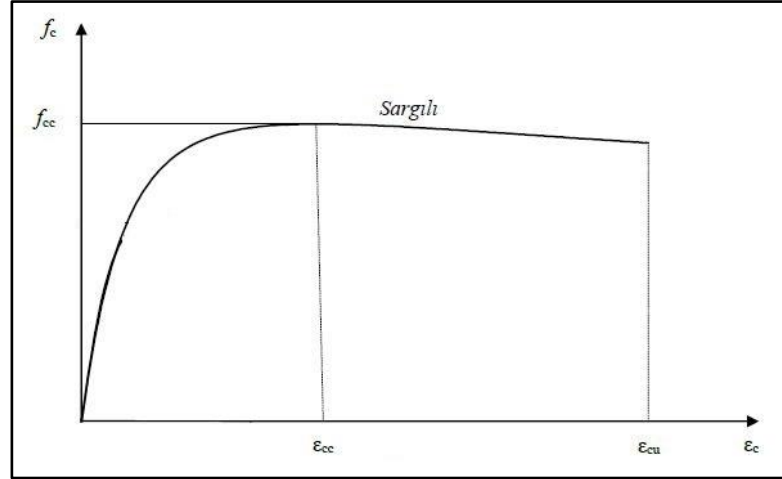
Denklem (2.4), Denklem (2.5) ve Denklem (2.6)'de sargılı beton davranışı ile ilgili parametreler verilmiştir.

$$F_y = \frac{2}{3} \times f'_c \quad (2.4)$$

$$F_u = f_{cc} = \lambda \times f_c \quad (\lambda = 1,2 \sim 1,3) \quad (2.5)$$

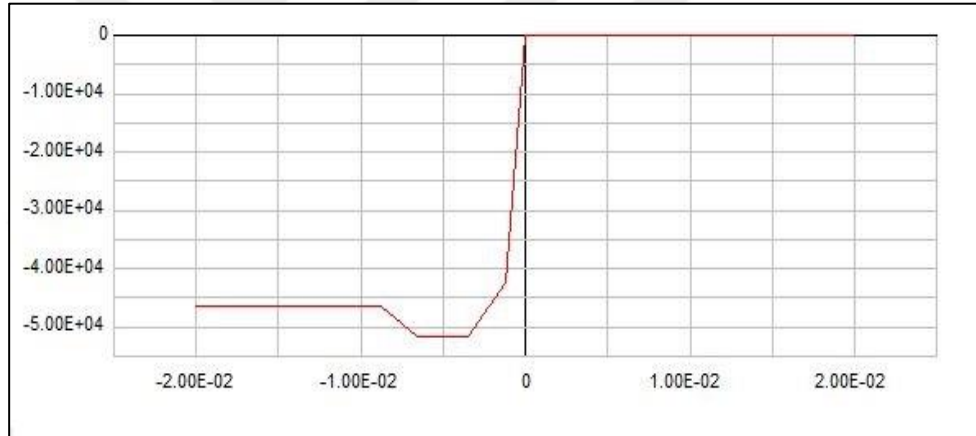
$$\epsilon_{ccu} = 0,002 \left[ 1 + 5 \left( \frac{f_{cc}}{f'_c} \right) - 1 \right] \quad (2.6)$$

Denklemlerde,  $F_y$ , sargılı betonun çatlama dayanımı,  $F_u$ , sargılı betonun ortalama dayanımı,  $\lambda$ , ortalama dayanım için kullanılan katsayı,  $F_R$ , sargılı betonun nihai dayanımı,  $\epsilon_{ccu}$ , sargılı beton için izin verilen en büyük şekil değiştirme değeri,  $\epsilon_{ccr}$ , sargılı betonun nihai şekil değiştirmesidir. TDBY-2018'e göre sargılı beton davranışını temsil eden gerilme-birim şekil değiştirme grafiği Şekil 2.28'te gösterilmiştir.



Şekil 2.28. TDBY-2018 sargılı beton davranışı modeli

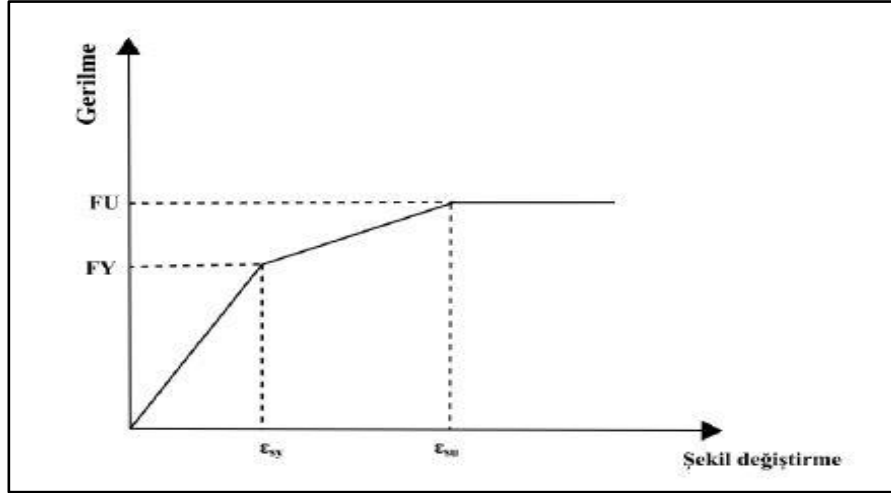
Bu çalışmalarda yapı analizlerinde kullanılacak sargılı beton davranış modeli Perform3D programına Şekil 2.29'da gösterildiği üzere aktarılmıştır.



Şekil 2.29. Sargılı beton davranışının Perform3D'de modellenmesi

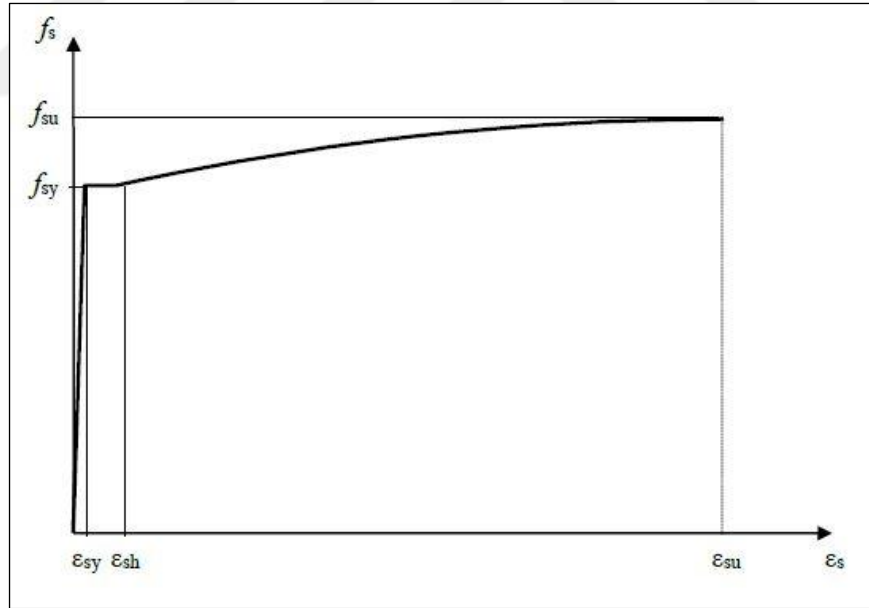
### 2.3.2.3. Donatı çeliğinin davranışının modellenmesi

Şekil 2.30'da doğrusal olmayan analizlerde kullanılan donatı çeliğinin gerilme-birim şekil değiştirme grafiği bulunmaktadır. Betonarme çeliğinin karakteristik değerleri ülkeler arasında büyük farklılıklar göstermemektedir. Ön boyutlandırma aşamasında beton ve donatı çeliği için tasarım dayanımları ( $f_{cd}$ ,  $f_{yd}$ ) karakteristik dayanımlar malzeme güvenlik katsayılarına bölünerek tanımlanmakta, performans değerlendirme ve performans göre tasarım aşamalarında ise tasarım dayanımlar olarak yapı malzemelerinin ortalama dayanım değerleri kullanılmakta dolayısıyla, malzeme güvenlik katsayıları göz önüne alınmamaktadır [6].



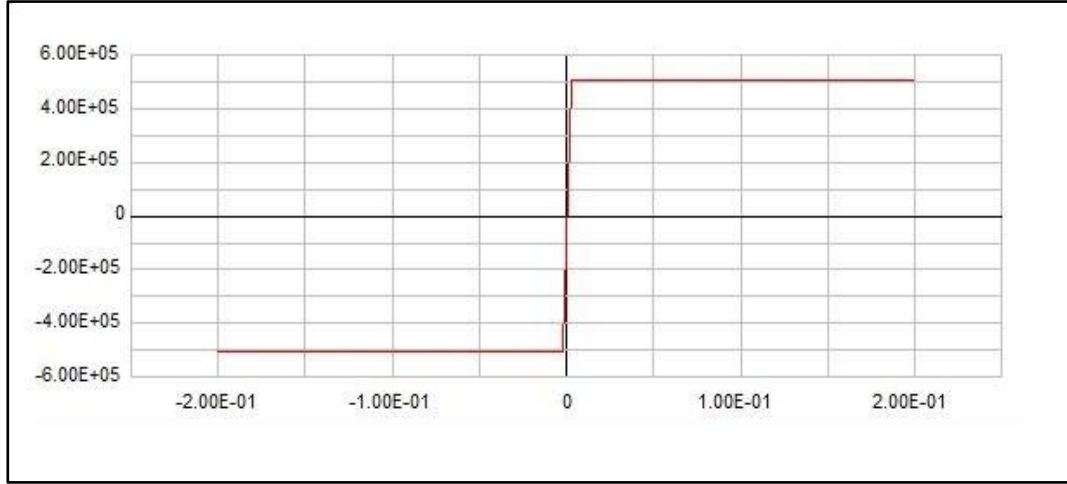
Şekil 2.30. Donatı çeliği davranışı modeli

Şekil 2.30’da  $F_y$ , donatı çeliğinin ortalama dayanımı,  $F_u$  donatı çeliğinin ortalama kopma dayanımı,  $\epsilon_{sy}$ , donatı çeliğinin akma şekil değiştirmesi,  $\epsilon_{su}$  donatı çeliğinin kopma şekil değiştirmesidir. TDBY-2018’e göre donatı çeliğinin davranışını temsil eden gerilme-birim şekil değiştirme grafiği Şekil 2.31’de gösterilmiştir.



Şekil 2.31. TDBY-2018 donatı çeliği davranışı modeli

Çalışmada incelenen yapı analizlerinde kullanılacak donatı çeliği davranış modeli Perform3D programına Şekil 2.32’de gösterildiği üzere aktarılmıştır.

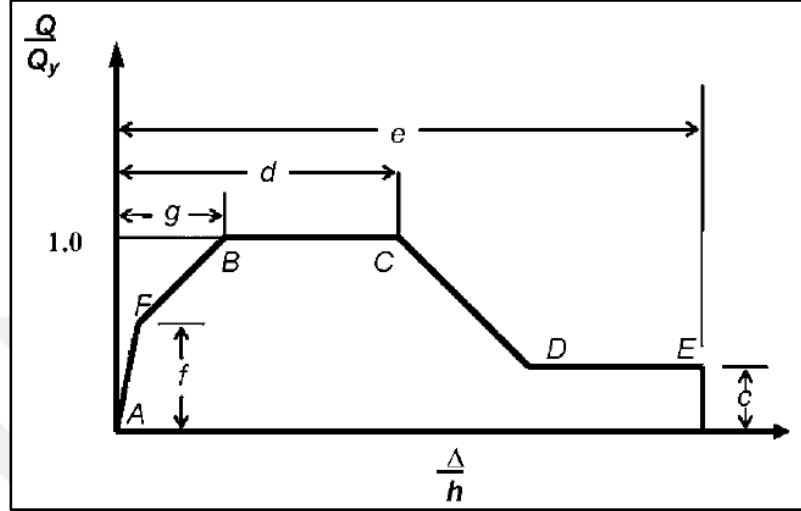


Şekil 2.32. Sargılı beton davranışının Perform3D’de modellenmesi

### 2.3.3. Fiber elemanlar için kesme malzemesi modeli

Perde duvarlarının kesme kuvveti-deformasyon davranışı, elemanların sismik yükleme altındaki beklenen davranışlarına ve özelliklerine bağlı olarak elastik veya inelastik olarak modellenebilir. Bu bölümde betonarme perde duvar elemanlarının kesme davranışlarının modellenmesinden bahsedilmiştir. Perde duvarların sismik kesme yükü altında kesme kırılmasına maruz kalması istenen bir davranış olmadığından, bu elemanların tasarımı genellikle elastik bölgede kalacak şekilde yapılır. Ancak, uzun betonarme perde duvarlar, üzerlerindeki aşırı moment taleplerinden kaynaklanan muhtemel çatlak oluşumu nedeniyle sismik yükleme altında elastik kalmamaktadır. Buna göre, doğrusal elastik davranış varsayım yüksek yapılar için gerçekçi bir yaklaşım değildir. Araştırmalar, perde duvarlarının kesme kuvveti şekil değiştirme ilişkisinin sünek olsa bile, elastik olmayan bir davranış sergilediğini göstermektedir. Şekil 2.33’te ASCE-41-13’te verilen kesme kuvveti-deformasyon ilişkisi gösterilmektedir. Görülebildiği gibi zarf eğrisi ilk önce çatlama ile birlikte gözlenen rijitlik azalmasının ardından nominal kesme dayanımına kadar çatlak rijitliğiyle devam etmiş ve son anı mukavemet kaybını takiben bir miktar artık dayanım göstermiştir. Ancak, (nominal) kesme dayanımına kadar uygun sekant rijitliği kullanmak pratikte yaygın olarak kullanılmaktadır. Bununla birlikte bu modellerde kesme-eğilme ve eksenel kuvvet etkileşimi dikkate alınmamaktadır. Massone ve ark. [1] ve Wallace ve ark. [1], kesme-eğilme ve eksenel kuvvet arasında etkileşim olduğunu yaptıkları deneysel çalışmalarla ispatlamıştır. Çalışmaları kesme eğilme etkileşiminin eğilme deformasyonlarında

artışa sebep olduğu ve bu etkileşimin etkileşim olmayan sisteme göre daha düşük kesme kuvveti seviyelerinde akmaya ulaşmaya neden olduğunu göstermiştir. Ancak birleştirilmiş malzeme modelleri standart değildir, bu nedenle bu modeller ticari olarak temin edilebilir programlara dahil edilmemiştir.



Şekil 2.33. ASCE-41-13'te tanımlanan kesme kuvveti-şekil değiştirme zarf eğrisi

#### 2.4. Betonarme Elemanların Doğrusal Olmayan Modellemesi

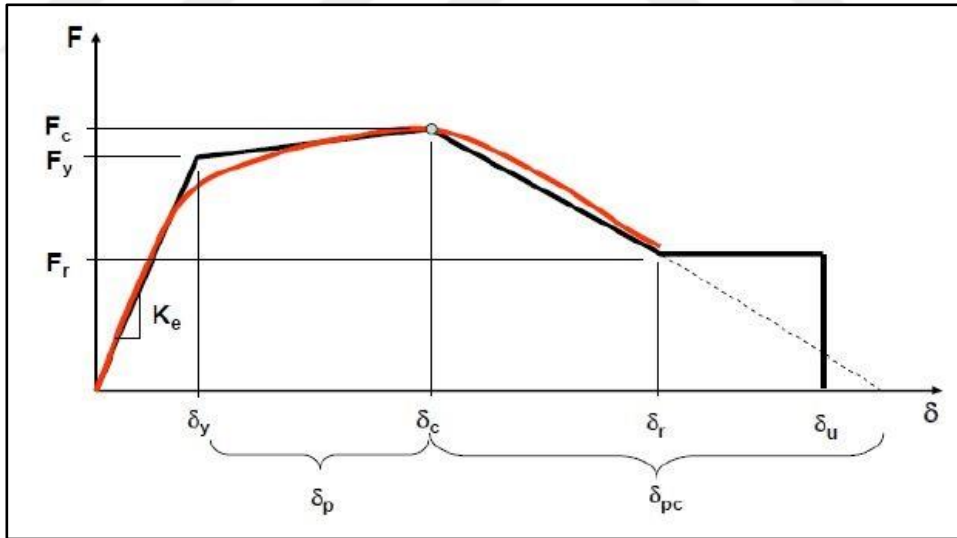
Bu bölümde, betonarme yapı elemanlarının doğrusal olmayan modellemesi için kullanılan modelleme parametrelerini ve önerilen yaklaşımlar sunulmaktadır. Öncelikle, betonarme çerçeve elemanları için elastik olmayan bileşenlerin genel özellikleri açıklanmıştır. Daha sonra çerçeve elemanlar ve elastik olmayan çerçeve elemanların modelleme parametreleri anlatılmıştır. Son olarak, kiriş ve kolon elemanlar doğrusal olmayan modellemesi açıklanmıştır. Ardından betonarme perde duvarlar için doğrusal olmayan modelleme parametreleri açıklanmıştır. Güvenilir ve etkili bir doğrusal olmayan modelleme için perde duvarlar ile ilgili birçok parametrik durum çalışma yapılmıştır.

##### 2.4.1. Betonarme kiriş ve kolonlar için doğrusal olmayan modelleme parametreleri

Betonarme kolon ve kirişlerin doğrusal olmayan modellemesi için üç boyutlu sonlu eleman modelinden yığılı plastiklik modeline kadar birçok yöntem mevcuttur. Elastik olmayan yapısal moment çerçevesi sistemleri genellikle elastik olmayan

kolon, kiriş ve kolon-kiriş bağlantıları ile modellenir. Yığılı plastik mafsallı model, betonarme kirişler ve kolonlar için yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu durumun nedeni yığılı plastiklik modelinin hızlı sonuçlar vermesi ve değerlendirme için gerekli dönme miktarlarını sağlamasıdır. Kolon-kiriş bileşimleri ise dönebilen bir yay kullanılarak veya rijit uç bölgesi olarak modellenebilmektedir.

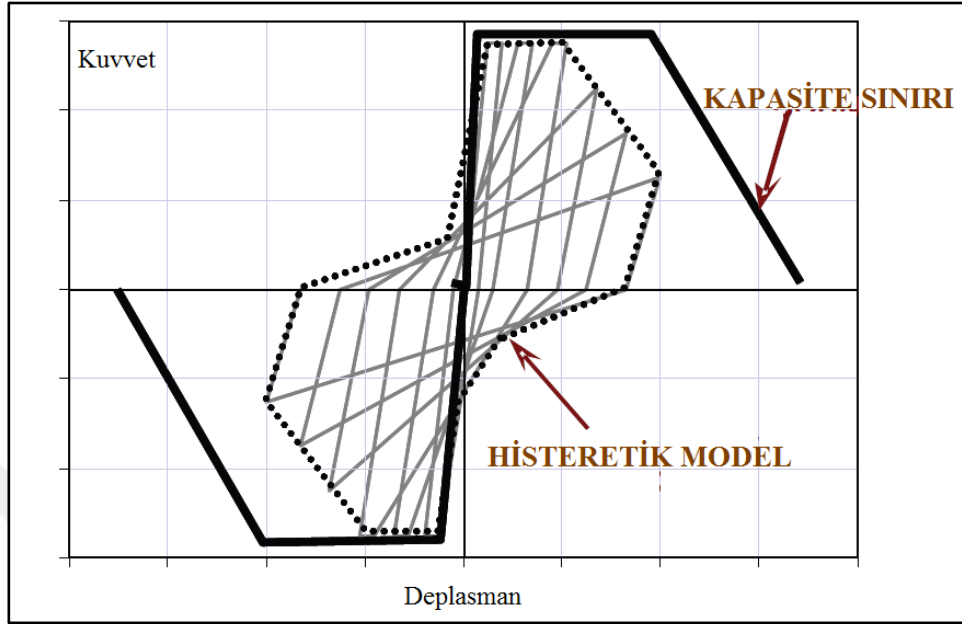
Yığılı plastik mafsallı model yarı elastik elemanlara sahip yığılı plastik mafsallar içerir. Yığılı plastik mafsallar, elemanın Şekil 2.34'te gösterilen kuvvet-şekil değiştirme tepkisine dayanmaktadır. Farklı seviyelerde zemin hareketlerine maruz kaldıklarında elemanların ve yapının global davranışını tahmin etmek için elemanların kuvvet-şekil değiştirme ilişkisinin doğru tanımlanması gerekmektedir. Elemanlarda oluşan kuvvet şekil değiştirme ilişkisi, elemanların uygulanan yükleme altında beklenen davranışına bağlı olduğundan, elemanlar arasında farklılıklar gösterebilir. Örneğin, elemanın esas davranışını eğilme etkisi belirliyorsa, talep ve kapasite ölçütlerine bağlı olarak moment-dönme veya moment eğrilik ilişkileri olarak sunulur.



Şekil 2.34. Ibarra –Krawinkler tarafından geliştirilen monotonik zarf eğrisi modeli [1]

Yığılı plastik mafsalların ana karakteristik parametreleri, beklenen belirli bir aksenal yük seviyesi altında idealleştirilmiş moment-eğrilik analizinden elde edilir. Ancak bu şekilde elde edilen eğri elemanların monotonik yükleme altındaki sınır kapasite eğrilerini vermekle birlikte ama çevrimsel yükler altında Şekil 2.35'te görüldüğü üzere hem dayanım hem de rijitlikte azalma meydana gelir. Buna göre,

dayanım ve rijitlik azalmasının sismik tepki üzerindeki etkileri, güvenilir bir doğrusal olmayan modelleme için mutlaka göz önünde bulundurulmalıdır.



Şekil 2.35. Monotonik kapasite eğrisi ve histeretik model [1]

Sismik tasarım ve yüksek binaların analizi için doğrusal olmayan modelleme hakkındaki ayrıntılı kılavuzlardan biri olan ATC 72-1 [16], Şekil 2.35'te gösterilen çevrimsel azalmayı uygun şekilde aktarmak için dört analitik model önermektedir.

**Analitik Model-1:** *Çevrimsel azalmanın doğrudan dahil edildiği analitik model.* Bu modelde çevrimsel yüklemenin etkisi analitik modele dahil edilmiştir. Kesitte çevrimsel yüklerle meydana gelen çevrimsel azalmalar dikkate alınmıştır. Çevrimsel azalmalar analitik modele başlangıç zarf eğrisini, yükleme geçmişinin bir fonksiyonu olarak “içe doğru” (orijinale doğru) hareket eden bir referans sınır yüzeyi olarak tanımlanarak dâhil edilmiştir. Şekil 2.36 (a)'da Analitik Model-1 gösterilmiştir.

**Analitik Model-2:** *Yenilenmiş bir başlangıç zarf eğrisi olarak taslak zarf eğrisinin kullanıldığı; ancak çevrimsel azalmanın analitik modele doğrudan dâhil edilmediği model.* Çevrimsel davranış eğrisi laboratuvar testinden biliniyorsa, elde edilen çevrimsel davranış eğrisi doğrudan modellemede kullanılır. Bu eğri test yükleme protokolüne bağlı olduğundan modele ilave çevrimsel dayanım ve rijitlik azalması dâhil edilmez. Bu yaklaşım kullanılırken, çevrimsel zarf eğrisinin negatif rijitlik

(yumuşama) kısmı analitik modelde yenilenmiş zarf eğrisinin bir parçası olarak dâhil edilmelidir. Bu modelde çevrimsel zarf eğrisi tarafından oluşturulan sınırlar analizde aşılmamalıdır. Şekil 2.36 (b)'da Analitik Model-2 gösterilmiştir.

*Analitik Model-3: Başlangıç zarf eğrisinin değişimi için katsayıların kullanıldığı ancak çevrimsel azalmanın dahil edilmediği model.* Yalnızca monotonik zarf eğrisi biliniyorsa ve analitik modelde çevrimsel azalma bulunmuyorsa, zarf eğrisinin şekli yaklaşık olarak çevrimsel azalma etkilerini hesaba katacak şekilde değiştirilmelidir. Değiştirme katsayılarının sayısal değerleri, malzemeye ve yapısal elemanların konfigürasyonuna bağlı olabilir. Şekil 2.36 (c)'de Analitik Model-3 gösterilmiştir. Betonarme ve çelik yapı elemanlar için literatürde sunulan bilgilerin değerlendirilmesinden (Haselton ve Deierlein, [26]; Lignos ve Krawinkler, [26]; Lignos, [26]) bu faktörlerin değerlerinde önemli farklılıklar olduğu yinede, bu tür değişiklik faktörlerinin mutlaka uygulanması gerektiği vurgulanmıştır. Elemana özgü daha kesin veriler elde edilinceye kadar, değiştirilmiş bir zarf eğrisi elde etmek için gerekli olan parametreler için aşağıdaki değerler önerilmiştir:

- En büyük dayanım değeri dayanım  $F_c'$ , ilk zarf eğrisindeki  $F_c$  değerinin 0,90 katı alınabilir fakat  $F_y$  değerinden az olamaz.
- En büyük dayanım öncesi plastik deformasyon  $\delta_p'$ , ilk zarf eğrisindeki  $\delta_p$  değerinin 0,70 katı olarak alınabilir.
- En büyük dayanım sonrası plastik deformasyon  $\delta_{pc}'$ , ilk zarf eğrisindeki  $\delta_{pc}$  değerinin 0,50 katı olarak alınabilir.
- Artık dayanım  $F_r$ , ilk zarf eğrisindeki  $F_r$  değerinin 0,70 katı olarak alınabilir.
- En büyük deformasyon  $\delta_c$ , ilk davranış eğrisindeki  $\delta_c$  değerinin 1,5 katı olarak alınabilir.

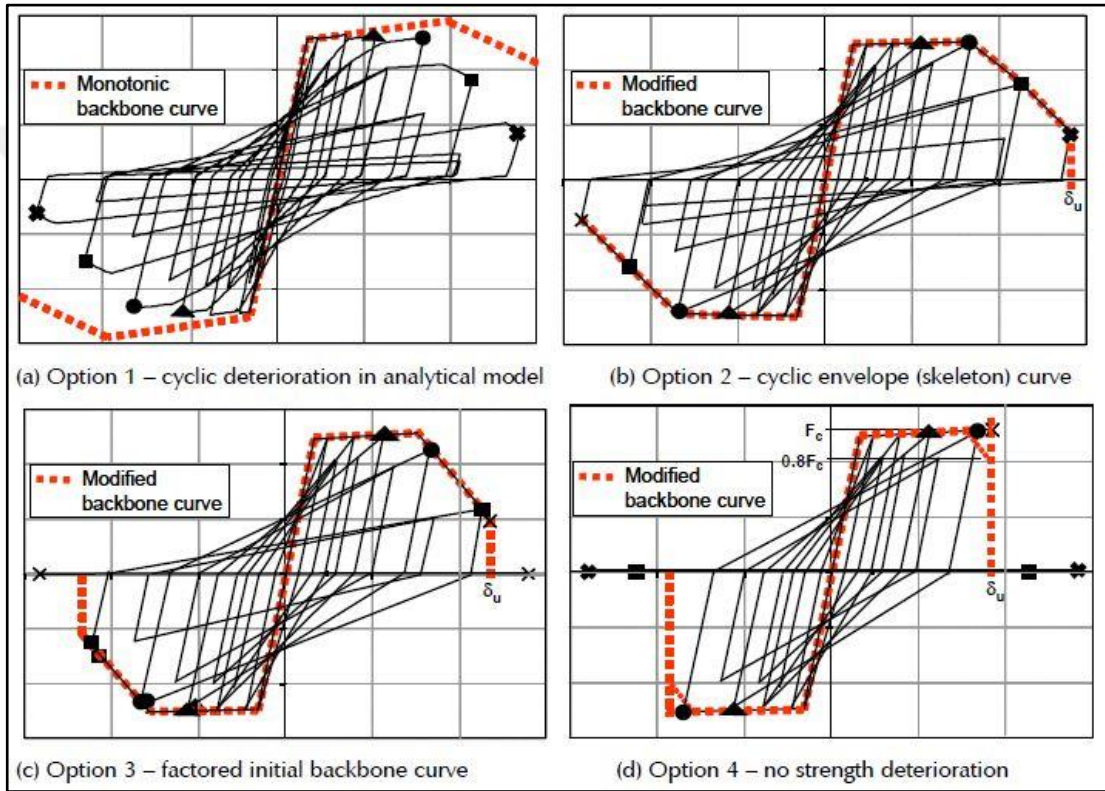
Analitik Model-2 ve Analitik Model-3 benzer gibi gözükebilir ancak Analitik Model-2'de, çevrimsel zarf eğrisinin test verilerine dayanmakta, Analitik Model-3 ise başlangıç zarf eğrisine uygulanan faktörlere (katsayılara) dayandığı göz önünde bulundurulmalıdır.

*Analitik Model-4: Dayanım azalmasının olmadığı model.* Bu modelde çevrimsel yükler altında dayanım azalması ve buna bağlı olan etkiler ile artık gerilmeler göz ardı edilmiş, nihai dayanım zarf eğrisinin en büyük dayanımının 0,8 katı ve bu



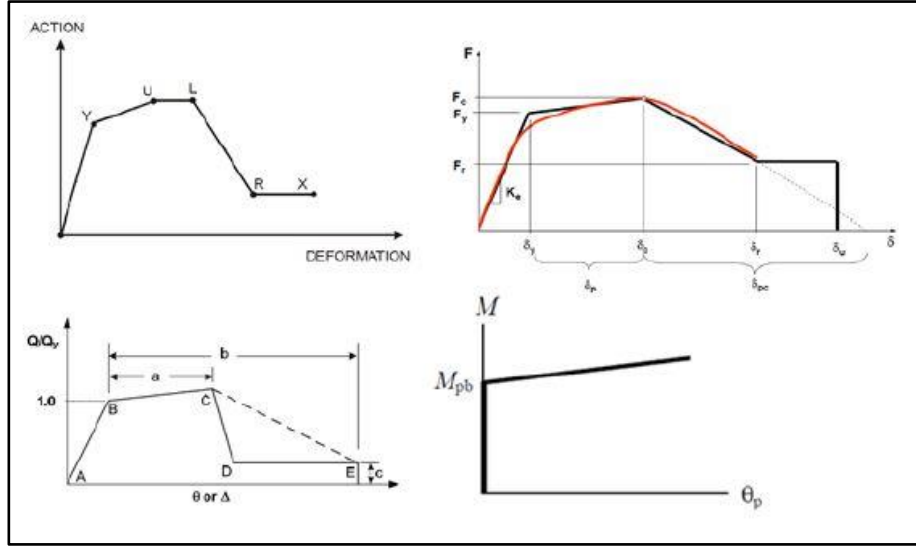
noktaya denk gelen şekil değiştirme nihai şekil değiştirme noktası olarak alınmıştır. Şekil 2.36 (d)'de Analitik Model-4 gösterilmiştir.

Tüm modeller göz önüne alındığında, Analitik Model-1 pratikte en gerçekçi olan ama aynı zamanda en karmaşık olan modeldir. Analitik Model-2 ve 3'te başlangıç zarf eğrisinin çevrimsel azalmayı hesaba katacak şekilde değiştirilmektedir. Analitik Model-4'te çevrimsel azalma göz önünde bulundurulmamakta, ancak eleman davranışının modellenmesine bir şekil değiştirme sınırı konmaktadır.



Şekil 2.36. Çerçeve elemanları modelleme seçenekleri [16]

Kuvvet-şekil değiştirme ilişkisinin temsili, deprem yönetmelikleri arasında bir yönetmelikten diğer yönetmeliğe Şekil 2.37'de gösterildiği gibi değişmektedir. Görülebileceği gibi, TDBY-2018 dışındaki tüm tipler, nihai güç (kuvvet) noktasına kadar aynı çözüm parametrelerine sahiptir. Bu noktadan sonra, karakteristik davranış eğrileri, içsel dayanım kaybının belirsizlikleri nedeniyle, birbirinden farklılaşmaktadır.



Şekil 2.37. Perform3D, Ibarra-Krawinkler, ASCE/SEI 41-06, TDBY-2018'in karşılaştırmalı kuvvet-deformasyon ilişkisi [33]

Görülebileceği gibi, sünek bir omurga eğrisi tanımlamak için bazı özel noktaların bilinmesi gerekmektedir. Bu parametreler, başlangıç rijitliği, akma sonrası rijitlik, azalma rijitliği, akma dayanımı, nihai dayanım, artık dayanım ve ilgili deformasyon parametreleridir. ASCE 41-13 gibi bazı yönetmeliklerde, dayanım parametreleri moment eğrilik analizinden elde edilmekte, çevrimsel azalmanın etkilerini dolaylı olarak göz önünde bulundurarak şekil değiştirme parametreleri ile artık dayanım özelliklerini (a, b, c) hesaba katılmaktadır. TDBY-2018 yönetmeliğinde ise tüm parametreler moment eğrilik analizinden çevrimsel azalma göz ardı edilerek elde edilir. Öte yandan, ATC-72-1, monotonik zarf eğrisini tanımlamak için eleman özelliklerine bağlı olarak bazı analitik denklemler vererek çevrimsel azalmanın analitik modelde doğrudan veya dolaylı olarak uygulanmasını önerir. Yığılı plastik mafsal modeli kullanıldığında betonun çatlama, kesme, kayma ve eğilme etkilerini hesaba katmak için betonarme kolonların ve kirişlerin etkin rijitlikleri kullanılır. Betonarme eleman deneylerinin yük şekil değiştirme davranışının kalibrasyonundan elde edilen etkin rijitlik değerleri, elemanın sekant rijitliğidir. ATC-72 yönetmeliğinde farklı performans seviyeleri için sırasıyla alt sınır (daha büyük) ve üst sınır (daha küçük) rijitliği olmak üzere iki genel etkin eğilme rijitlik değeri tanımlanmıştır. Etkin eğilme rijitlik değerleri bu aralıklarda değişir ancak yapısal elemanların şekil değiştirmelerinin veya hasarının akma bölgesinin altında kalması beklenen hizmet seviyesinin değerlendirmesinde, akma noktasının 0,4 katına denk gelen düşük rijitlik değerleri kullanılır. Akma noktasına tekabül eden

üst-sınır eğilme rijitliği, yapısal elemanların şekil değiştirmelerinin veya hasarının göçme önleme seviyesi değerlendirmesinde kullanılır. Bu amaçla, deprem yönetmelikleri ve alternatif kurallar içeren deprem kılavuzları, betonarme elemanlar için bazı etkin rijitlik değerleri önermektedir. Haselton ve arkadaşları [19] 255 adet deneysel betonarme kolon verisine dayanarak alt ve üst sınır rijitlik için aşağıda verilen analitik denklemler geliştirmiştir. Denklem (2.7) ve (2.8)'de gösterilmiştir. Bu denklemler eksenel yük seviyesi ve eleman özelliklerine dayanmaktadır. Bu denklemler sıfır eksenel yük seviyesi göz önüne alınarak kirişler için de kullanılır.

$$K_{stf} : \frac{EI_{stf}}{EI_g} = -0,02 + 0,98x \left[ \frac{P}{A_g x f_c'} \right] + 0,09x \left[ \frac{L_s}{H} \right]$$

$$0,35 \leq \frac{EI_{stf}}{EI_g} \leq 0,80 \quad (2.7)$$

$$K_y : \frac{EI_y}{EI_g} = -0,07 + 0,59x \left[ \frac{P}{A_g x f_c'} \right] + 0,07x \left[ \frac{L_s}{H} \right]$$

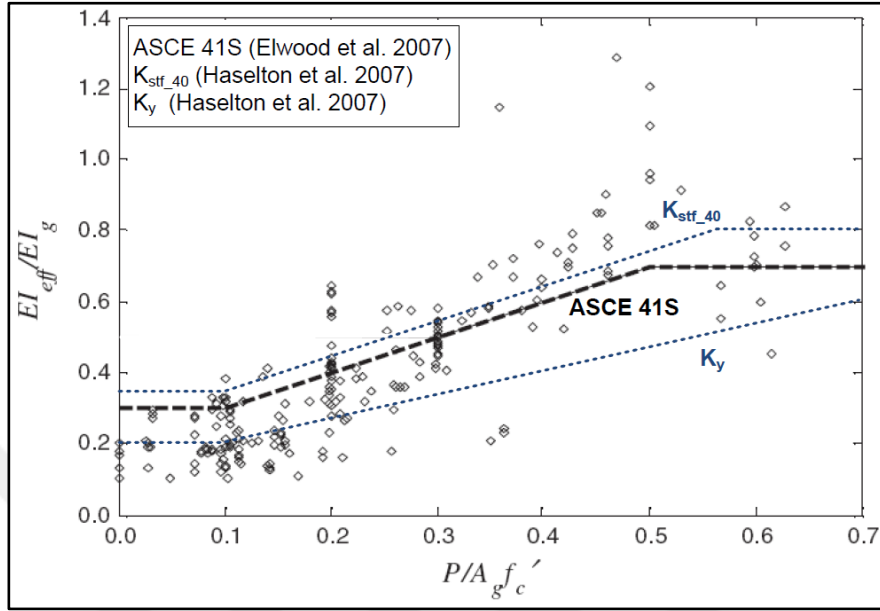
$$0,20 \leq \frac{EI_y}{EI_g} \leq 0,60 \quad (2.8)$$

Bu denklemlerde,  $EI_g$ , brüt şarçanın eğilme rijitliği,  $P$ , elemandaki eksenel (basınç) yükü,  $A_g$ , brüt kolon alanı,  $f_c'$ , beton basınç gerilmesi,  $L_s$ , maksimum moment noktasından, eleman ucuna olana mesafe (genellikle eleman boyunun yarısı),  $H$  ise kesit yüksekliğidir.

Tablo 2.1. ASCE / SEI 41-06 göre etkin rijitlik değerleri [39]

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams-nonprestressed	$0,3E_cI_g$	$0,4E_cA_w$	-
Beams-prestressed	$E_cI_g$	$0,4E_cA_w$	-
Columns with compression due to design gravity loads $\geq 0.5 A_g f_c'$	$0,7E_cI_g$	$0,4E_cA_w$	$E_cA_g$
Columns with compression due to design gravity loads $\leq 0.1 A_g f_c'$	$0,3E_cI_g$	$0,4E_cA_w$	$E_cA_g$
Beam column joints			$E_cA_g$
Walls-cracked	$0,5E_cI_g$	$0,4E_cA_w$	$E_cA_g$
Flat Slabs-nonprestressed		$0,4E_cA_w$	-
Flat Slabs-prestressed		$0,4E_cA_w$	-

Benzer kolon testleri verilerinden elde edilen, Elwood ve diğ. [39] betonarme elemanları için Tablo 2.1'de sunulan ve ASCE / SEI 41-13'den alınmış etkin rijitlik değerlerini önermektedir.



Şekil 2.38. ASCE / SEI 41-13'de önerilen etkin rijitlik değerlerinin Haselton ve Elwood ile karşılaştırılması

LATBSTDC-2015, Tablo 2.2'de gösterilen betonarme eleman için hem servis seviyesi hem de çökme önleme seviyesi için benzer etkin rijitlik değerleri önermektedir. Tabloda verilen bazı parametrelerin formülasyonları Denklem (2.9) ve (2.10)'da verilmiştir.

Tablo 2.2. Betonarme elemanların rijitlik özellikleri [26]

Element	Serviceability and Wind linear or nonlinear models (flex. and she)	MCE-level Nonlinear models
Structural Walls	$0,75E_cI_g^*$ or $1,0 E_cI_g^{**} / 0,4E_cA_g$	$1,0 E_cI_g^{**} / 0,2E_cA_g$
Basement Walls	$1,0 E_cI_g / 0,4E_cA_g$	$0,80 E_cI_g / 0,2E_cA_g$
Moment Frame Beams	$0,70 E_cI_g / 0,4E_cA_g$	$0,35 E_cI_g^{**} / 0,4E_cA_g$
Moment Frame Columns	$0,90 E_cI_g / 0,4E_cA_g$	$0,70 E_cI_g^{**} / 0,4E_cA_g$
Coupling Beams	$0,30 E_cI_g / 0,4E_cA_g$	$0,20 E_cI_g^{**} / 0,4E_cA_g$
Diaphragms ( in-plane only)	$0,50 E_cI_g / 0,33E_cA_g$	$0,25 E_cI_g^{**} / 0,1E_cA_g$

\* Frame models / \*\* Fiber model

$$E_c = 57000 \times \sqrt{f_c'} \quad f_c' \leq 6000 \text{ (psi)} \quad (2.9)$$

$$E_c = 40000 \times \sqrt{f_c'} + 1 \times 10^6 \quad f_c' > 6000 \text{ (psi)} \quad (2.10)$$

TDBY-2018 betonarme yapısal elemanlar için Tablo 2.3'de verilen etkin rijitlik katsayılarını önermektedir.

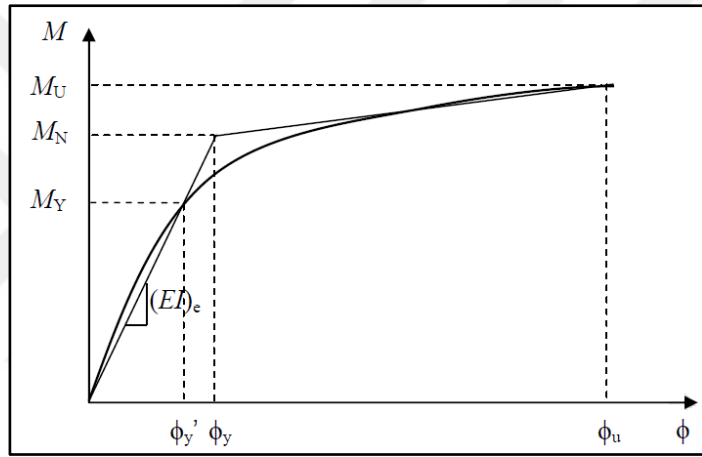
Tablo 2.3. TBDY-2018 betonarme elemanların etkin rijitlik katsayıları [18]

Betonarme Taşıyıcı Sistem Elemanı	Etkin Kesit Rijitliği Çarpanı	
<b>Perde – Döşeme (Düzlem İçi)</b>	<b>Eksenel</b>	<b>Kayma</b>
Perde	0,75	1,00
Bodrum perdesi	1,00	1,00
Döşeme	0,50	0,80
<b>Perde – Döşeme (Düzlem Dışı)</b>	<b>Eğilme</b>	<b>Kesme</b>
Perde	1,00	1,00
Bodrum perdesi	1,00	1,00
Döşeme	0,50	1,00
<b>Çubuk eleman</b>	<b>Eğilme</b>	<b>Kesme</b>
Bağ kirişi	0,30	1,00
Çerçeve kirişi	0,70	1,00
Çerçeve kolonu	0,90	1,00
Perde (eşdeğer çubuk)	0,80	1,00

#### 2.4.2. Betonarme kiriş elemanlar için doğrusal olmayan modelleme

Daha önce açıklandığı gibi, yığılı plastik mafsalların monotonik F-D ilişkisi, beklenen belirli bir eksenel yük seviyesi altında idealleştirilmiş moment eğriliği analizinden elde edilir. Betonarme kirişlerde, eksenel yük seviyesi sıfır olarak kabul edilir. Priestly ve ark. tarafından önerilen idealleştirilmiş bi-lineer moment eğriliği. Şekil 2.39'da gösterilen elemanın monotonik zarf eğrisini tanımlamak için yaygın olarak kullanılır. Bu modelde  $M_y$  elemanın ilk akmanın başladığı gerilme noktasıdır.  $M_y$  betonun en dış basınç fiberi tarafsız eksenenden yaklaşık 0,002 birim şekil değiştirmeye ulaştığı nokta veya en dıştaki donatı çeliğinin akma birim şekil değiştirmesine ulaştığı andaki gerilme değeri olarak tanımlanabilir. Bu noktadaki eğrilik elemanın akma eğriliğidir ve  $\phi_y$ ' olarak temsil edilir.  $(EI)_e$  ile ifade edilen

elemanın efektif rijitliği elemanın moment dönme ilişkisinden elde edilir. Elemanın efektif rijitliği  $(EI)_e$ , betonun tarafsız eksenden en uzaktaki basınç fiberinin yaklaşık olarak 0,004 birim şekil değiştirmeye ulaştığı andaki nominal moment kapasitesi noktasına kadar veya tarafsız eksenden en uzaktaki donatı çeliği fiberinin yaklaşık olarak 0,015 birim şekil değiştirmeye ulaştığı andaki nominal moment kapasitesine kadar geçerlidir. Bu noktadaki eğrilik elemanın nominal akma eğriliği olarak tanımlanır ve  $\phi_y$  ile gösterilir. Bu noktadan sonra eğrinin eğimi değişir ve kayda değer dayanım artışı olmaz. Ayrıca plastik deformasyon değişimi bu noktadan sonra önemli hale gelmektedir. Bu noktadaki eğrilik ve moment, bileşenin nihai eğrilik ve nihai momentleriyle tanımlanır ve sırasıyla  $\phi_u$ ,  $M_u$  ile sembolize edilir.



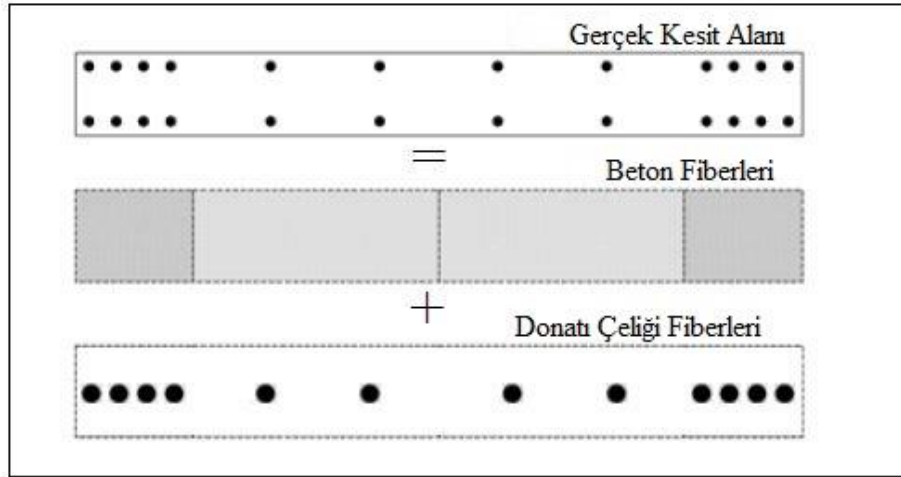
Şekil 2.39. İnelastik ve idealize moment eğriliği [1]

### 2.4.3. Betonarme kolon elemanlar için doğrusal olmayan modelleme

Betonarme kiriş elemanlarda olduğu gibi, betonarme kolon elemanlarda elastik olmayan yığılı plastiklik bileşenlerden oluşan ideal çerçeve elemanıdır. Kolon elemanlarda yığılı plastik mafsalların özellikleri, betonarme kirişlerde olduğu gibi benzer bir işlemle elde edilir. Kiriş elemanlardan temel farkı, kolonların önemli aksenal kuvvetlere maruz kalması ve çift eksenli eğilme davranışı göstermesidir. Buna göre, etkileşimli yüzeye sahip P-M-M mafsalları, beklenen deprem etkisi altında rasyonel olarak kolonların elastik olmayan davranışlarını yakalamak için tanımlanmaktadır. P-M-M mafsalları plastisite teorisini kullanır. Mafsalların eğilme özellikleri, belirli bir aksenal kuvvet seviyesi altında moment eğriliği analizinden elde edilmektedir. Kolonlar için beklenen aksenal yük seviyesi  $(G+nQ)$  değeridir n hareketli yükün olasılıksal değeridir yüksek yapılar için 0,2~0,3 alınır.

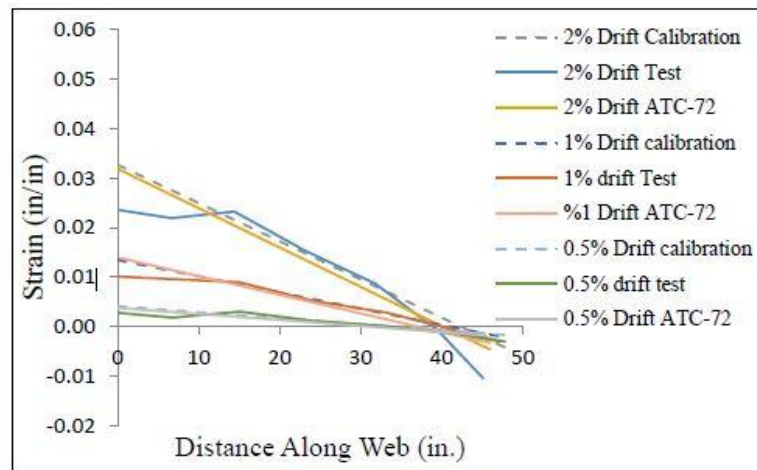
#### 2.4.4. Betonarme perde elemanlar için doğrusal olmayan modelleme

Daha önce açıklandığı gibi fiber modeller genellikle perde elemanlar için kullanılmaktadır. Bir perde duvar elemanı, Şekil 2.7'de gösterilen beton ve donatı çeliği malzemesinden oluşur. Perde elemanlarının her biri, Şekil 2.7'de gösterilen bir dizi çelik ve beton fiberlerine ayrılmaktadır. Fiber modellerdeki en önemli parametreler, malzemenin gerilme birim şekil değiştirme ilişkisinin doğru tanımlanması ve fiber sayısının davranışı gerçekçi temsil edecek sayıda olmasıdır. Bu amaçla, bu parametrelerin test sonuçlarına veya parametrik çalışmalara göre ayarlanması gerekmektedir. Malzeme gerilim-birim şekil değiştirme ilişkisinin etkisi malzeme bölümünde ayrıntılı olarak açıklanmıştır. Bu bölümde, perde elemanı bölüntüleme sayısının, fiber sayısının ve eleman uzunluğunun fiber modelinin tepkisi üzerindeki etkisi anlatılmıştır. Öncelikle, perde elemanlarının bölüntüleme sayısının analiz sonuçlarını nasıl etkileyebileceği anlatmak için test sonuçları iki farklı analitik model ile karşılaştırılmıştır. Thomsen ve Wallace (2014) tarafından geliştirilen RW2 perde duvar örneği, geometri özelliklerine ve aynı çevrimsel yükleme protokolüne göre üretilmiştir. İlk analitik model, Şekil 2.40'da gösterilen dört beton fiberi ve on iki çelik fiberinden oluşan altı bölüntüye sahip perde elemanından oluşmuştur. Sargılı beton davranışını temsil eden fiberler perde elemanlarının başlıklarında (2 sargılı beton fiberi), sargısız beton davranışını temsil eden fiberler ise perde gövdesinde (2 sargısız beton fiberi) tanımlanmıştır. Donatı çeliği malzeme modelinde % 1 pekleşme dikkate alınmıştır. Perde bölüntü elemanlarının uzunluğu, perde derinliğinin yarısı kadar olan tahmini plastik mafsallık uzunluğu olarak alınmıştır. İkinci analitik model 48 perde bölüntü elemanından oluşmaktadır. Diğer modellerle benzer şekilde perde başlık bölgelerinde sargılı, gövde bölgesinde sargısız beton davranışı dikkate alınarak analizler yapılmıştır. Ayrıca bu modelde perde elemanı sekiz beton fiberi on iki donatı çeliği fiberi ile incelenmiştir.



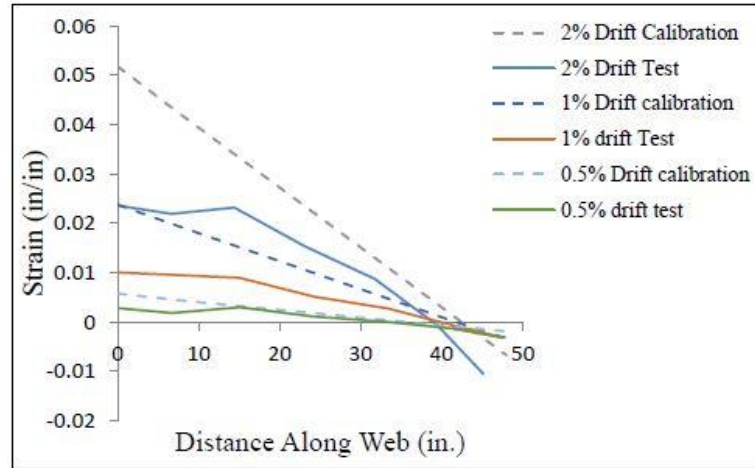
Şekil 2.40. Fiber model için gerçek ve ideal kesitlerin karşılaştırılması [1]

Analitik modellere ait deney ve analiz sonuçları karşılaştırılmış ve Şekil 2.41 ve 2.42'de gösterilmiştir. Sonuçlar, daha fazla perde bölüntü elemanı kullanılmasının, elastik olmayan deformasyonların, özellikle görelî öteleme oranı arttığında, tek bir elemenda toplanmasından dolayı yanlış sonuçlara yol açtığını göstermektedir. Çok fazla bölüntü elemanı kullanmak yerine, eşit bir plastik mafsallık uzunluğuna sahip perde bölüntü elemanı kullanmak daha rasyonel sonuçlar vermiştir. Ancak görelî öteleme oranı arttıkça, duvar bölgesinin basınç ve çekme ucu arasındaki sonuçlar arasındaki farklar artmıştır. Wallace'a (2006) göre, bu farklılıklar kesme-eğilme etkileşimi nedeniyle olmuş olabilir.



Şekil 2.41. Perde elemanın tabanında 6 eleman için birim şekil değiştirme dağılımı [1]





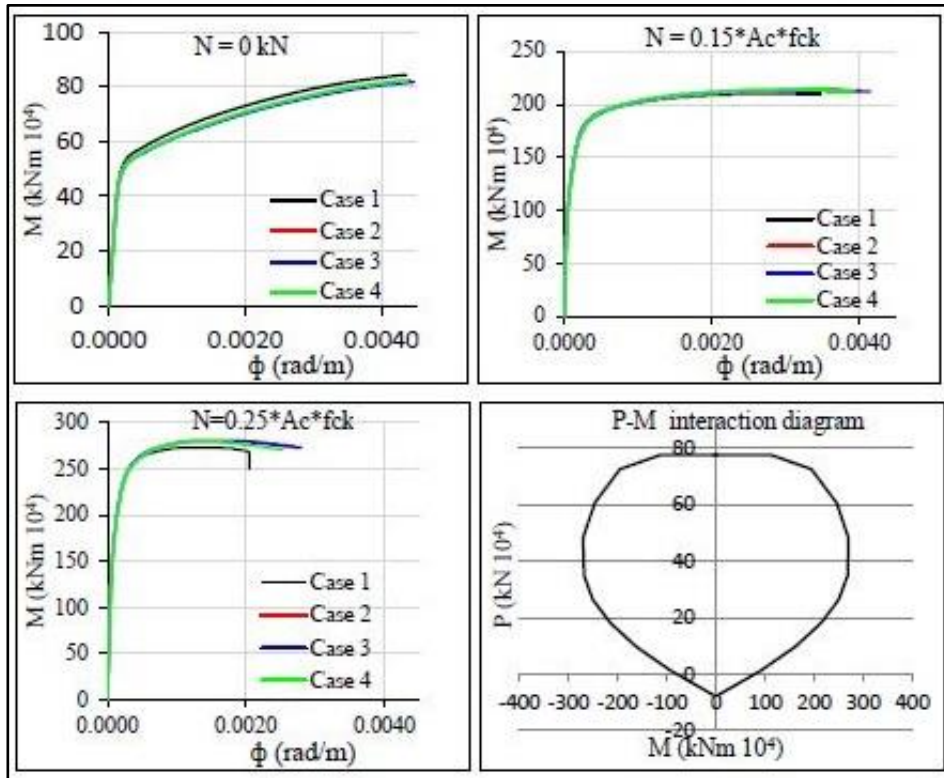
Şekil 2.42. Perde elemanın tabanında 48 eleman için birim şekil değiştirme dağılımı [1]

Bildiğimiz gibi, yüksek bir binanın çok daha fazla elemanı ve bağlantısı vardır, bu nedenle analiz ve modelleme aşamaları zaman alıcıdır. Özellikle çok sayıda fiber kullanmak, yüksek binaların analiz süresini uzatmaktadır. Ek olarak, ticari olarak temin edilebilir yazılım kullanarak, yüksek yapının doğrusal olmayan modellemesinde çok fazla fiber kullanılması genellikle mümkün değildir. Başka bir deyişle, analiz programında fiber sayısı sınırlıdır. Buna göre, fiber sayısının analiz sonuçlarını nasıl etkileyebileceği, modellemede optimum fiber sayısını elde etmek için, piyasada mevcut olan ayrıntılı kesit analiz programı XTRACT sonuçları Perform3D sonuçlarıyla karşılaştırılarak incelenmiştir. Bu amaçla parametrik bir, üç farklı aksenal yük seviyesine sahip ( $0$ ,  $0,15f_cA_c$  ve  $0,25f_cA_c$ ), dört farklı durum çalışması yapılmıştır. TDBY-2018'e göre tasarlanmış  $0,8$  m kalınlığında ve  $22$  m uzunluğunda bir kesit kullanılmıştır. Ayrıntılı kesit özellikleri ek bölümde gösterilmiştir. Bu durumlar aşağıda açıklanmıştır. Ek kısımda gösterilen tüm durumlarda perde duvar başlıklarında sargılı beton malzeme modeli, perde duvar gövde kısmında sargısız beton modeli kullanılmıştır.

- Durum-1: Kesit  $100$  mm aralıklarla beton fiberlere ayrılmıştır ve beton fiber bölgesinin merkezine donatı çeliği fiberi yerleştirilmiştir.
- Durum-2: Kesit  $800$  mm aralıklarla beton fiberlere ayrılmıştır ve beton fiber bölgesinin merkezine donatı çeliği fiberi yerleştirilmiştir.
- Durum-3: Kesit  $1600$  mm aralıklarla beton fiberlere ayrılmıştır ve beton fiber bölgesinin merkezine donatı çeliği fiberi yerleştirilmiştir.

- Kesitin gövde kısmı 3200 mm aralıklarla beton fiberlere, başlık kısmı ise 600 mm aralıklarla beton fiberlere bölünmüştür ve beton fiber bölgesinin merkezine donatı çeliği fiberi yerleştirilmiştir.

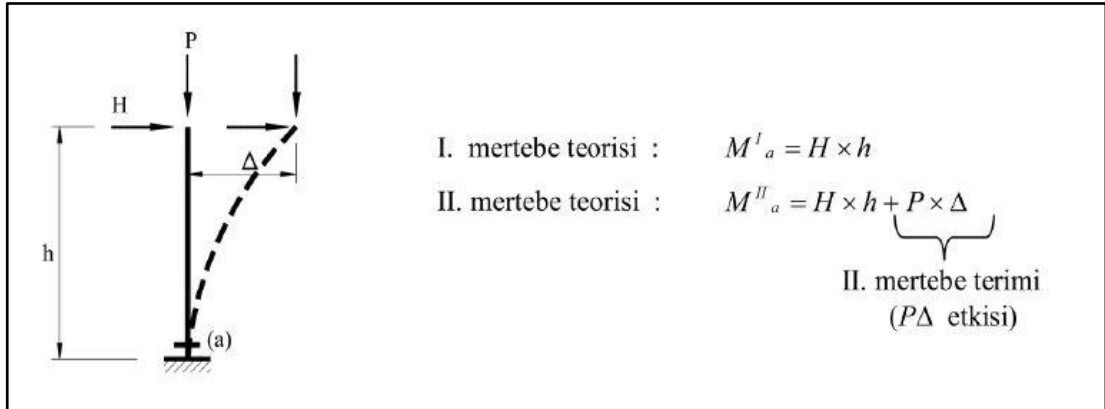
Üç farklı aksenal yük seviyesi için karşılaştırmalı kesit analizi sonuçları, Şekil 2.43'de gösterilmiştir. Sonuçlar, fiber sayısının etkisinin, aksenal yük sıfır ve  $0,15f_cA_c$  olduğu durumda eğrilik ilişkisine karşı tahmin edilen anda çok az olduğunu göstermektedir. Öngörülen moment kapasitesinde küçük bir fark olmasına rağmen, Aksenal yük seviyesi  $0,25f_cA_c$ 'ye yükseldiğinde, Durum-1 için süneklikte, diğerlerine kıyasla daha büyük oranda bir fark gözlenir. Durum-1, bu durumda diğerlerinden daha gevrek davranış göstermiştir. Süneklik, aksenal yük seviyeleri  $0,25f_cA_c$  olduğunda azalır. Genellikle, yüksek deprem risk bölgelerinde yüksek yapılara karşı sünek bir tepki için betonarme perde duvar elemanları için aksenal yük seviyesi  $0,25f_cA_c$  ile sınırlıdır. Ek olarak, Durum-4 sonuçlarının Durum-1'e diğerlerinden daha yakın olduğu görülebilir. Sonuç olarak perde elemanı gövde bölgesinde başlık bölgesine oranla daha az oranda fiber kullanılması davranış açısından önemli sorun teşkil etmemektedir.



Şekil 2.43. Duvar elemanının fiber sayısının farklı aksenal yük seviyeleri ve etkileşim diyagramı için etkisi

## 2.5. P-Delta Etkisi

Doğrusal olmayan yapısal davranışın kaynaklarından biri de geometrik doğrusal olmayan etkidir, çünkü yüklerin deforme olmuş yapı şekli üzerine etki eden etkileri göz önünde bulundurulur. P-Delta etkisi doğrusal olmayan geometrik etki olarak isimlendirilen ikincil bir etkidir. Bu yüzden yapı davranışında P-Delta etkisinin önemi yapının rijitliğine, yapısal elemanların narinliğine, eksenel yük miktarına, bina yüksekliğine, bölgenin depremselliğine veya rüzgâr hızına göre değişebilmektedir[9]. Her yapı yük durumuna bağlı olarak elastik olmayan davranışa zorlanabilir dolayısıyla eleman bazında veyahut yapının tümü için davranış doğrusal sınırların ötesine geçme potansiyeline sahiptir. Bu durum malzemenin doğrusal olmayan davranışının gerçekçi bir şekilde tanımlanması ile yapı davranışının anlaşılması sağlanabilir. Diğer taraftan malzemenin bu davranışından farklı olarak, yapı elastik kalsa bile büyük deplasmanlar altında doğrusal olmayan davranış gösterebilir. Bu durum da geometrik doğrusal olmayan davranış ile tanımlanır. Geometrik doğrusal olmayan davranışın biri denge(equilibrium), diğeri uygunluk-süreklilik (compatibility-continuity) olmak üzere iki kaynağa bağlı olabilir [19]. Şekil 2.44’de P-Delta etkisinin konsol kolon üzerinde gösterimi yapılmıştır.



Şekil 2.44. P-Delta etkilerinin konsol kolon üzerinde gösterimi

Şekil 2.44’de görüldüğü üzere P-Delta etkisi ihmal edildiği zaman ve dikkate alındığı zamanki oluşan moment değerleri verilmiştir. Konsol kolon için akma momenti değeri  $M_p$  olsun.  $M_p$  değeri P-Delta etkisi ihmal edildiğinde ki değeri Denklem 2.10’da ve bu etki gözönüne alındığında ki değeri Denklem 2.11’de verilmiştir.

$$M_p = Hxh \quad (2.10)$$

$$M_p = Hxh + Px\Delta \quad (2.11)$$

Yukarıdaki Denklem (2.10) ve (2.11)'de akma durumunda ki yatay yük (H) P-Delta etkisi ihmal edildiğinde ki değeri Denklem (2.12)'de ve bu etki gözönüne alındığındaki değeri Denklem (2.13)'de verilmiştir.

$$H = \frac{M_p}{h} \quad (2.12)$$

$$H = \frac{M_p - Px\Delta}{h} \quad (2.13)$$

Denklem (2.12) ve (2.13)'de görüldüğü üzere P-Delta etkileri hesaplamalarda dikkate alınmadığı durumlarda sistem daha küçük yatay kuvvet değerinde akmaya ulaştığı görülmüştür. Özellikle yüksek yapılarda depremin ve rüzgarın etkisiyle daha büyük yatay yer değiştirmeler meydana geldiği düşünülürse P-Delta etkilerinin son derece önemli olduğu sonucuna ulaşılabilir.

Yapı davranışına P-delta etkilerini anlamak için çok miktarda çalışma yapılmıştır. Çalışmalar, elemanın maksimum yer değiştirmesinin, nihai dayanım noktasına karşılık gelen yer değiştirmenin ötesine geçmesi durumunda, P-Delta etkilerinin daha kritik hale geldiğini ve yanal görece ötelemelerinin artışını tetiklediğini göstermektedir. Etkiler yeterince büyükse yapıda yanal dinamik kararsızlığa ve çökmeye neden olabilirler. Çalışmalar ayrıca P-Delta etkisinin, moment aktaran çerçeve sistemlerinin çökme kapasitesini perde duvarlı yapısal sistemlerinin çökme kapasitesinden daha fazla etkilediğini göstermektedir. Eğer etkin rijitlik pozitif etkin rijitlik aralığında kalıyorsa, P-Delta etkileri genel olarak kontrol altındadır. P-Delta etkileri, önemli dayanım kaybının başladığı noktalardan sonra daha kritik hale gelir. Yüksek yapılarda özellikle düşey taşıyıcı elemanlarda eksenel yük seviyesi çok yüksektir ve deprem kuvvetleri ile birlikte yatayda büyük yer değiştirmeler meydana gelir. Bu durumda P-Delta etkileri hem servis seviyesi hem de çökme önleme seviyesi için analitik modele dahil edilmelidir. P-Delta etkisini analizlerde hesaplara aşağıda verilen adımlarla dahil edilebilir.

- İlk önce birincil deplasmanlar uygulanan dış yüklere göre hesaplanır.
- Birincil deplasmanlar daha sonra ikincil yüklemeleri oluşturmak için başlangıçta uygulanan yükleme ile birleştirilir. Yük vektörü ikincil etkileri içerecek şekilde revize edilir. Yanal yükleme, P-Delta etkisinin dikkate alınması için düşey yükleme ile aynı anda mevcut olmalıdır.
- Yeni deplasmanlar oluşturmak için revize edilmiş yük vektörüne dayanarak yeni bir rijitlik analizi yapılır.
- Eleman kuvvetleri ve mesnet reaksiyonları yeni deplasmanlara göre hesaplanır.



### **3. TBDY(2018)'E GÖRE YÜKSEK YAPI TASARIM VE DEĞERLENDİRME YAKLAŞIMI**

#### **3.1. Deprem Yer Hareketi Düzeyleri**

TBDY(2018) tasarım ve değerlendirme noktasında yapıları buldukları bölgenin geçmiş sismik hareketlilikleri ve aktif fay hatlarına göre belirli zaman dilimlerindeki deprem tekrarlanma periyotlarına ayırmıştır. Bu bağlamda TBDY(2018) dört farklı deprem yer hareketi düzeyi tanımlamıştır.

##### **3.1.1. Deprem yer hareketi düzeyi-1**

Deprem yer hareketi düzeyi-1 (DD-1), yapının bulunduğu bölgeye göre oluşturulan spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığı %2 olduğu hareket düzeyidir. Bu deprem düzeyi yapının servis ömrü boyunca karşılaşılabileceği en büyük deprem etkisi ve yapıda meydana gelme olasılığı bakımından en seyrek deprem etkisi olarak tanımlanır. DD-1 deprem yer hareketiyle yapının karşılaşma periyodu 2475 yıldır.

##### **3.1.2. Deprem yer hareketi düzeyi-2**

Deprem yer hareketi düzeyi-2 (DD-2), yapının bulunduğu bölgeye göre oluşturulan spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığı %10 olduğu hareket düzeyidir. Bu deprem düzeyi yapının standart tasarım yer hareketi olarak da tanımlanır ve yapıda meydana gelme olasılığı bakımından seyrek deprem etkisi olarak bilinir. DD-2 deprem yer hareketiyle yapının karşılaşma periyodu 475 yıldır.

##### **3.1.3. Deprem yer hareketi düzeyi-3**

Deprem yer hareketi düzeyi-3 (DD-3), yapının bulunduğu bölgeye göre oluşturulan spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığı %50 olduğu hareket düzeyidir. Bu deprem düzeyi yapıda meydana gelme olasılığı bakımından sık deprem etkisi olarak tanımlanır. DD-3 deprem yer hareketiyle yapının karşılaşma periyodu 72 yıldır.

### 3.1.4. Deprem yer hareketi düzeyi-4

Deprem yer hareketi düzeyi-4 (DD-4), yapının bulunduğu bölgeye göre oluşturulan spektral büyüklüklerin 50 yılda aşılma olasılığı %68 ve 30 yılda aşılma olasılığı %50 olduğu hareket düzeyidir. Bu deprem düzeyi yapının servis deprem yer hareketi olarak da tanımlanır ve yapıda meydana gelme olasılığı bakımından en sık deprem etkisi olarak bilinir. DD-4 deprem yer hareketiyle yapının karşılaşma periyodu 43 yıldır. Tablo 3.1’de deprem yer hareketi düzeylerinin özellikleri özetlenmiştir.

Tablo 3.1. Deprem yer hareketleri düzeyleri

Deprem Yer Hareketi Düzeyi	50 Yılda Aşılma Olasılığı %	Tekrarlanma Periyodu	Açıklama
DD-1	2	2475	Gözönüne alınan en büyük deprem yer hareketi
DD-2	10	475	Standart tasarım deprem yer hareketi
DD-3	50	72	Sık deprem yer hareketi
DD-4	68	43	Servis deprem yer hareketi

### 3.2. Standart Deprem Yer Hareketi Spektrumları

Bir yapıda, farklı periyotlarda farklı harmonik titreşimler ve bu titreşimlerde yapı üzerinde farklı tepkiler oluşur. Her farklı periyotta oluşan hız, ivme ve yerdeğiştirmelerin en büyük değerleri spektrum eğrilerini oluşturur. TBDY (2018) yönetmeliği belirli bir deprem düzeyini ele alarak %5 sönüm oranına göre standart deprem yer hareketi spektrumlarını tanımlamıştır.

#### 3.2.1. Harita spektral ivme katsayıları ve tasarım spektral ivme katsayıları

Boyutsuz olarak tanımlanan harita ivme katsayıları ( $S_s$  ve  $S_1$ ) belirli bir deprem yer hareketi düzeyine göre Türkiye Deprem Tehlike Haritaları kapsamında

tanımlanmıştır. Harita spektral ivme katsayıları, kısa periyot için  $S_S$  ve 1,0 saniye periyot için  $S_1$  olmak üzere iki katsayıdır.

Harita spektral ivme katsayıları birbirine dik iki yatay doğrultudaki deprem etkilerinin geometrik ortalaması olarak tanımlanmaktadır. Bu katsayılar herhangi bir deprem yer hareketi düzeyi için referans zemin koşulu [  $(V_S)_{30} = 760$  m/s] esas alınarak %5 sönüm oranı için harita spektral ivmelerinin yerçekimi ivmesine bölünmesi ile boyutsuz katsayılar olarak tanımlanmıştır [18].

Harita spektral ivme katsayıları, yerel zemin etki katsayıları ( $F_S$  ve  $F_1$ ) ile Denklem (3.1) ve (3.2) kullanılarak tasarım spektral ivme katsayılarına dönüştürülürler.

$$S_{DS} = S_S \times F_S \quad (3.1)$$

$$S_{D1} = S_1 \times F_1 \quad (3.2)$$

### 3.2.2. Yerel zemin etki katsayıları

TBDY (2018)'de yapının inşa edileceği zemin özellikleri ile yerel zemin sınıflarını göz önünde bulundurmak amacıyla, kısa periyot bölgesi için zemin etki katsayısı  $F_S$  ve 1,0 saniye periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayısı  $F_1$  tanımlanmıştır. Tablo 3.2'de kısa periyot bölgesi için zemin etki katsayısı  $F_S$ , Tablo 3.3'de 1,0 saniye periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayısı  $F_1$  gösterilmiştir. Tablolarda harita spektral ivme katsayılarının ara değerleri için doğrusal enterpolasyon işlemi yapılmalıdır.

Tablo 3.2. Kısa periyot bölgesi için zemin etki katsayısı  $F_S$

Yerel Zemin Sınıfı	Kısa periyot bölgesi için Yerel Zemin Etki Katsayısı $F_S$					
	$SS \leq 0,25$	$SS = 0,50$	$SS = 0,75$	$SS = 1,00$	$SS = 1,25$	$SS \geq 1,50$
ZA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
ZB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
ZC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
ZD	1,6	1,4	1,2	1,1	1	1
ZE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
ZF	Sahaya özel zemin analizi yapılacaktır.					



Tablo 3.3. Kısa periyot bölgesi için zemin etki katsayısı  $F_1$

Yerel Zemin Sınıfı	1.00 periyot bölgesi için Yerel Zemin Etki Katsayısı $F_1$					
	$S_1 \leq 0,10$	$S_1 = 0,20$	$S_1 = 0,30$	$S_1 = 0,40$	$S_1 = 0,50$	$S_1 \geq 0,60$
ZA	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
ZB	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
ZC	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,40
ZD	2,40	2,20	2,00	1,90	1,80	1,70
ZE	4,20	3,30	2,80	2,40	2,20	2,00
ZF	Sahaya özel zemin analizi					

### 3.2.3. Yatay elastik tasarım spektrumu

TBDY(2018)^de baz alınan herhangi bir deprem yer hareketi düzeyi için yatay elastik tasarım ivme spektrumunun ordinatları olan yatay elastik tasarım spektral ivmeleri  $S_{ae}(T)$ , doğal titreşim periyoduna bağlı olarak yerçekimi ivmesi [g] cinsinden Denklem (3.3)'te tanımlanmıştır.

$$S_{ae}(T) = \left[ 0,4 + 0,6x \frac{T}{T_A} \right] x S_{DS} \quad (0 \leq T \leq T_A)$$

$$S_{ae}(T) = S_{DS} \quad (T_A \leq T \leq T_B)$$

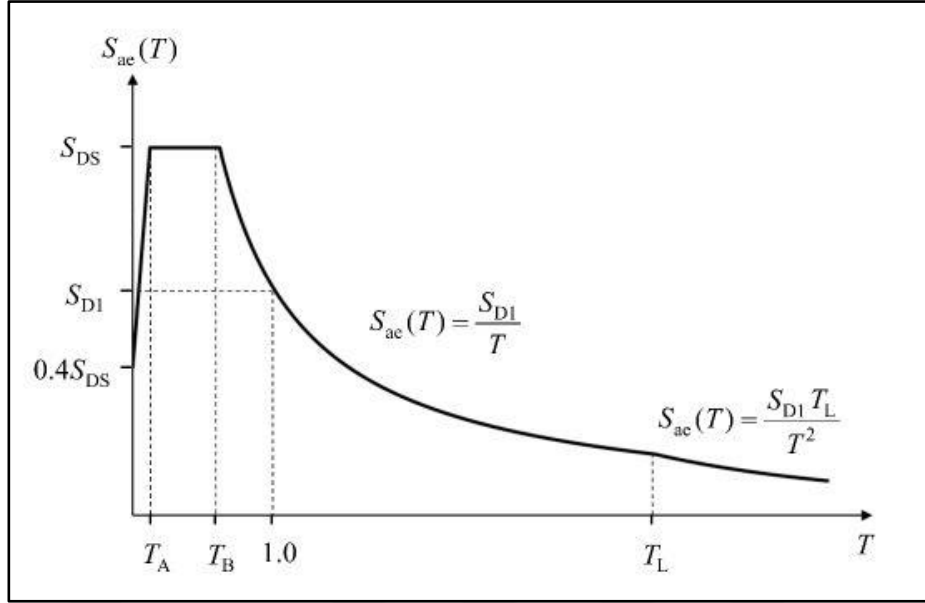
$$S_{ae}(T) = \frac{S_{D1}}{T} \quad (T_B \leq T \leq T_L) \quad (3.3)$$

$$S_{ae}(T) = \frac{S_{D1} x T_L}{T^2} \quad (T \leq T_L)$$

Denklemlerde verilen  $T_A$  ve  $T_B$  yatay elastik tasarım spektrumunun köşe periyotları olup Denklem (3.4) kullanılarak hesaplanmaktadır.

$$T_A = 0,2x \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad ; \quad T_B = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.4)$$

$T_L$  sabit yer değiştirme bölgesine geçiş periyodu olarak tanımlanmaktadır ve 6 saniye olarak alınmaktadır. Şekil 3.1'de yatay elastik tasarım spektrumunun şematik gösterimi verilmiştir.

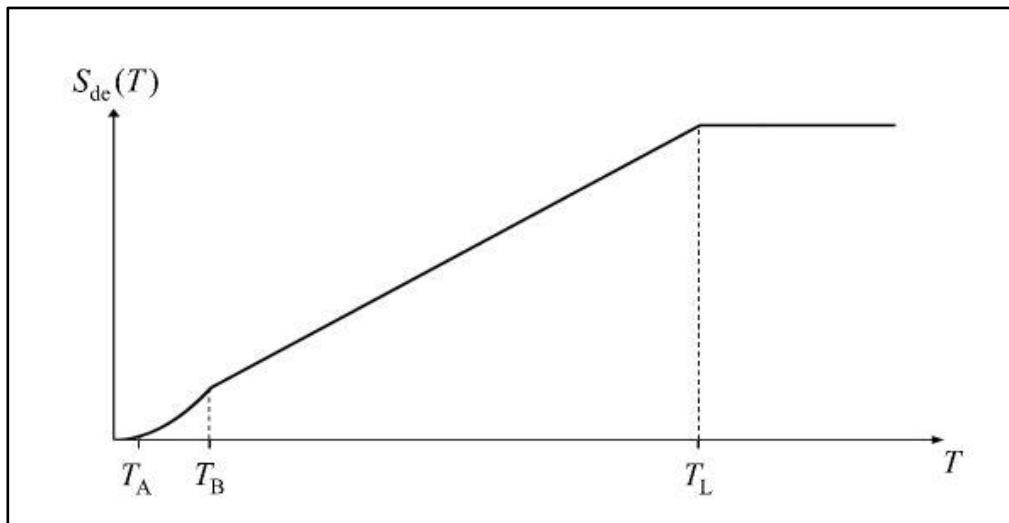


Şekil 3.1. Yatay elastik tasarım spektrumu [18]

Denklem (3.5)'te ele alınan herhangi bir deprem yer hareketi düzeyi için yatay elastik tasarım yer değiştirme spektrumunun ordinatı olan yatay elastik tasarım spektral yer değiştirmeleri  $S_{de}(T)$ , yapının doğal titreşim periyoduna bağlı olarak metre [m] cinsinden tanımlanmıştır [18].

$$S_{de}(T) = \frac{T^2}{4\pi^2} \times g S_{ac}(T) \quad (3.5)$$

Şekil 3.2'de yatay elastik tasarım yer değiştirme spektrumu verilmiştir.



Şekil 3.2. Yatay elastik tasarım yer değiştirme spektrumu [18]

### 3.2.4. Düşey elastik tasarım spektrumu

TBDY (2018)'de referans alınan herhangi bir deprem yer hareketi düzeyi için düşey elastik tasarım ivme spektrumunun ordinatları olan düşey elastik tasarım spektral ivmeleri  $S_{aeD}(T)$ , yatay deprem yer hareketi için tanımlanan kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısına ve yapının doğal titreşim periyoduna bağlı olarak yerçekimi ivmesi [g] cinsinden Denklem (3.6) ile tanımlanır [18].

$$S_{aeD} = \left[ 0,32 + 0,48 \frac{T}{T_{AD}} \right] \times S_{DS} \quad (0 \leq T \leq T_{AD})$$

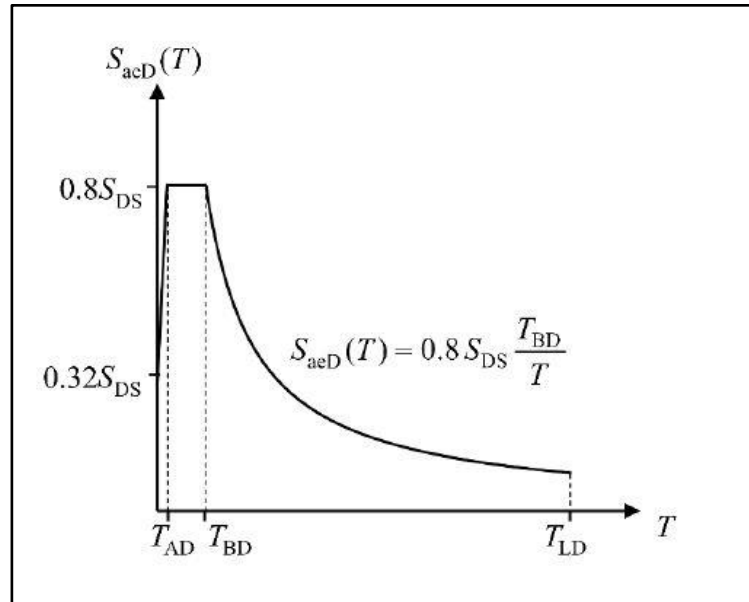
$$S_{aeD} = 0,8 \times S_{DS} \quad (T_{AD} \leq T \leq T_{BD}) \quad (3.6)$$

$$S_{aeD} = 0,8 \times S_{DS} \times \frac{T_{BD}}{T} \quad (T_{BD} \leq T \leq T_{LD})$$

Denklemlerde verilen  $T_{AD}$  ve  $T_{BD}$  düşey spektrum köşe periyotları  $T_{LD}$  ise düşey elastik tasarım spektrumunda sabit yer değiştirme bölgesine geçiş periyodudur Denklem (3.7)'de formülasyonları verilmiştir.

$$T_{AD} = \frac{T_A}{3} \quad T_{BD} = \frac{T_B}{3} \quad T_{LD} = \frac{T_L}{2} \quad (3.7)$$

Şekil 3.3'te düşey elastik tasarım spektrumu verilmiştir.



Şekil 3.3. Düşey elastik tasarım spektrumu [18]

### 3.3. Bina Kullanım Sınıfları ve Bina Önem Katsayıları

#### 3.3.1. Bina kullanım sınıfları

TBDY (2018)'de deprem tasarım sınıflarının belirlenmesinde kullanılan bir parametre olan bina kullanım sınıfları, binaların kullanım amaçlarına göre Tablo 3.4'teki gibi tanımlanmıştır.

#### 3.3.2. Bina önem katsayıları

Bina kullanım sınıflarına bağlı olarak bina önem katsayıları tanımlanmıştır. Bina önem katsayılarının belirlenirken yapının deprem sonrası kullanım zorunluluğunun olup olmaması, bina içinde saklanan tehlikeli veya tarihi değeri yüksek malzemeler, insanların bina içindeki nüfus yoğunluğu dikkate alınmaktadır. Tablo 3.4'te bina önem katsayıları verilmiştir.

Tablo 3.4. Bina kullanım sınıfları ve bina önem katsayıları [18]

Bina Kullanım Sınıfı	Bina Kullanım Amacı	Bina Önem Katsayısı
BKS=1	<b>Deprem sonrası kullanımı gereken binalar, insanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar, değerli eşyanın saklandığı binalar ve tehlikeli madde içeren binalar.</b> a) Deprem sonrasında hemen kullanılması gerekli binalar (Hastaneler, dispanserler, sağlık ocakları, itfaiye bina ve tesisleri, PTT ve diğer haberleşme tesisleri, ulaşım istasyonları ve terminalleri, enerji üretim ve dağıtım tesisleri, vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, ilk yardım ve afet planlama istasyonları). b) Okullar, diğer eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri, vb. c) Müzeler. d) Toksin, patlayıcı, parlayıcı, vb. özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar.	1,50
BKS=2	<b>İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar</b> Alışveriş merkezleri, spor tesisleri, sinema, tiyatro, konser salonları, ibadethaneler, vb.	1,20
BKS=3	<b>Diğer binalar</b> BKS=1 ve BKS=2 için verilen tanımlara girmeyen diğer binalar (Konutlar, işyerleri, oteller, bina türü endüstri yapıları, vb.)	1,00

### 3.4. Deprem Tasarım Sınıfları

3.3.1’de tanımlanan Bina kullanım sınıflarına ve DD-2 deprem yer hareketi düzeyi için 3.2.1’de tanımlanan kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısına bağlı olarak, TBDY(2018)’de deprem etkisi altında tasarımda esas alınacak deprem tasarım sınıfları (DTS), Tablo 3.5’e göre belirlenmelidir.

Tablo 3.5. Deprem tasarım sınıfları [18]

DD-2 Deprem Yer Hareketi Düzeyinde Kısa Periyot Tasarım Spektral İvme Katsayısı ( $S_{DS}$ )	Bina Kullanım Sınıfı	
	BKS = 1	BKS = 2, 3
$S_{DS} < 0,33$	DTS = 4a	DTS =4
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	DTS = 3a	DTS =3
$0,50 \leq S_{DS} < 0,75$	DTS = 2a	DTS =2
$0,75 \leq S_{DS}$	DTS = 1a	DTS =1

### 3.5. Bina Yüksekliği ve Bina Yükseklik Sınıfları

#### 3.5.1. Bina tabanı ve bina yüksekliği

TBDY(2018)’de bina tabanının belirlenmesinde iki seçenek sunulmuştur. Birinci seçenekte aşağıda verilen özelliklerin her ikisinin sağlanması durumunda bina tabanı bodrum perdelerinin en üst kotundaki kat döşemesi seviyesinde tanımlanmaktadır.

Koşul-1: Rijit bodrum perdelerinin yapıyı çepeçevre veya en az üç tarafından sarması [18].

Koşul-2: Yapıya ait her iki doğrultudaki hâkim titreşim modunda, bodrum katlar dâhil yapının tamamı için hesaplanan doğal titreşim periyodunun, aynı taşıyıcı sistemde zemin kat döşemesi dâhil tüm bodrum kütleleri hesaba katılmaksızın aynı doğrultuda hesaplanan doğal titreşim periyoduna oranının 1,1’den küçük olması [18].

Yukarıda verilen koşulların herhangi birinin sağlanmaması durumunda bodrumlu ve bodrumsuz binalarda bina tabanı temel üst kotu olarak tanımlanmalıdır [18].

Deprem hesabında kullanılan bina yüksekliği  $H_N$  yukarıda tanımlanan bina tabanından ölçülen mesafe olarak tanımlanır.

### 3.5.2. Bina yükseklik sınıfları

TBDY(2018)'de, binalar yükseklikleri bakımından sekiz Bina Yükseklik Sınıfı'na (BYS) ayrılmıştır. Bu sınıflara giren binalar için yükseklik aralıkları, Tablo 3.5'teki deprem tasarım sınıflarına bağlı olarak Tablo 3.6'da verilmiştir [18].

Tablo 3.6. Bina yükseklik sınıfları ve deprem tasarım sınıflarına göre tanımlanan bina yükseklik aralıkları [18]

Bina Yükseklik Sınıfı	Bina Yükseklik Sınıfları ve Deprem Tasarım Sınıflarına Göre Tanımlanan Bina Yükseklik Aralıkları [m]		
	DTS = 1, 1a, 2, 2a	DTS = 3, 3a	DTS = 4, 4a
BYS = 1	$H_N > 70$	$H_N > 91$	$H_N > 105$
BYS = 2	$56 < H_N \leq 70$	$70 < H_N \leq 91$	$91 < H_N \leq 105$
BYS = 3	$42 < H_N \leq 56$	$56 < H_N \leq 70$	$56 < H_N \leq 91$
BYS = 4	$28 < H_N \leq 42$	$42 < H_N \leq 56$	
BYS = 5	$17,5 < H_N \leq 28$	$28 < H_N \leq 42$	
BYS = 6	$10,5 < H_N \leq 17,5$	$17,5 < H_N \leq 28$	
BYS = 7	$7 < H_N \leq 10,5$	$10,5 < H_N \leq 17,5$	
BYS = 8	$H_N \leq 7$	$H_N \leq 10,5$	

### 3.6. Bina Performans Düzeyleri

TBDY(2018) kapsamında deprem etkisi altında yapının taşıyıcı sistem elemanları için bina performans düzeyleri aşağıdaki gibi gösterildiği üzere tanımlanmıştır [18].

### **3.6.1. Kesintisiz kullanım (KK) performans düzeyi**

Bu performans düzeyi, yapı ana taşıyıcı sistem elemanlarında yapısal hasarın meydana gelmediği veya yapısal hasarın çok az oranda kaldığı performans düzeyi olarak tanımlanmaktadır [18]. Genellikle deprem sonrası kullanımı gereken binaların tasarımında kullanılır.

### **3.6.2. Sınırlı hasar (SH) performans düzeyi**

Bu performans düzeyi, bina taşıyıcı sistem elemanlarında sınırlı düzeyde hasarın meydana geldiği, yani doğrusal olmayan davranışın az rastlandığı hasar düzeyine karşı gelmektedir [18].

### **3.6.3. Kontrollü hasar (KH) performans düzeyi**

Bu performans düzeyi, yapının taşıyıcı sistem elemanlarında çok ağır olmayan ve çoğunlukla onarılabilir hasar düzeyine karşı gelmektedir. Böylece can güvenliğinin sağlanması amaçlanmıştır [18].

### **3.6.4. Göçmenin önlenmesi (GÖ) performans düzeyi**

Bu performans düzeyi, yapı taşıyıcı sistem elemanlarında yüksek oranda ağır hasarın meydana geldiği, yapının göçme ile karşı karşıya geldiği performans düzeyi olarak tanımlanmaktadır. Bu performans düzeyinde yapının bir kısmının veya tamamının göçmesinin önlenmesi amaçlanmaktadır.

## **3.7. Deprem Etkisi Altında Bina Performans Hedefleri ve Uygulanacak Tasarım Yaklaşımları**

Deprem etkisi altında bina performans hedefleri, Bölüm 3.1’de tanımlanan deprem yer hareketi düzeyleri altında hedeflenen ve Bölüm 3.6’ya göre tanımlanan bina performans düzeylerini ifade eder [18].

### **3.7.1. Bina performans hedefleri**

TBDY(2018) dört deprem yer hareketi düzeyi ve Deprem Tasarım Sınıfı DTS =1, 2, 3, 3a, 4, 4a için tanımlanan Normal Performans Hedefleri ile Deprem Tasarım Sınıfı DTS =1a, 2a için tanımlanan İleri Performans Hedefleri sunulmuştur. Tablo

3.7, Tablo 3.8 ve Tablo 3.9’da bina yükseklik sınıflarına göre belirlenen performans hedefleri ve tasarım yaklaşımları verilmiştir.

Tablo 3.7. Yeni yapılacak yerinde dökme betonarme, ön üretimli betonarme ve çelik binalar (Yüksek binalar dışında –  $BYS \geq 2$ ) [18]

Deprem Yer H. Düzeyi	DTS = 1, 1a 2, 2a, 3, 3a, 4, 4a		DTS = 1a, 2a	
	Normal Performans Hedefi	Değerlendirme/ Tasarım Yaklaşımı	İleri Performans Hedefi	Değerlendirme/ Tasarım Yaklaşımı
DD-3	—	—	SH	ŞGDT
DD-2	SH	DGT	KK	DGT
DD-1	—	—	—	—

Tablo 3.8. Yeni yapılacak veya mevcut yüksek binalar (  $BYS = 1$ ) [18]

Deprem Yer Hareketi Düzeyi	DTS = 1, 2, 3, 3a, 4, 4a		DTS = 1a, 2a	
	Normal Performans Hedefi	Değerlendirme/ Tasarım Yaklaşımı	İleri Performans Hedefi	Değerlendirme/ Tasarım Yaklaşımı
DD-4	KK	DGT	—	—
DD-3	—	—	SH	ŞGDT
DD-2	KH	DGT	KH	DGT
DD-1	GÖ	ŞGDT	KH	ŞGDT



Tablo 3.9. Mevcut yerinde dökme betonarme, ön üretimli betonarme ve çelik binalar (Yüksek binalar dışında –  $BYS \geq 2$ ) [18]

Deprem Yer Hareketi Düzeyi	DTS = 1, 2, 3, 3a, 4, 4a		DTS = 1a, 2a	
	Normal Performans Hedefi	Değerlendirme/Tasarım Yaklaşımı	İleri Performans Hedefi	Değerlendirme/Tasarım Yaklaşımı
DD-3	—	—	SH	ŞGDT
DD-2	KH	ŞGDT	—	—
DD-1	—	—	KH	ŞGDT

### 3.8. Deprem Etkisi Altında Yüksek Bina Taşıyıcı Sistemlerinin Tasarımı İçin Özel Kurallar

TBDY 2018'de aşağıda verilen özellikleri sağlayan binalar yüksek yapı olarak tanımlanmaktadır.

- DTS=1, 1a, 2, 2a için bina yüksekliği  $H_N > 70$  m olan yapılar;
- DTS=3, 3a için bina yüksekliği  $H_N > 91$  m olan yapılar;
- DTS=4, 4a için bina yüksekliği  $H_N > 105$  m olan yapılar;

Ayrıca TBDY (2018) yüksek yapıların betonarme taşıyıcı sistemlerinde sadece B420C veya B500 kalitesinde nervürlü donatı çeliği kullanılmasını zorunlu tutmuştur.

#### 3.8.1. Yüksek yapı performans hedefleri ve tasarım aşamaları

Yüksek yapıların tasarımı üç aşamada yapılacaktır.

##### 3.8.1.1. Tasarım aşaması-1

Bu aşamada yüksek yapının boyutlandırma ve ön tasarımı yapılır. Bu amaçla DD-2 deprem yer hareketi düzeyi göz önünde bulundurularak kontrollü hasar performans (KH) seviyesine ulaşmak amacıyla yüksek bir binanın dayanıma göre tasarımı (DGT) yapılır.

### **3.8.1.2. Tasarım aşaması-2**

Bu aşamada bir önceki aşamada ön tasarımı yapılmış yüksek bir yapının, normal performans hedefi için DD-4 deprem yer hareketi etkisinde Kesintisiz Kullanım (KK) performans seviyesini sağlamak üzere, Dayanıma Göre Tasarım (DGT) yaklaşımı ile performans değerlendirilmesi yapılacaktır. Ardından ileri performans amacı için DD-3 deprem yer hareketi altında Sınırlı Hasar (SH) performans seviyesini sağlamak için, Şekil değiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım (ŞGDT) yaklaşımı ile performans değerlendirilmesi yapılacaktır [18].

### **3.8.1.3. Tasarım aşaması-3**

Bu aşamada, yukarıda anlatılan işlemlerin uygulandığı tasarım aşaması tamamlanmış olan yüksek binanın DD-1 deprem yer hareketi altında normal performans hedefi olarak Göçmenin Önlenmesi (GÖ) performans değerlendirilmesi yapılacaktır. Ardından ileri performans hedefi olarak ise Kontrollü Hasar (KH) performans hedefini sağlamak üzere Şekil değiştirmeye Göre Değerlendirme ve Tasarım (ŞGDT) yaklaşımı ile performans değerlendirilmesi yapılacaktır [18].

#### 4. DOĞRUSAL OLMAYAN HESAP YÖNTEMLERİ

Yapıların şekil değiştirmeye göre tasarım ve değerlendirmesinde kullanılacak olan doğrusal hesap yöntemleri İtme Yöntemleri ve Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan hesap yöntemi olmak üzere ikiye ayrılmıştır. Bu iki yöntemin T DBY-2018 yönetmeliğinde hangi yapılarda uygulanabileceği aşağıda verilen şartlar neticesinde belirlenmiştir.

- $BYS \geq 5$  olan, burulma düzensizliği katsayısı  $\eta_{bi} < 1,4$  koşulunu sağlayan ve taban kesme kuvveti etkin külesinin toplam bina külesine (rijit perdelerle çevrelenen bodrum katlarının kütleleri hariç) oranının en az 0,70 olan yapılarda tek modlu itme yöntemi,
- $BYS \geq 2$  olan yapılarda çok modlu itme yöntemi,
- $BYS = 1$  olan yüksek yapılarda ise zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi kullanılacaktır.

##### 4.1. Tek Modlu İtme Yöntemleri

Tek modlu itme yöntemleri doğrusal mod birleştirme yönteminin tek modlu doğrusal olmayan kümülatif şeklidir. TDBY-2018 yönetmeliği tek modlu itme yönteminin kullanılmasını iki koşula dayandırmıştır.

Koşul-1 Yapıya ait herhangi bir katta ek dış merkezlik etkisi gözönüne alınmadan yapının doğrusal elastik davranışı temel alınarak hesaplanan burulma düzensizliği katsayısı  $\eta_{bi} < 1,4$  koşulunu sağlaması gerekmektedir [18].

Koşul-2 Referans alınan bir deprem doğrultusunda, doğrusal elastik davranış temel alınarak belirlenen hâkim titreşim moduna ait taban kesme kuvveti etkin külesinin toplam yapı külesine oranının en az 0,70 olması gerekmektedir [18].

Tek modlu itme yöntemlerinde, gözönüne alınan deprem doğrultusunda hakim titreşim mod şekli ile orantılı olacak şekilde deprem yerdeğiştirme talebi sınırına kadar monotonik olarak adım adım uygulanan deprem yükü artımlarının etkisi altında, taşıyıcı sistemde meydana gelen yerdeğiştirme, plastik şekil değiştirme

(plastik dönme, uzama, vb.) ve iç kuvvet artımları ile bunların birikimli (kümülatif) değerleri hesaplanır. Son adımda, deprem talebine karşı gelen birikimli değerler, şekil değiştirmeye değerlendirmeye esas büyüklükler olarak elde edilir [18].

Tek modlu itme yöntemleri uygulamada yapıya ait katlarda yer alan döşemeler için rijit diyafram kabulünün olduğunu varsayar. Ayrıca tek modlu itme yöntemlerinde serbestlik dereceleri katlara ait kütle merkezinde birbirine dik iki doğrultudaki yatay yerdeğiştirme bileşenleri ile düşey eksen etrafındaki dönme olarak tanımlandığı durum için tanımlanmıştır. Kat döşemelerinde düzlem içi şekil değiştirmeler meydana geliyorsa bu etkilerin hesaplarda göz önüne alınması şartıyla tek modlu itme yöntemleri aynı kurallar çerçevesinde uygulanabilir [18].

#### **4.2. Sabit Modlu İtme Yöntemi**

Sabit tek modlu itme yönteminde deprem hesabında yapıya ilk önce düşey yüklemeler uygulanır. Ardından belirlenen bir deprem doğrultusunda yapıda her bir itme adımında sabit mod şekli olduğu varsayımı yapılır. Bu varsayımı takiben yapıda katlara deprem kuvvetleri sabit mod şekli ile orantılı bir şekilde uygulanır ve her bir itme adımında deprem yükleri belirli bir oranda artırılarak yapıya etkilir. Bu işlemlerden sonra koordinatları tepe yerdeğiştirmesi – taban kesme kuvveti olan itme eğrisi meydana gelir. Ardından bu eğriye birtakım koordinat dönüşümleri uygulanarak koordinatları modal yerdeğiştirme – modal sözde-ivme olan modal kapasite diyagramı elde edilir. İşlemin son aşamasında bu elde edilen bu diyagram, tanımlanan deprem etkisi altında yapının modal yerdeğiştirme talebinin ve buna bağlı olarak taşıyıcı sistemde oluşan iç kuvvet ve plastik şekildeğiştirme taleplerinin hesaplanmasında kullanılır [18].

#### **4.3. Değişken Tek Modlu İtme Yöntemi**

Değişken tek modlu itme yönteminde sabit modlu itme yöntemiyle benzer olarak düşey yüklemeler yapıya aktarılır. Ardından yapıda belirlenen herhangi bir deprem doğrultusunda katlara etkiyen deprem yükü artımları ile bunlarla uyumlu kat yerdeğiştirme artımları, her bir itme adımında, daha önce oluşan plastik mafsallar gözönüne alınarak yenilenen serbest titreşim hesabından elde edilen değişken mod şekli ile orantılı olarak tanımlanırlar. Bu yöntemde sabit itme modlu itme

yönteminde elde edilen itme eğrisine gerek kalmaksızın modal kapasite diyagramı doğrudan elde edilir [18].

#### 4.4. Tek Modlu İtme Yöntemlerinde Depremın Modal Yerdeğiştirme Talebinin Elde Edilmesi

Depremın modal yerdeğiştirme talebinin elde edilmesi, verilen deprem etkisi altında modal kapasite diyagramı tarafından temsil edilen modal tek serbestlik dereceli sistemin en büyük yerdeğiştirmesinin hesabına karşı gelmektedir [18].

Depremın modal yerdeğiştirme talebi;

- (a) Modal tek serbestlik dereceli sistemde Doğrusal Olmayan Spektral Yerdeğiştirme olarak elde edilebilir [18].
- (b) Modal tek serbestlik dereceli sistemin deprem etkisi altında zaman tanım alanında hesabından elde edilebilir [18].

#### 4.5. Çok Modlu İtme Yöntemleri

Çok modlu itme analizi yöntemi Artımsal Spektrum Analizi (ARSA), her bir itme adımında oluşan plastik mafsallar ile uyumlu mod şekillerini gözönüne alan “adaptive” bir yöntemdir. Taşıyıcı sistemin, birbirini izleyen iki plastik mafsal oluşumu arasındaki her bir itme adımında “parçalı doğrusal (piecewise linear)” davrandığı kabul edilmiştir. ARSA yönteminde en kritik nokta, modal büyüklüklerin göreceli değerlerinin belirlenmesi amacı ile her itme adımında modal Yerdeğiştirme artımlarının,  $\Delta d_n^{(i)}$  ölçeklendirilmesidir [11].

$$\Delta d_n^{(i)} = \Delta F^{(i)} \times S_{den}^{(1)} \quad (4.1)$$

Yukarıda Denklem (4.1)’de verilen  $\Delta F^{(i)}$  (i)’inci adımda yapıya ait tüm modlar için sabit olan artımsal ölçek katsayısını, (n) mod sayısını,  $S_{den}^{(1)}$  elastik bölgede ilk itme adımında n’inci moda ait elastik spektral yerdeğiştirmedir. Modal ölçeklendirmenin temeli eşit yerdeğiştirme kuralına dayanmaktadır. Bu kural gereğince doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirmenin elastik spektral yerdeğiştirmeye eşit olduğu kabul edilerek Denklem (4.1)’de modal yerdeğiştirme artımları o moda ait elastik spektral yerdeğiştirmelerin oranları olarak ifade edilmiştir. Buradan (i)’inci adım

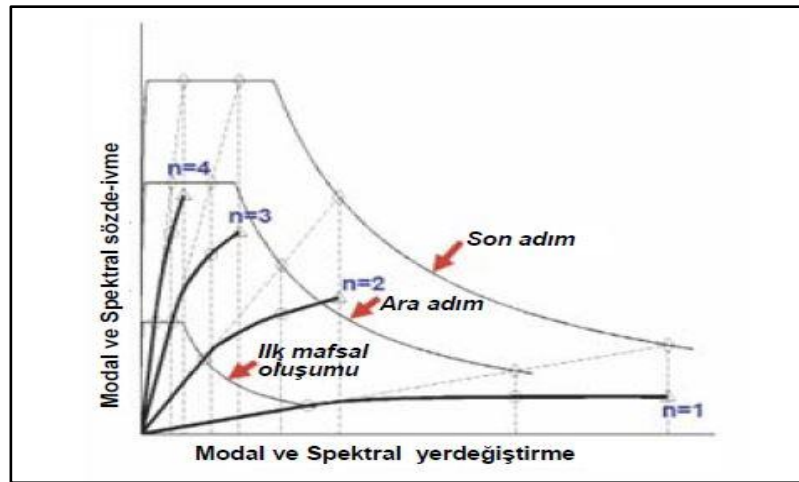
sonunda birikimli (kümülatif) modal yerdeğiştirme değerleri Denklem (4.2)'de verilmiştir.

$$d_n^{(i)} = d_n^{(i-1)} + \Delta d_n^{(i)} \quad ; \quad d_n^{(i)} = F^{(i)} \times S_{den}^{(1)} \quad (4.2)$$

Denklem (4.2)'de verilen  $F^{(i)}$ , (i)'inci adımdaki kümülatif ölçek katsayısını temsil etmektedir. Her mod için Şekil 4.1'de gösterilen son itme adımında, “eşit yerdeğiştirme kuralı” gereğince, kümülatif modal yerdeğiştirme değerleri elastik spektral yerdeğiştirmelere eşit olacağı için, kümülatif ölçek katsayısının en büyük değeri de birim değere eşit olacaktır [12]. Denklem 4.3'de verilmiştir.

$$F^{(i)} = F^{(i-1)} \times \Delta F^{(i)} \leq 1 \quad (4.3)$$

Buna göre modal ölçeklendirme yöntemi, elastik davranış spektrumunun değeri sıfırdan birim değere doğru artan kümülatif ölçek katsayısı ile monotonik olarak büyütülmesine karşı gelmektedir. Fiziksel anlamda her bir itme adımında, modal yerdeğiştirmeler ilk adımdaki (i=1) elastik spektral yerdeğiştirmelerle orantılı olacak şekilde bütün modlarda aynı oranda arttırılmakta ve nihai olarak son adımda hep birlikte hedef değerler olan spektral yerdeğiştirmelere ulaşılmaktadır. Şekil 1'de, ilk plastik mafsall oluşumuna (i=1), sonraki bir ara adıma ( $F^{(i)} < 1$ ) ve son itme adımına ( $F^{(i)} = 1$ ) karşı gelen ölçeklendirilmiş standart davranış spektrumları ile modal kapasite diyagramları görülmektedir [12].



Şekil 4.1. Davranış spektrumunun monotonik olarak arttırılması yoluyla modal yer değiştirmelerin ölçeklendirilmesi [11]

ARSA yönteminin özeti aşağıda sıralanmıştır:

1-) Her (i)'inci itme adımında o adıma kadar oluşmuş plastik kesitleri dikkate alan mod şekilleri ile uyumlu ve ilk adımda elde edilen başlangıç spektral yerdeğiştirmeleri  $S_{den}^{(1)}$  altında standart lineer spektrum analizi yapılmaktadır. Her adım başlangıcında artımsal ölçek katsayısı bilinmediği için artımsal ölçek katsayısı birim değere eşit kabul edilmiştir ( $\Delta F^{(i)} = 1$ ). Bu şekilde yapılan lineer spektrum analizi, aslında her adımda bütün mod için eşzamanlı olarak yapılan ve mod katkılarının uygun bir modal kombinasyon yöntemi ile birleştirildiği bir itme analizine (adaptive pushover analysis) karşı gelmektedir. Bunun sonucunda artımsal ölçek katsayısının birim değere karşı gelen tipik davranış büyüklükleri (örneğin herhangi bir kesitteki eğilme momenti ya da daha önceki adımlarda oluşmuş bir plastik mafsaldaki plastik dönme değeri, vb.),  $r^{(i)}$  hesaplanır. Buradan tipik davranış büyüklüğünün artımı,  $\Delta r^{(i)}$  aşağıdaki gibi ifade edilir [12]. Denklem 4.4'de  $\Delta r^{(i)}$  verilmiştir.

$$\Delta r^{(i)} = r^{(i)} \times \Delta F^{(i)} \quad (4.4)$$

(i)'inci itme adımı sonunda tipik davranış büyüklüğü Denklem (4.5)'de ki gibi yazılır.

$$r^{(i)} = r^{(i-1)} + \Delta r^{(i)} = r^{(i-1)} + r^{(i)} \times \Delta F^{(i)} \quad (4.5)$$

Burada  $r^{(i)}$  ve  $r^{(i-1)}$  sırasıyla o adımdaki ve bir önceki adımda elde edilen tipik davranış büyüklükleridir. Başlangıç adımında ( $i=1$ ) düşey yüklerden oluşan davranış büyüklükleri  $r^{(0)}$  olarak göz önüne alınır.

2-) Denklem (4.5) ile yapısal sistemde plastikleşmesi olası tüm kesitlerin akma yüzeylerini tanımlayan iç kuvvetler için yazılabilir. Bu kesitlerden elde edilen en küçük  $\Delta F^{(i)}$  (i)'inci itme adımı sonunda oluşacak olan yeni plastik mafsalin yerini belirleyecektir [12].

3-) Denklem (4.3)'den kümülatif ölçek katsayısı,  $F^{(i)}$  hesaplanır ve birim değeri aşp aşmadığı kontrol edilir. Yukarıda da bahsedildiği gibi kümülatif ölçek katsayısının birim değere eşit olması her mod için eşzamanlı olarak yapılan itme analizinde modal yerdeğiştirme değerlerinin her mod için elde edilen elastik spektral

yerdeğiştirme değerlerine, diğer bir deyişle depremin yerdeğiştirme istemine eşit olduğunu gösterir. Birim değerden küçük olması durumunda analize devam edilerek bir sonraki adıma geçilir. Aşılması durumunda ise son adımda artımsal ölçek katsayısı  $\Delta F^{(p)}$  aşağıdaki Denklem (4.6) yardımıyla tekrar hesaplanır [12]:

$$\Delta F^{(p)} = 1 - F^{(p-1)} \quad (4.6)$$

Son adımdaki modal yerdeğiştirme artımı aşağıdaki Denklem (4.7) görüldüğü üzere tekrar elde edilir:

$$\Delta d_n^{(p)} = C_{Rn} \times S_{den}^{(1)} \times \Delta F^{(p)} \quad (4.7)$$

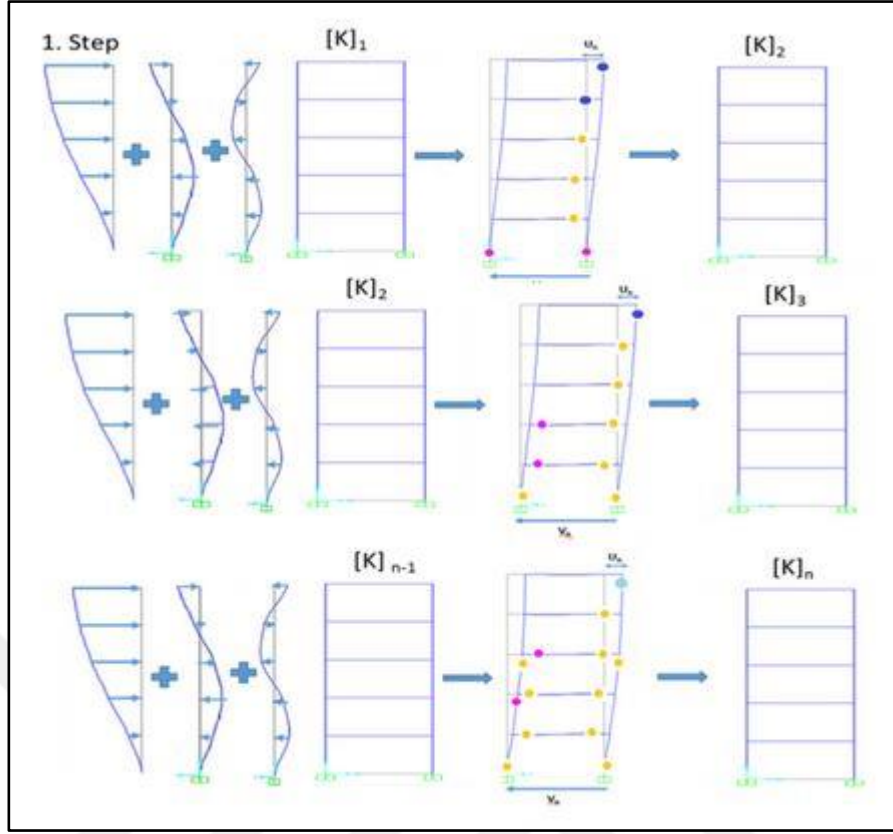
Burada  $C_{Rn}^{(n)}$ 'inci moda ait spektral yerdeğiştirme oranını göstermektedir. Bu değer yüksek modlarda başlangıç periyoduna ve modal kapasite diyagramının ikincil eğimine bağlı olarak birim değerden büyük ya da küçük olabilir [12].

4-) (i)'inci itme analizi adımı sonunda oluşan bütün davranış büyüklükleri Denk.5 kullanılarak hesaplanmaktadır. Eğer son itme adımına ulaşılmış ise analiz bitirilecek, aksi durumda bir sonraki adımla devam edecektir [12].

5-) Gz önüne alınan itme analizi adımımda, yukarıdaki 2. aşamada belirlenen son plastik mafsallara dikkate alınarak rijitlik matrisi değiştirilecek ve bir sonraki itme adımı için yukarıdaki 1.aşamaya dönülecektir. Yukarıdaki işlemler her itme adımı için tekrarlanacaktır. Her itme adımımda rijitlik matrisine ikinci derece rijitlik matrisinin (geometrik rijitlik matrisi) eklenmesi ile ARSA yönteminde ikinci mertebe (P-Delta) etkileri kolaylıkla göz önüne alınabilmektedir [12].

şekil 4.2'de ARSA yönteminin uygulaması şematik olarak gösterilmiştir.





Şekil 4.2. Artımsal Spektrum Analizi (ARSA) yöntemi [11]

Chopra ve Goel tarafından geliştirilen Modal Pushover Analizi (MPA), temel olarak tek modlu itme analizinin çok modlu tepkiye genişletilmesi ve modal katkıları birleştirmek için tepki spektrum analizi teorisinin kullanılmasıdır. Bu prosedürün temel adımları aşağıdaki gibidir:

- 1-) Sistemin elastik modeli kullanılarak sistemin doğal frekansları, açısal frekansları ve mod şekilleri hesaplanır.
- 2-) Her modda bağımsız olarak yükleme modelleriyle ( $s_n = m \varphi_n$ ) itme analizlerini çalıştırılır.
- 3-) Gerekirse negatif akma sonrası rijitliği dikkate alınarak her itme eğrisini bilineer eğriler olarak idealleştirilir.
- 4-) Çok serbestlik dereceli sistemden tek serbestlik dereceli sisteme ADRS dönüşümü kullanarak idealleştirilmiş itme eğrilerini ilgili tek serbestlik dereceli sisteminin bir dizi kapasite spektrum eğrisine dönüştürülür. (ATC-40 kapasite spektrum prosedüründe verilen kılavuzların bu amaçla kullanılabilir.)
- 5-) Her tek serbestlik dereceli sahip sisteme karşılık gelen tepe tepkisi, her tek serbestlik dereceli sistem için bir giriş yer hareketine veya inelastik tasarım

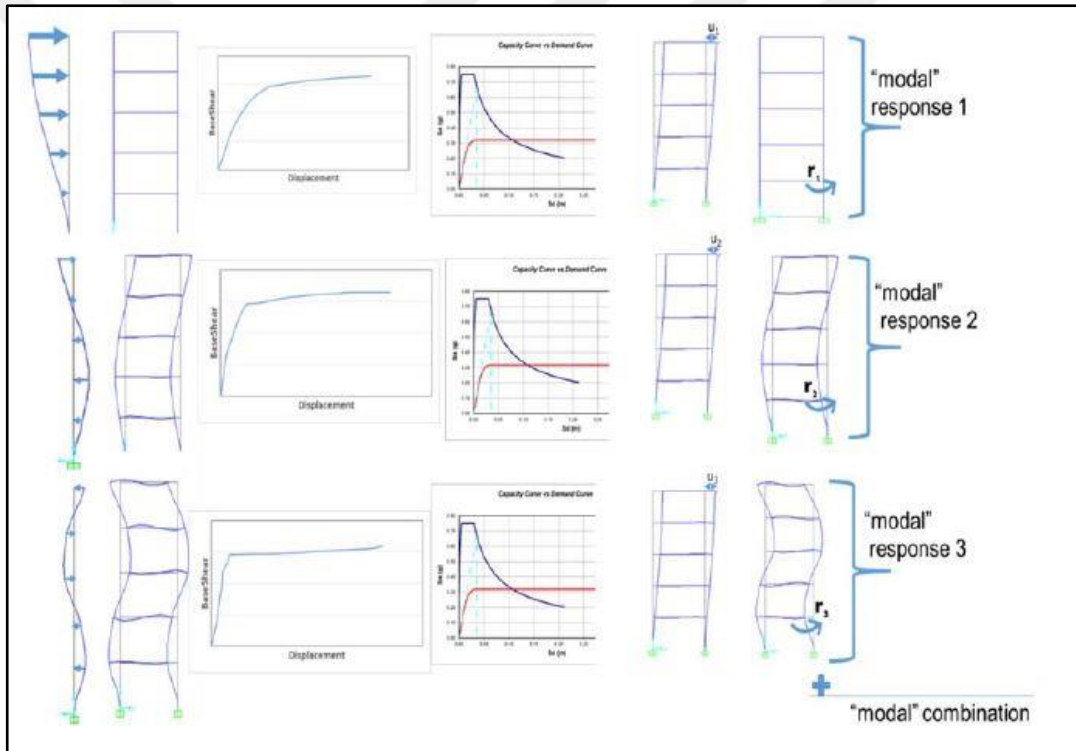
spektrumu üzerinden doğrusal olmayan bir tepki zaman tanım analizi (NRHA) ile hesaplanır.

6-) Tek serbestlik dereceli sisteminin en yüksek tepkisini, her bir mod için ayrı ayrı çok serbestlik dereceli sisteminin hedef yer değiştirmesine dönüştürülür.

7-) İtme veritabanından (Adım 2), her bir mod için bağımsız olarak görel kat ötelemesi ve plastik mafsalların dönme oranları gibi ilgilenilen en yüksek esnek olmayan tepki miktarları alınır.

8-) Karelerin Toplamı Karekökü (SRSS) yöntemi kullanılarak, birleşik en yoğun tepki belirlenir.

Şekil 4.3'de MPA yönteminin uygulaması şematik olarak gösterilmiştir.



Şekil 4.3. Modal Pushover Analizi yöntemi (MPA) [53]

#### 4.6. Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi yapı sisteminin doğrusal olmayan özelliklerini (doğrusal olmayan malzeme ve geometri özellikleri) göz önüne alarak Denklem 4.8'de verilen hareket denklemin yapıya adım adım

uygulanmasıdır. Bu işlemde her zaman adımında sistemde meydana gelen deplasman, plastik şekil değiştirme ve iç kuvvetler elde edilir.

$$M\ddot{x}+C\dot{x}+Kx= P(t) \quad (4.8)$$

Zamanın tanım analizlerinde kullanılan deprem ivme kayıtlar 3 farklı yolla elde edilmektedir.

- Meydana gelen depremlerde elde edilen kayıtlar
- Benzeştirilmiş ivme kayıtları
- Yapay olarak üretilen deprem ivme kayıtları

Bu yöntemler arasında meydana gelen depremlerde elde edilen ivme kayıtları depreme ait bilgiler içerdiği için diğer yöntemlere nazaran daha kullanışlıdır fakat bu kayıtların tasarım spektrumuna uygun olması (ölçeklendirme yapmadan) oldukça zordur. Yapay yollarla elde edilen kayıtlar ise tasarım spektrumuna uygun olmasına rağmen bünyesinde deprem geçmişi ile ilgili olmayan frekans içeriği bulundurmasıdır. Genellikle yapay yollarla elde edilen kayıtlarda gerçek ivme kayıtlarına göre daha fazla çevrim sayısı bulunmaktadır. Buda yapıda çok daha büyük derecelerde enerjinin açığa çıkmasına neden olmaktadır.

#### **4.6.1. Deprem ivme kayıtlarının seçilmesi**

Doğrusal olmayan dinamik analiz için deprem yer hareketi kayıtlarının seçimi, performans analizlerinde en önemli adımlardan biridir. Geçmişte kaydedilen deprem yer hareketlerinden yüksek bir bina için uygun yer hareketi zaman serileri çiftlerinin seçimi genellikle mümkün değildir. Buna göre, geçmiş depremde kaydedilen bir yer hareketi ivme zaman serisi, yapının karakteristik özellikleri, saha koşulları ve beklenen hedef sismik tehlike ve sönümlenme gibi parametreler dikkate alınarak değiştirilir. Yer hareketi ivme zaman serileri üretmek için yapılan değişiklikler tartışmalı bir konudur, bu nedenle yer hareketleri, özel yapılar için yapılan sismik tehlike analizlerinde bir yer hareketi uzmanı tarafından seçilmelidir.

Temel olarak, bu prosedürün algoritması aşağıda verilen üç adımdan oluşur:

1-) Tehlike spektrumunu veya koşullu ortalama spektrumunu kullanarak hedef tehlike spektrumunu belirtilen geri dönüş periyotları ile tanımlanır. Olasılıklı sismik

tehlike analizinde, inşaat sahasını etkileyebilecek faylar üzerindeki beklenen depremler dikkate alınmalıdır.

2-) Binanın inşa edileceği saha koşullarına ve binanın bulunduğu yere yakın fayın tipine uygun istasyonlarda geçmiş depremlerde kaydedilen bir yer hareketi çifti takımı seçilir.

3-) Seçilen ivme zaman serisini, genlik ölçeklendirme veya spektral eşleştirme prosedürlerini kullanarak hedef tepki spektrumuna uyacak şekilde değiştirilir.

Üniform tehlike spektrumu, çeşitli yer hareketleri kullanarak hedef tehlike (tepki) spektrumunu tanımlamak için bir yöntemdir. Üniform tehlike spektrumu, belirli bir maruz kalma süresi için aynı aşılma olasılığına sahip olan farklı titreşim süreleri için bir dizi ivme spektral koordinatlardan oluşur. Mevcut deprem yönetmeliklerinde tanımlanan tasarım tepki spektrumları bu yaklaşıma dayanmaktadır. Koşullu ortalama spektrum ayrıca, ilgili periyotta beklenen bir spektral ivme değerinin meydana gelmesi durumuna bağlı olarak hedef tehlike spektrumunu tanımlamak için bir yöntemdir. Bu yöntem yapının elastik davranışı nedeniyle binanın temel periyodunu ve daha yüksek mod periyodlarını doğrudan göz önüne alarak ve temel periyodun uzamasını göz önünde bulundurarak sahaya özel sismik tehlike analizidir.

TDBY-2018 yönetmeliğinde deprem kayıtlarının seçilmesi için kurallar aşağıda verilmiştir.

1-) Zaman tanım alanında hesap yöntemi için kullanılacak deprem ivme kayıtlarının seçiminde tasarım ve değerlendirmede referans alınan herhangi bir deprem yer hareketi düzeyi ile uyumlu deprem büyüklükleri, yapı çevresinde bulunan fayların binaya uzaklıkları, oluşum mekanizmaları ve yapının yer aldığı yerel zemin koşulları dikkate alınarak yapılacaktır. Eğer yapının bulunduğu bölgede belirlenen deprem yer hareketi düzeyi ile uyumlu geçmiş deprem kayıtları mevcut ise öncelikli olarak bu kayıtlar kullanılacaktır [18].

2-) Yeterli sayı veya belirlenen özelliklere sahip deprem kaydı seçilememesi halinde, zaman tanım alanında benzeştirilmiş deprem yer hareketi kayıtları

kullanılabilir. Bu tür kayıtların kullanılması durumunda, binanın bulunduğu sahanın sismik kaynak, dalga yayılım ve yerel zemin özellikleri göz önünde bulundurulacaktır. Benzeştirme için kullanılacak model parametrelerinin, belirlenen bölgede daha önce meydana gelmiş depremlerden elde edilmiş gerçek deprem ivme kayıtları ile uyumlu olduğu gösterilmelidir [18].

3-) Meydana gelen bir depremden elde edilen ve hesaplamalarda kullanılacak deprem ivme kaydı takımı sayısı üçü geçmemelidir. Ayrıca hesaplamalarda kullanılacak deprem kayıtlarının sayısı en az on bir olmalıdır. Aynı depremden seçilecek kayıt veya kayıt takımı sayısı üçü geçmeyecektir [18].

#### **4.6.2. Deprem ivme kayıtlarının ölçeklendirilmesi**

Tasarım ve değerlendirme işleminde hedef spektrumu sağlayacak deprem ivme kayıtları bulunması çok düşük ihtimaldedir. Bu nedenden dolayı analizlerde kullanılacak olan ivme kayıtları istenilen hedef spektruma göre ölçeklendirilmekte ve bu işlemden sonra kullanılmaktadır. Ölçeklendirme işlemi için kullanılan iki yöntem bulunmaktadır. Bu yöntemler:

- Zaman tanım alanında ölçeklendirme
- Frekans tanım alanında ölçeklendirme

##### **4.6.2.1. Deprem ivme kayıtlarının zaman tanım alanında ölçeklendirilmesi**

Zaman tanım alanında ölçeklendirme yöntemi deprem kaydının, hedef tasarım spektrumunun istenilen yakınlık oranına göre sabit bir katsayı ile çarpılması işlemidir. Zaman tanım alanında ölçeklendirme işleminin adımları aşağıda verilmiştir.

1-) Analizlerde kullanılacak olan deprem ivme kaydı seçilir.

2-) Seçilen ivme kaydından elde edilen tepki spektrumu ile tasarım spektrumu üst üste çizilir.

3-) İstenilen aralıkta tepki spektrumunu hedef spektrumuna belirli bir oranda ulaşması amacıyla bir ölçek katsayısı ile çarpılır.

Zaman tanım alanında ölçeklendirme işlemi hesap aşamaları Şekil 4.4’de gösterilmiştir. Zaman tanım alanındaki ölçeklendirme yönteminin en önemli avantajı depremin frekans içeriğini değiştirmemesidir. Bu yöntemde farklı analiz yöntemleri için kullanılan ölçek katsayısının belirli bir aralıkta bulunması ile ilgili önerilerde bulunulmuştur. Bu sınırlamalar aşağıda verilmiştir.

- Doğrusal elastik analizler için  $\beta_{ölçek} \leq 4$
- Doğrusal elastik olmayan analizler için  $0,5 \leq \beta_{ölçek} \leq 2$
- Sıvılaşma analizleri için  $\beta_{ölçek} \leq 2$

Yasin Fahjan ve Zuhal Özdemir’in yaptığı çalışmada en küçük kareler yöntemi kullanılarak kullanılan depremin ivme spektrumu ile hedef spektrumunun arasındaki fark küçültülmesi amaçlanmıştır. Bu yöntemde, ölçeklenmiş ve hedef spektrum genlikleri arasındaki farkın karesinin istenilen periyot aralığında entegrali alınarak “Fark” olarak adlandırılır [18]. Denklem 4.9’da “Fark” değeri verilmiştir.

$$|Fark| = \int_{T_A}^{T_B} [\alpha S_a^{gerçek}(T) - S_a^{hedef}(T)]^2 xdt \quad (4.9)$$

Denklem 4.9’da verilen parametrelerden;

$S_a^{gerçek}$  : Kullanılacak gerçek deprem kaydının ivme spektrumu,

$S_a^{hedef}$  : Hedef ivme davranış spektrumu,

$\alpha$  : Doğrusal ölçekleme katsayısı,

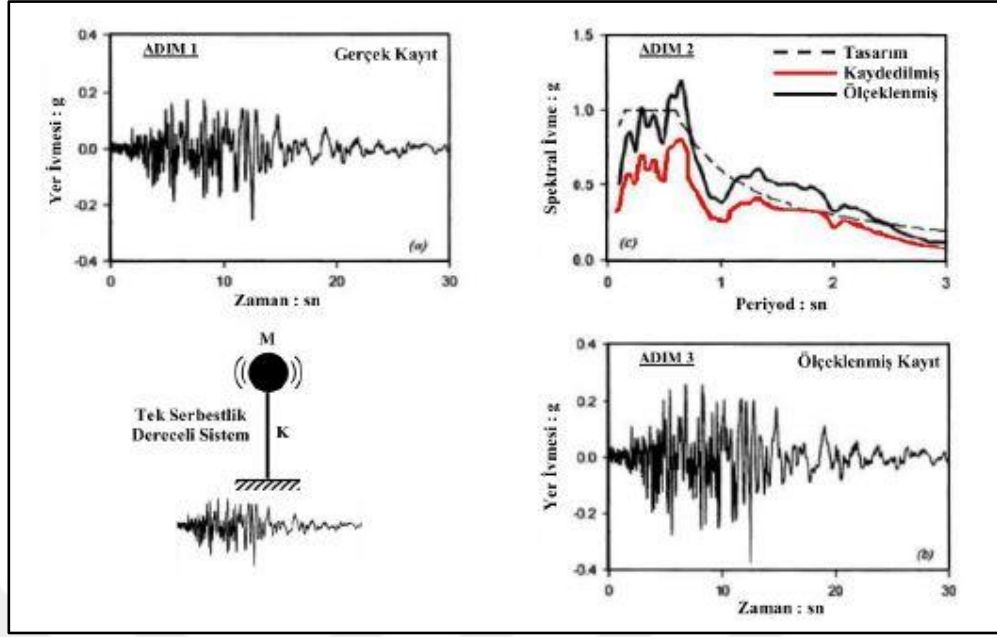
$T$  : Salınımın periyodu,

$T_A$  : Ölçeklemenin yapılacağı periyot aralığının alt sınırı,

$T_B$  : Ölçeklemenin yapılacağı periyot aralığının üst sınırıdır.

Fark miktarının küçülmesi için Denklem 4.10’da gösterildiği gibi ölçeklendirme katsısına göre Fark fonksiyonunun türevi sıfır olmalıdır.

$$\min|Fark| \Rightarrow \frac{d|Fark|}{d\alpha} = 0 \quad (4.10)$$



Şekil 4.4. Zaman tanım alanında ölçeklendirme işlemi hesap aşamaları [6]

#### 4.6.2.2. Deprem ivme kayıtlarının frekans tanım alanında ölçeklendirilmesi

Frekans tanım alanında ölçeklendirme işlemi deprem ivme kaydının bünyesinde taşıdığı frekans içeriğini kullanarak hedef spektrumla neredeyse mükemmel uyuşan bir kayıt türetilmesi işlemidir. Bu yöntem ile hedef spektrum ile yüzde yüze uyuşan kayıt oluşturmak mümkündür. Frekans tanım alanında ölçeklendirilmiş kayıtlarla yapılan doğrusal olmayan analizlerde elde edilen sonuçların yer değiştirmeye hassas bölgede eşit yer değiştirme kuralına uygunluğu kontrol edilmelidir [6]. Frekans tanım alanında ölçeklendirme işleminin adımları aşağıda verilmiştir.

- 1-) İlgili tasarım hedef spektrumuna uygun ölçeklendirilmek üzere bir deprem ivme kaydı seçilir.
- 2-) Aynı sönüm oranına sahip olacak şekilde seçilen kaydın davranış spektrumu türetilir.
- 3-) Ölçekleme işleminin yapılacağı periyot aralığı belirlenir ve hedef tasarım spektrum ve davranış spektrumu arasındaki oran Denklem 4.11'de görüldüğü gibi belirlenir.

$$SPR(T) = \frac{S_a^{hedef}(T)}{S_a^{gerçek}(T)} \quad T_A \leq T \leq T_B \quad (4.11)$$

- 4-) SPR(T) (zamana bağlı fonksiyon) açısal frekans ( $\omega$ ) cinsinden Denklem 4.12'de görüldüğü üzere yazılır.

$$FILT(\omega) = SPR(\omega) \quad \omega_{min} \leq \omega \leq \omega_{mak} \quad (4.12)$$

5-) Hızlı fourier dönüşümü (FFT) kullanılarak analizlerde kullanılacak olan deprem kaydının fourier spektrum genliği (  $F^{gerçek}(\omega)$  ) ve fourier spektrum fazı (  $\theta^{gerçek}(\omega)$  ) hesaplanır. Fourier spektrum genliği  $FILT(\omega)$  fonksiyonu ile çarpılarak Denkem 4.13’de görüldüğü üzere  $F^{filtrelenmiş}(\omega)$  fonksiyonu elde edilir.

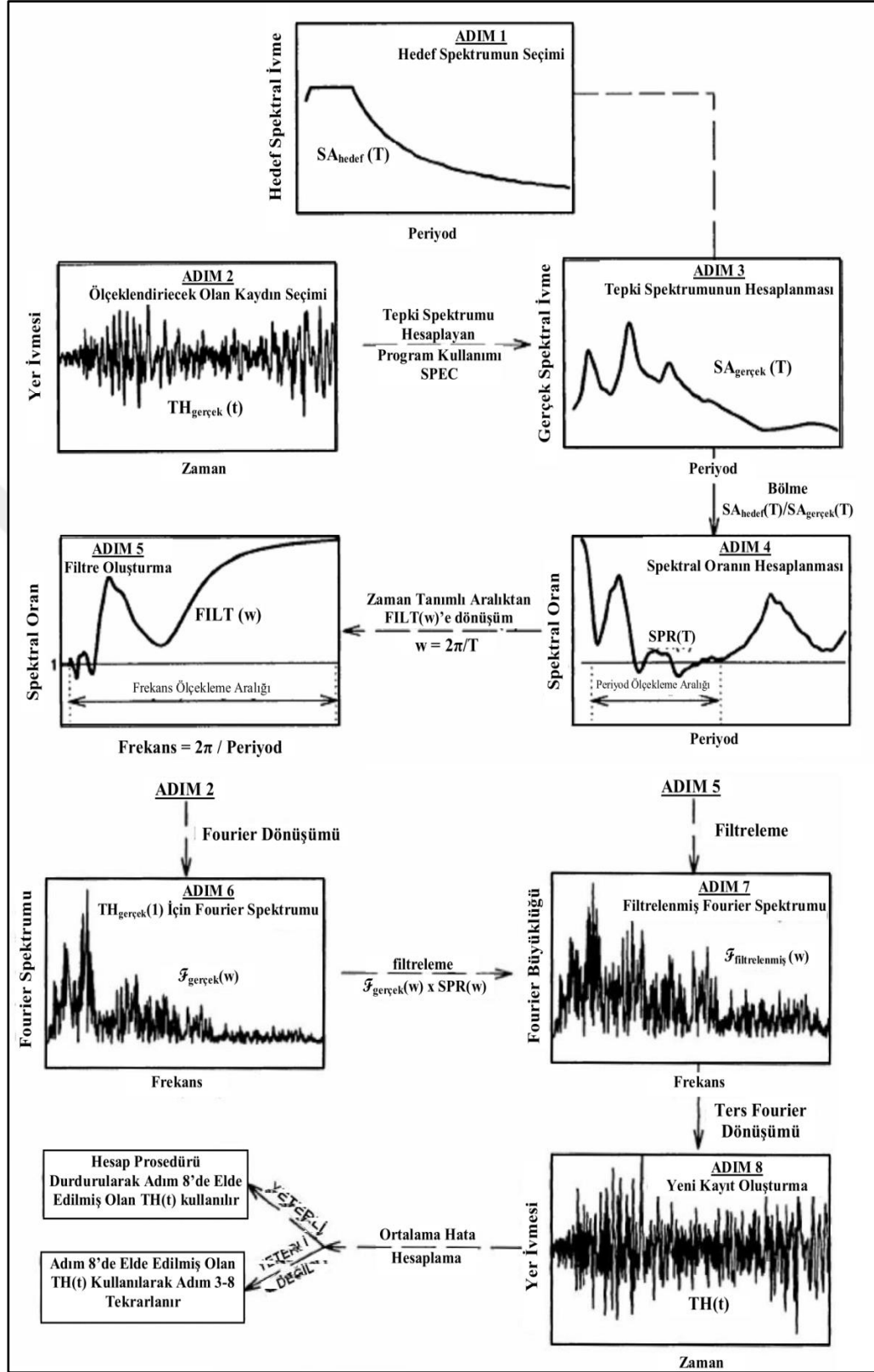
$$F^{filtrelenmiş}(\omega) = FILT(\omega) \times F^{gerçek}(\omega) \quad (4.13)$$

6-) Filtrelenmiş fourier spektrum genliği,  $F^{filtrelenmiş}(\omega)$ , ve orijinal deprem ivme kaydının fourier spektrum fazından,  $\theta^{gerçek}(\omega)$ , Ters fourier dönüşümü yardımıyla yeni bir kayıt oluşturulur.

7-) Son olarak elde edilen ivme kaydının davranış spektrumu ile hedef tasarım spektrumu arasında istenilen oranda eşleşme sağlanıncaya kadar ardışık hesaplamalara devam edilir.

Frekans tanım alanında ölçeklendirme işlemi hesap aşamaları Şekil 4.5’de gösterilmiştir. Frekans tanım alanında ölçeklendirme işleminin en önemli dezavantajı ölçeklendirme sırasında frekans içeriğinin değiştirilmesidir. Bu yüzden depreme ait özelliklerde kayıttan uzaklaşmaktadır.





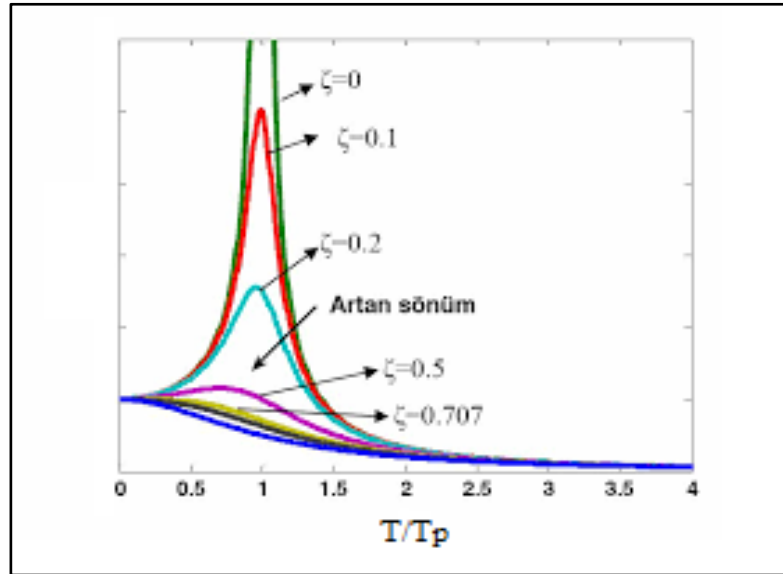
Şekil 4.5. Frekans tanım alanında ölçeklendirme işlemi hesap aşamaları [6]

#### 4.7. Yapısal Sönüm Oranın Belirlenmesi

Sönüm kavramı yapı sisteminde bulunan yapısal veya yapısal olmayan elemanların deprem veya başka dinamik etkiler altında yapıda meydana gelen enerjinin bu elemanlar tarafından azaltılması (elemanların enerjinin bir miktarını absorbe etmesi) olarak tanımlanabilir. Yapıların deprem davranışının belirlenmesinde yapısal sönüm önemli bir yere sahiptir. Özellikle yapısal taşıyıcı elemanların enerji yutabilme kapasitelerinin belirlenmesi yapının deprem davranışını anlama noktasında önemli yere sahiptir. Şekil 4.6’da sönüm periyot ilişkisi verilmiştir.

Deprem etkisi altında yapısal sistemde taşıyıcı elemanların özellikleri, malzeme ve geometri özellikleri ve yapının bulunduğu zemin özellikleri sönümü etkileyen temel etkenlerdir. Genel olarak yapısal sistemde en önemli sönüm türleri şu şekilde sıralanabilir.

- Viskoz Sönüm.
- Coulomb Rijit Cisim Sönümü.
- Çevrimsel Sönüm.
- Enerji Yayılma Sönümü.



Şekil 4.6. Sönüm periyot ilişkisi

Viskoz sönüm, ortaya çıkan sönümün hızla orantılı olduğunu kabul eder. Bu durum yüksek frekanslarda büyük sönüm değerleri meydana gelmesine yol açar. Genellikle taşıyıcı sistemin davranışının modellenmesinde bu tür sönüm, sönüm

kutusu kabulü ile gözönüne alınır. Bu sönümün etkili olması, malzemedeki gerilmelerin meydana getirdiği elastik ötesi şekil değiştirmelerin seviyesine bağlıdır. Elastik ötesi şekil değiştirmelerin büyük olması ve taşıyıcı olan ve olmayan elamanlarda meydana gelen çatlakların artması, sönümü artırır. Bu sebeple küçük yer değiştirmeler altında deneysel olarak ölçülen sönüm küçük kalırken, deprem etkisi altında meydana gelen elastik ötesi şekil değiştirmeler ve çatlamlarla sönüm artar [14].

Coulomb rijit cisim sönümü, taşıyıcı sistemin mesnetlerinde ve birleşim yerlerinde ortaya çıkar. Hız ve yer değiştirmeden bağımsız olarak sabit kabul edilebilir. Yer değiştirmelerin küçük olması durumunda iç sönümle, büyük olması durumunda da çevrimsel sönümle birleştirilerek gözönüne alınır. Betonarme taşıyıcı sistemin dolgu duvarlarında meydana gelen çatlardaki sürtünme ile enerji kaybı bu tür sönüme örnektir. Bu sürtünmelerin yapıların deprem etkisinin karşılanmasında önemli katkısı vardır [14].

Çevrimsel sönüm, malzemenin doğrusal elastik olmayan davranışında ve yükün yön değiştiren türden etkimesi durumunda meydana gelir. Bu tür sönüm hızdan bağımsız ve yer değiştirmeye bağlı olarak meydana gelir. Ancak böyle bir sönümün analitik ifadelerle katılması yerine, daha kolay olan eşdeğer viskoz sönümün kullanılması tercih edilir [14].

Enerji yayılma sönümü, ana kayadan gelen deprem hareketi zemin tabakalarından geçerek yapıyı titreştirir. Bu titreşim zemin serbest yüzeyinden geriye yansır ve aynı zamanda yapı içinde yukarı doğru ilerler, en üst kattan geri yansiyarak geri döner ve yarı sonsuz ortam olan zemin içinde geri yayılır ve tekrar dönmek üzere kaybolur. Enerjinin büyük bir ortamda yayılmasıyla ortaya çıkan bu sönüm ortamın elastik sabitlerine, kütleli yoğunluğa ve yapının özelliklerine bağlıdır. Yapı rijitleştikçe mesnet ortamı yumuşadıkça ve zeminde ana kaya üzerindeki dolgu büyüdükçe, zemin ortamında enerji yayılması sebebiyle sönüm artar. Viskoz sönümün tersine yüksek modlardaki enerji yayılma sönümünün düşük modlara göre daha az olduğu belirlenmiştir [14].

#### 4.7.1. Rayleigh sönüm modeli

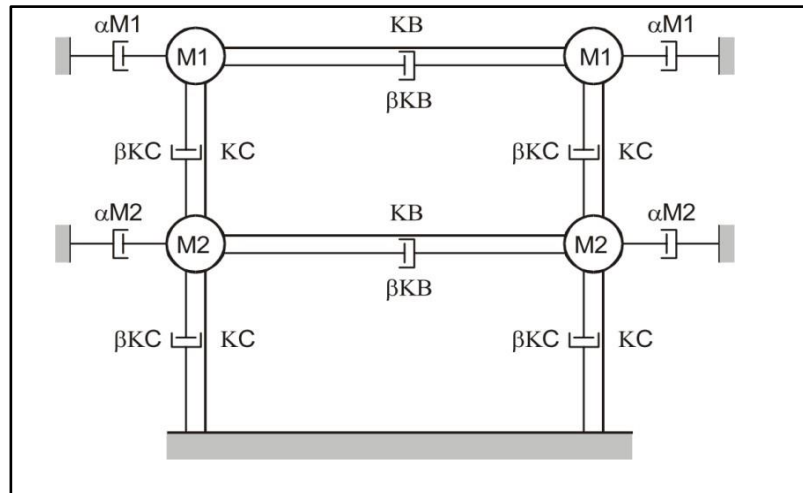
Dinamik analizlerde en yaygın kullanılan sönüm modeli Rayleigh sönüm modeli olarak bilinmektedir. Rayleigh sönüm modeli yapısal sönümü iç sönüm ve dış sönüm olarak tanımlanmıştır. İç sönüm  $\beta K$  rijitlik matrisi ve dış sönüm  $\alpha M$  kütle matrisi ile temsil edilmektedir. Aşağıda Denklem 4.14'de iç ve dış sönümün toplamı ile C sönüm matrisi elde edilmektedir.

$$[\beta K] + [\alpha M] = [C] \quad (4.14)$$

Şekil 4.7'de Rayleigh sönümün yapısal model üzerinde ki gösterimi verilmiştir. Şekilden anlaşılacağı üzere KC ve KB sırasıyla kolon ve kirişlerin rijitliklerini temsil etmektedir. M1 ve M2'de yapı kütlelerini temsil etmektedir. KC ve KB rijitlikleri  $\beta$  katsayısı ile çarpılarak  $\beta KC$  ve  $\beta KB$  iç sönüm M1 ve M2 kütleleri  $\alpha$  katsayısı ile çarpılarak dış sönümü oluşturmaktadır. Doğrusal analizler için  $\alpha$  ve  $\beta$  katsayıları için yapılan çalışmalarda önerilerde bulunulmasına rağmen doğrusal olmayan analizlerde bu katsayılar için geçerli bir kabul veya yöntem bulunmamaktadır. Rayleigh sönüm modeline göre i modda ki sönüm oranı Denklem 4.15'e göre hesaplanmaktadır.

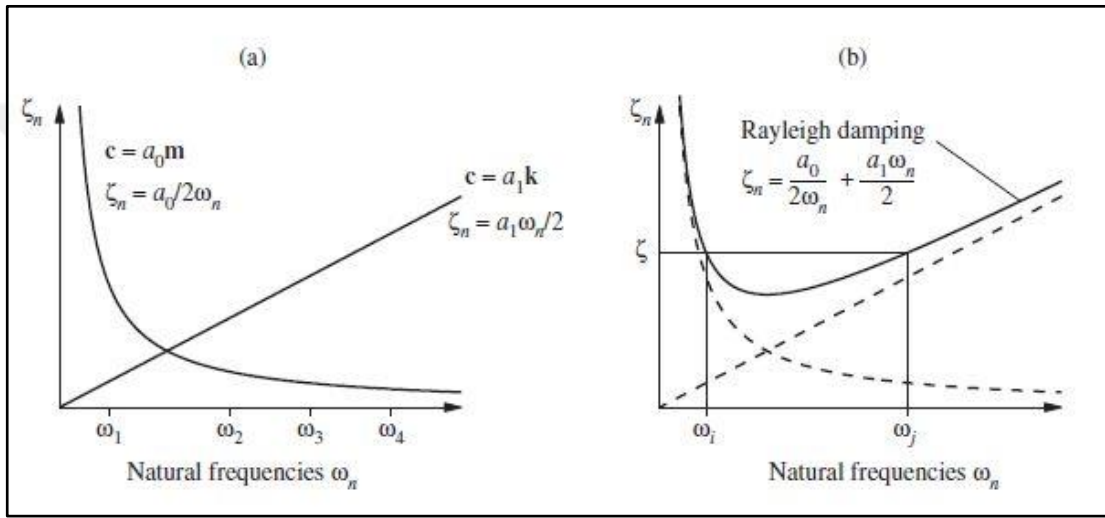
$$\xi_i = \frac{1}{2\omega_i} \alpha + \frac{\omega_i}{2} \beta \quad (4.15)$$

Denklem 4.15'de verilen  $\alpha$  ve  $\beta$  katsayıları sırasıyla ( $s^{-1}$ ) ve (s) birimine sahiptir. Burada  $\omega_i$  i moduna ait açısal frekanstır.



Şekil 4.7. Rayleigh sönüm modeli

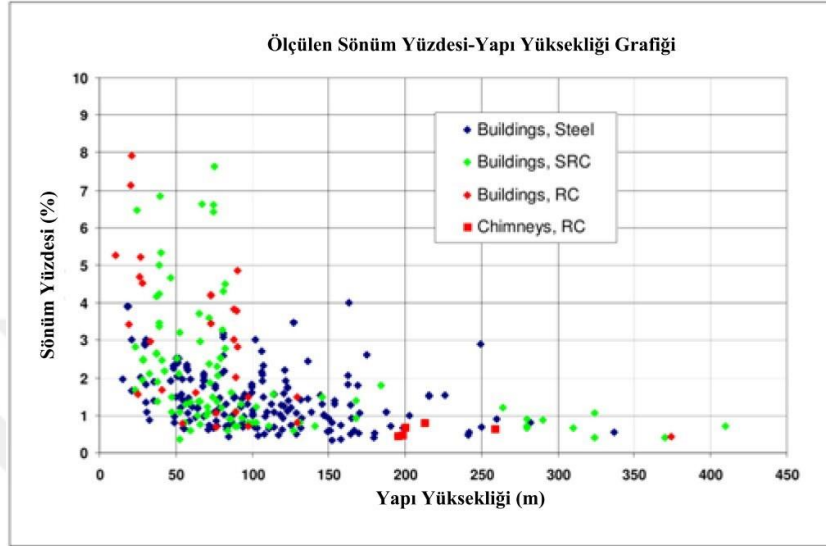
Şekil 4.8’de Rayleigh sönüm oranının frekansa göre değişimi gösterilmektedir. Şekilde görüldüğü üzere Rayleigh sönümünün frekansla doğru orantılı kısmını rijitlik ters orantılı kısmını kütle parametreleri oluşturmaktadır. Rayleigh sönüm modelinin rijitliğe orantılı kısmı Voigt modelini (viskoelastisite modeli) ifade etmektedir. Kütleyle orantılı olan kısım ise yapısal sistemin serbestlik derecelerinin viskoz sönümleyicilerle sabit desteklere bağlanmasını modellemektedir; yani gerçekte var olan bir elemanı modellemek ama modal sönüm oranları üzerinde ilave kontrol sağladığı için kullanılmaktadır.



Şekil 4.8. Rayleigh sönüm oranı doğal frekans ilişkisi

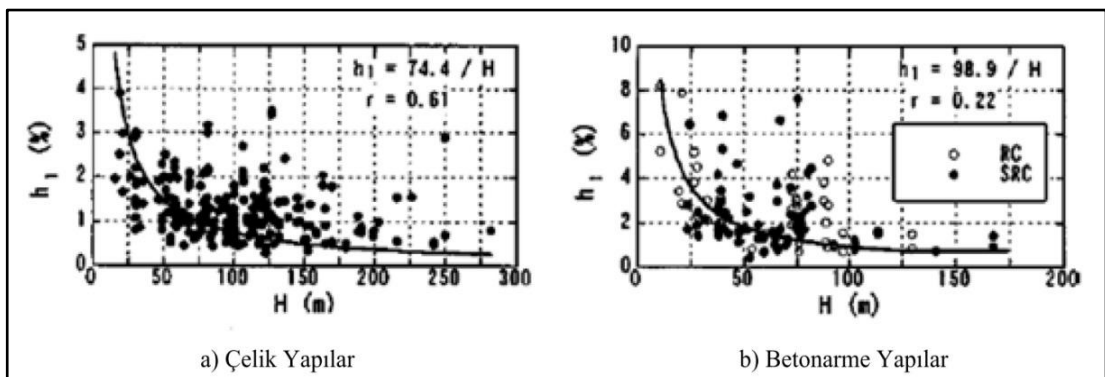
Doğrusal viskoz sönüm modeli olan Rayleigh sönüm modeli, daha önce detaylı bir şekilde ifade edilen doğrusal ve doğrusal olmayan sönüm mekanizmalarını sınırlı bir alanda gerçekçi olarak ifade edebilmektedir. Deprem analizlerinin formülasyonunda toplam hareket kullanıldığında kütle orantılı sönümden dolayı çok yüksek sönümleme kuvvetleri oluşmaktadır. Bu sorun, formülasyonlarda yere göre görel hareket kullanılarak giderilebilir. Temel yalıtımı kullanılan sistemlerde ise Rayleigh sönüm matrisi sadece üst yapının rijitliği kullanılarak oluşturulduğunda kütle orantılı kısımdan dolayı sönümleme kuvvetleri gerçek değerlerinin çok üstünde hesaplanmaktadır. Rayleigh sönüm modelinin rijitlik orantılı kısmından dolayı ise doğrusal olmayan analizlerde yumuşama gerçekleştiğinde ve sönüm matrisinde de başlangıç rijitliği kullanıldığında, sönüm kuvvetleri yine gerçek değerlerin çok üstünde hesaplanmaktadır. Bu sorunlara genel bir çözüm olarak kütle orantılı sönüm kısmının kullanılmaması ve katılık orantılı sönüm kısmı için

de bir sınır belirlenmesi önerilmiştir [21]. Fakat bu çözümler yüksek hassasiyet gerektiren yüksek yapılarda kullanılması uygun düşmez. Buna karşı Yüksek Binalar ve Kentsel Yaşam Alanı Konseyi yüksek yapılarda yapılan çalışmalar sonucunda sönüm oranı için Şekil 4.9'da verilen sönüm oranlarını önermektedir.



Şekil 4.9. Yüksek Binalar ve Kentsel Yaşam Alanı Konseyi ölçülen sönüm yüzdeleri

Şekil 4.10'da, Satake ve arkadaşlarının Japonya'daki. 280 metreye kadar (70 katlı) 127 çelik yapı ve 170 metreye (45 kat) kadar 68 betonarme yapı ve kompozit binalar için ölçülen sönüm oranları verilmiştir.



Şekil 4.10. Satake ve arkadaşlarının yüksek yapılarda ölçtüğü sönüm oranları

Çelik çerçevesi binaların çoğu ofis veya otel odalarıdır ve betonarme ve kompozit binaların çoğu konut binalarıdır. Verilerin yaklaşık yarısı zorlamalı titreşim testlerinden yarısı da mikro titreşim veya rüzgâr kaynaklı titreşim testlerinden

alınmıştır. Ölçümlerin bir kısmı depremlerden de kaynaklanmaktadır, ancak Satake ve arkadaşları sonuçları titreşim kaynağına göre ayırt etmemiştir.

#### 4.8. Zaman Tanım Alanında Dinamik Analiz Yöntemleri

Sonlu elemanların doğrusal olmayan dinamik bir sisteminin tepkisini yöneten denge denklemleri Denklem 4.17 ve Denklem 4.18'de verilmiştir.

$$M\ddot{x}+C\dot{x}+Kx=p(t) \quad (4.17)$$

M, C ve K sırasıyla kütle, sönümleme ve rijitlik matrisleridir. Dışarıdan uygulanan yükler, p vektörüne dâhil edilirken  $\ddot{x}$ ,  $\dot{x}$  ve x yer değiştirmeleri, hızları ve ivmeleri temsil eder. Dış kuvvetler aynı zamanda Denklem 4.18'de gösterildiği gibi tanımlanmaktadır.

$$F_1(t)+F_D(t)+F_E(t)=p(t) \quad (4.18)$$

Oluşan tepki kuvvetleri zamana bağlıdır. Bu nedenle, dinamik analiz ilke olarak atalet kuvvetlerine bağlı ivme etkilerini içeren  $F_1(t)=M\ddot{x}$ , hıza bağlı sönümleme kuvvetlerini içeren  $F_D(t)=C\dot{x}$  ve elastik kuvvetler içeren  $F_E(t)=Kx$  isteğe bağlı bir zamanda ki statik dengelerdir. Matematiksel olarak, Denklem 4.17, diferansiyel denklemlerin standart çözme prosedürleri kullanılarak elde edilebilecek bir çözümle, ikinci dereceden doğrusal diferansiyel denklemler sistemini temsil eder. Büyük yapısal sistemler için, M, C ve K katsayısı matrisleri çok sayıda diferansiyel denklem içerir ve bu da kesin çözümler elde etmek için zaman alıcı bir analiz gerektirir. Sonlu elemanlar analizinde, temel olarak kullanılan iki entegrasyon tekniği vardır. Bular;

- Doğrudan Entegrasyon Yöntemi (Direct İntegration Methods)
- Mod Toplama Yöntemi (Mode Superposition Methods)

##### 4.8.1. Doğrudan entegrasyon yöntemi

Bu yöntem bir entegrasyon şeması uygulayarak, Denklem 4.17'yi, adım adım sayısal bir prosedür kullanılarak birleştirir. Doğrudan entegrasyon yönteminde, denklemlerin farklı biçimlere dönüştürülmesini gerektirmez ve bu nedenle doğrudan olarak kabul edilir. Doğrudan sayısal entegrasyon iki temel koşulun yerine getirilmesine dayanır.

- Denklem 4.17’de verilen herhangi bir t zaman adımında değil, dt artımlı zaman aralıklarında işlem yapılması. Bunun sonucu olarak, atalet ve sönümleme kuvvetlerinin etkisini içeren statik dengenin, çalışılan zaman aralığı içerisinde farklı zamanlı durumlarda aranır.
- Her bir zaman adımı (dt) aralığı içindeki yer değiştirme, hız ve ivme değişikliklerinin varsayılmasıdır. Bu varsayımlar, çözüm prosedürünün doğruluğunu ve istikrarını belirleyecektir.

Doğrusal analizlerde, sabit bir zaman adımı uygulamak yaygındır, Ancak, analizin karmaşıklığını farklı zaman adımlarını uygulayarak genişletmek oldukça basittir. Doğrusal olmayan problemleri çözmek için doğrudan entegrasyon yöntemi uygulanmalıdır. Doğrudan entegrasyon için, sunulan şartlara bağlı olarak sayısız yöntem vardır. Bu çalışmada oldukça sık kullanılan Merkezi Fark Yöntemi (Central Difference Method), Newmark  $\beta$  Yöntemi ve Hilber-Hughes-Taylor Yöntemi incelenmiştir.

#### 4.8.1.1. Merkezi fark yöntemi (Central Difference Method)

Merkezi fark yöntemi, açık bir entegrasyon yöntemidir; bu, adım adım çözümde rijitlik matrisinin herhangi bir çarpanlarına ayırmasını gerektirmediği anlamına gelir. Entegrasyon şeması denge denklemlerini sabit katsayılı tipik diferansiyel denklem sistemi olarak kabul eder. Bu yöntem t zaman adımında Denklem 4.19’da gösterilen ivmenin oluştuğunu kabul eder.

$$\ddot{x}^{(t)} = \frac{1}{\Delta t^2} \left( x^{(t-\Delta t)} - 2x^{(t)} + x^{(t+\Delta t)} \right) \quad (4.19)$$

Hız ve ivme üzerinde benzer hata düzenine sahip olmak için Denklem (4.20)’de verilen ifade kullanılır:

$$\dot{x}^{(t)} = \frac{1}{2\Delta t} \left( -x^{(t-\Delta t)} + x^{(t+\Delta t)} \right) \quad (4.20)$$

Denklem 4.19 ve Denklem 4.20 genel denge denkleminde (Denklem 4.17) uygulanırsa her t+ $\Delta t$  adımında meydana gelen yer değiştirme Denklem 4.21’de görüldüğü gibi hesaplanır.



$$\left(\frac{1}{\Delta t^2}M + \frac{1}{2\Delta t}C\right)x^{(t+\Delta t)} = p^{(t)} - \left(K - \frac{2}{\Delta t^2}M\right)x^{(t)} - \left(\frac{1}{\Delta t^2}M - \frac{1}{2\Delta t}C\right)x^{(t-\Delta t)} \quad (4.21)$$

Algoritmanın istenen zaman adımındaki yer değiştirmeyi belirlemek için gerekli olması nedeniyle, özel bir başlatma prosedürü kullanılmalıdır. Başlangıç koşulları  $\ddot{x}$ ,  $\dot{x}$  ve  $x$  Denklem 4.17 kullanılarak elde edilebilir. Denklem 4.19 ve Denklem 4.20 birleştirilip türev işlemi uygulanırsa her  $\Delta t$  adımında oluşan yerdeğiştirme değeri Denklem 4.22’de gösterildiği gibi hesaplanır.

$$x^{(\Delta t)} = x^0 - \Delta t \dot{x}^0 + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{x} \quad (4.21)$$

Merkezi fark yöntemi çok etkili bir yöntemdir, çünkü her bir zaman aşamasında çözümü verimli bir şekilde gerçekleştirilebilir, yani küçük bir zaman aşaması analiz edilmesi için daha fazla sayıda zaman aşaması gerektirecektir. Bu nedenle, yöntem yalnızca yığılı bir kütle matrisinin varsayılabilceği ve hıza bağlı sönümün ihmal edilebildiği durumlarda uygulanmalıdır.

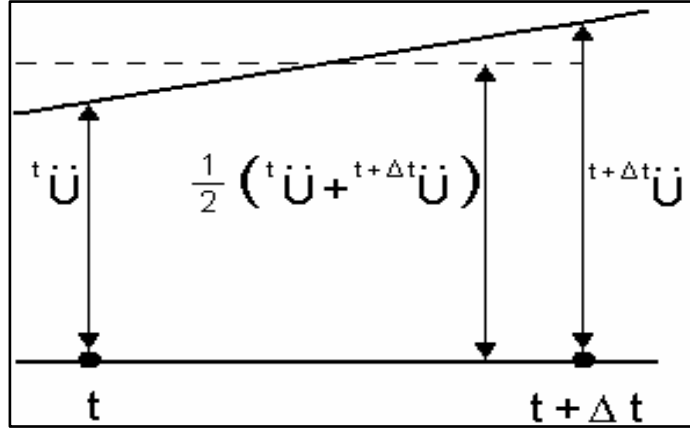
#### 4.8.1.2. Newmark $\beta$ yöntemi

Newmark entegrasyon şeması, doğrusal ivmelenme yönteminin bir uzantısıdır ve Wilson yöntemine belirgin benzerlikler gösterir. Bu yöntemde aşağıda Denklem 4.22 ve Denklem 4.23’de verilen varsayımlar yapılmıştır.

$$\dot{x}^{(t+\Delta t)} = \dot{x}^{(t)} + \left[ (1-\gamma)\ddot{x}^{(t)} + \ddot{x}^{(t+\Delta t)}\gamma \right] \Delta t \quad (4.22)$$

$$x^{(t+\Delta t)} = x^{(t)} + \dot{x}^{(t)} \Delta t + \left[ \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \ddot{x}^{(t)} + \ddot{x}^{(t+\Delta t)}\beta \right] \Delta t^2 \quad (4.23)$$

burada  $\beta$  ve  $\gamma$ , entegrasyon doğruluğu ve kararlılığı elde etmek için belirlenebilen parametrelerdir. Newmark yöntemi, Şekil 4.12’de gösterilen varsayılan bir ivmelenme değişmesi ile. koşulsuz olarak kararlı bir entegrasyon şemasıdır,



Şekil 4.12. Newmark'ın sabit ortalama ivme düzeni

B ve  $\gamma$  parametreleri sırasıyla 0,25 ve 0,5 olarak ayarlandıysa, Newmark metodu trapezoidal metodu ile aynı olacaktır.

#### 4.8.1.3. Hilber-Hughes-Taylor yöntemi

Hilber-Hughes-Taylor (HHT) yöntemi, Newmark  $\beta$  yönteminin bir devamıdır ve denklemden sunulan hareket denklemlerinin sayısal entegrasyonu için yapı dinamiğinde yaygın olarak kullanılır. Newmark yönteminde kullanılan trapezoidal formülü ile ilgili sınırlamalardan biri, çözümde herhangi bir sayısal sönüm bulunmamasıdır. Bu durum ilgilenilmeyen yüksek frekanslı salınımları olan problemler için önem farz etmez. Bu nedenle, Newmark yönteminin sahip olduğu en büyük dezavantaj, kararlı ve istenen düzeyde bir sayısal sönümleme sergileyen bir formül sağlayamamasıdır. HHT yöntemi, kararlı bir çözüm sunar ve Newmark yöntemini yeniden formüle ederek sayısal sönümlemeyi hesaba katar. HHT yöntemiyle verilen ikinci mertebeden adi diferansiyel denklem, Denklem 4.24'de verilmiştir.

$$M\ddot{x}^{(t+\Delta t)} + (1+\alpha)C\dot{x}^{(t+\Delta t)} - \alpha C\dot{x}^{(t)} + (1+\alpha)Kx^{(t+\Delta t)} - \alpha Kx^{(t)} = p(t+\Delta t(1+\alpha)) \quad (4.24)$$

Denklem 4.24'de verilen  $\beta$  ve  $\gamma$  değerleri Denklem 4.25'de verilmiştir.

$$\gamma = \frac{1-2\alpha}{2} \quad \beta = \frac{(1-\alpha)^2}{4} \quad (4.25)$$

Küçük bir  $\alpha$  değeri, daha büyük sayısal sönümleme sağlar.  $\alpha = 0$  olan sınır durumunun trapezoidal yöntemini sağladığı unutulmamalıdır.

#### 4.8.2. Zaman tanım alanında mod toplama yöntemi

Yapısal bir sisteme etki eden çevrimsel bir yükleme, dinamik bir davranışa neden olabilir. Eğer bu yükleme bilinir ve iyi karakterize edilirse, yapının dinamik davranışı, düğüm kuvvetlerini her bir zaman adımı için hesaplamaya izin veren sayısal bir sonlu eleman modeli kullanılarak simüle edilebilir. Oluşturulan bu modelin dinamik davranışının belirlenmesi için geliştirilen yöntemlerden biriside zaman tanım alanında mod toplama yöntemidir. Mod toplama yöntemi yapının global dinamik davranışını belirli sayıda titreşim modunu toplayarak inceler. Bu yöntemde yapının davranışa yüksek oranda katılım gösterdiği modlar toplanır diğer modlar ise ihmal edilir. Bu bağlamda mod toplama yöntemden doğrudan entegrasyon yöntemine göre daha hızlı sonuçlar elde edilir.

Mod toplama yöntemi ile;

- Mod katkıları doğrudan zaman tanım alanında toplandığından istatistiksel mod birleştirme kurallarının uygulanmasına gerek kalmamaktadır [18].
- Aynı anda birbirine dik yatay yer hareketi bileşenlerinin gözönüne alınabilmesi nedeni ile yaklaşık doğrultu birleştirmesi kurallarının uygulanmasına da gerek kalmamaktadır.

Her iki doğrultuda (X ve Y doğrultusu) eş zamanlı uygulanan deprem için yapıda meydana gelen n'inci titreşim modunda, herhangi bir davranış büyüklüğüne (deplasman, görelî kat ötelemesi, eleman iç kuvvetleri) karşı gelen tipik modal davranış büyüklüğünün zamana göre değişimi,  $r_n^{(X,Y)}(t)$ , Denklem 4.26'da gösterildiği gibi hesaplanır [18]:

$$r_n^{(X,Y)} = \bar{r}_n^{(X)} a_{nR}^{(X,Y)}(t) \quad (4.26)$$

Denklemden verilen  $\bar{r}_n^{(X)}$ , referans alınan (X) deprem doğrultusu için tipik birim modal davranış büyüklüğünü  $a_{nR}^{(X,Y)}(t)$  ise n'inci titreşim modu için aşağıda Denklem 4.27'de zamana bağlı olarak tanımlanan azaltılmış modal sözde-ivme olarak isimlendirilmektedir [18].

$$a_{nR}^{(X,Y)}(t) = \omega_n^2 \frac{d_n^{(X,Y)}(t)}{R_a(T_n)} \quad (4.27)$$

Burada  $\omega_n$  herhangi n'inci titreşim modunun doğal açısal frekansını,  $d_n^{(X,Y)}(t)$ , eş zamanlı (X) ve (Y) deprem etkisinin bileşenlerinin ortak etkisi altında n'inci moda ait modal tek serbestlik dereceli sistemin Denklem 4.28'de verilen hareket denkleminin zaman tanım alanında doğrusal çözümünden elde edilir [18]:

$$\ddot{x}_n^{(X,Y)}(t) + 2\xi_n \omega_n \dot{x}_n^{(X,Y)}(t) + \omega_n^2 d_n^{(X,Y)}(t) = -\ddot{u}_g^{(X)}(t) - \frac{\Gamma_n^{(Y)}}{\Gamma_n^{(X)}} \ddot{u}_g^{(Y)}(t) \quad (4.28)$$

Burada  $\ddot{u}_g^{(X)}(t)$  ve  $\ddot{u}_g^{(Y)}(t)$  birbirine dik (X) ve (Y) deprem doğrultularında yer ivmelerini  $\ddot{x}_n^{(X,Y)}(t)$  ve  $\ddot{y}_n^{(X,Y)}(t)$  ise n'inci titreşim moduna ait zamana bağlı doğrusal modal hız ve ivmeyi temsil etmektedir [18].

Her iki doğrultu için tanımlanan depremin etkisi altında iç kuvvet bileşenleri, yerdeğiştirme ve görel kat ötelemesi gibi davranış büyüklüklerinin zamana göre değişimleri,  $r_n^{(X,Y)}(t)$ , her bir titreşim modu için hesaplanan eşzamanlı modal katkıların,  $r_n^{(X,Y)}$ , doğrudan toplanması ile elde edilecektir [18]. Denklem 4.29'da gösterilmiştir.

$$r_n^{(X,Y)}(t) = \sum_{n=1}^{YM} r_n^{(X,Y)}(t) \quad (4.29)$$

TDBY-2018'e zaman tanım alanında Mod Toplama Yöntemi ile yapılacak hesaplarda en az 11 deprem ivme kaydının kullanılması gerektiğini belirtmektedir. Deprem kayıtlarından elde edilen birbirine dik ivme taşıyıcı sistemin (X) ve (Y) eksenleri doğrultusunda eş zamanlı etki ettirecektir. Daha sonra ivme kayıtlarının eksenleri 90° döndürülerek hesap tekrar yapılacaktır [18].

Her iki deprem doğrultusunda tanımlanan deprem etkisi altında herhangi bir n'inci titreşim modunda, taşıyıcı sistemde x ekseninde meydana gelen modal taban kesme kuvveti ve bu etkinin sistemde oluşturduğu taban devrilme momentinin zamana göre değişimleri  $V_{txn}^{(X,Y)}(t)$  ve  $M_{oxn}^{(X,Y)}(t)$  Denklem 4.30'da gösterildiği gibi hesaplanır [18].

$$V_{txn}^{(X,Y)}(t) = \sum_{i=1}^N f_{ixn}^{(X,Y)}(t) = m_{txn}^{(X)} a_{nR}^{(X,Y)}(t), \quad M_{oxn}^{(X,Y)}(t) = \sum_{i=1}^N f_{ixn}^{(X,Y)}(t) H_i \quad (4.30)$$

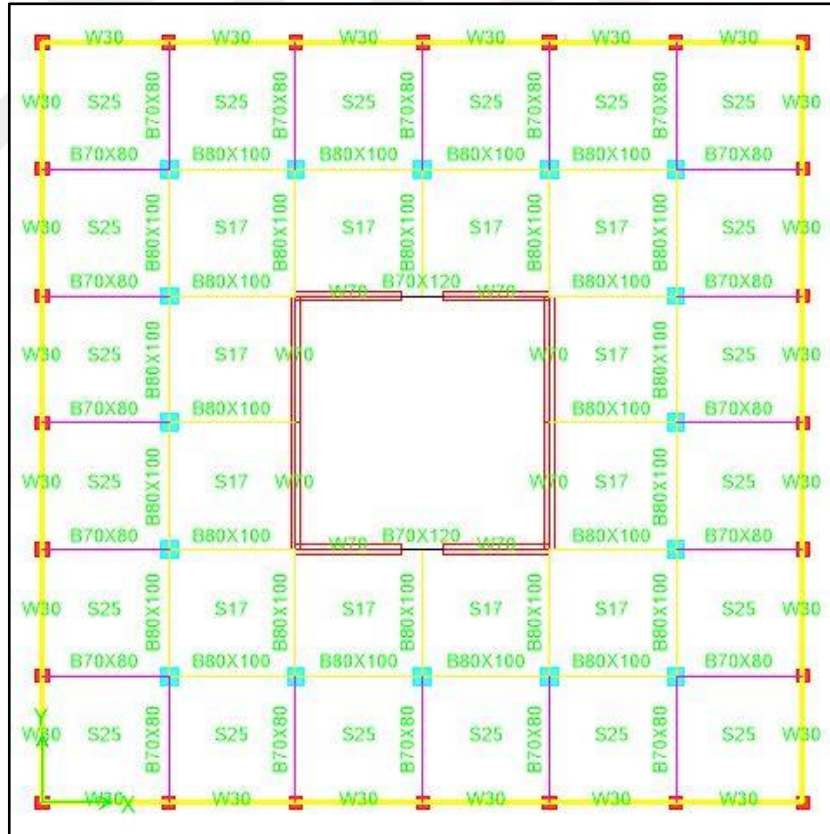
Verilen büyüklüklere ait mod katkılarının zaman tanım alanında birleştirilmesi de Denklem 4.29'a göre yapılacaktır.

## 5. SAYISAL İNCELEME

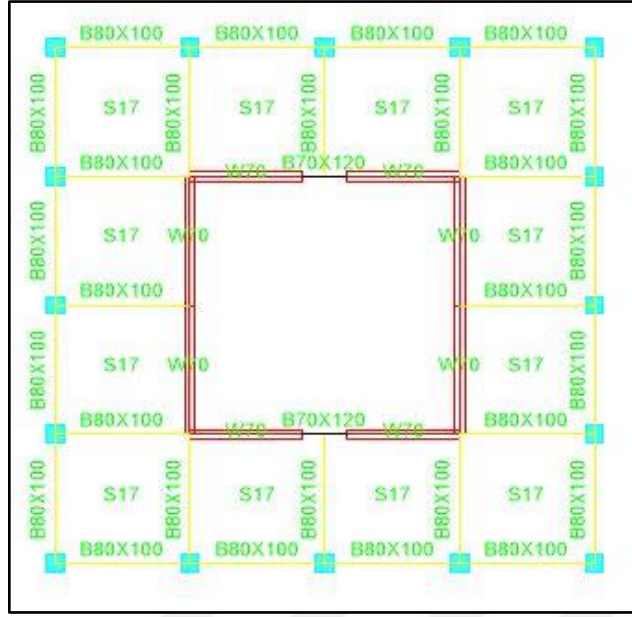
Bu bölümde 50 katlı mevcut yüksek bir yapının deprem performansı incelenmiştir. Yapının sayısal modeli oluşturulup yapıya uygun deprem ivme kayıtları seçilmiştir. Seçilen ivme kayıtları SEISMOMATCH yazılımı kullanılarak ölçeklendirilip hedef spektrum ile uyumlu hale getirilmiştir.

### 5.1. İncelenen Binanın Genel Özellikleri

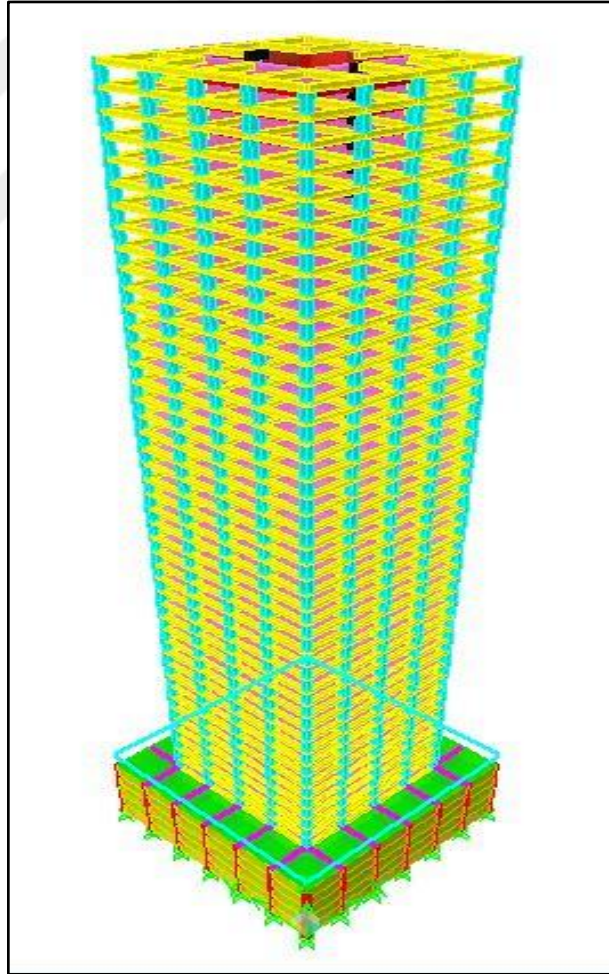
İncelenen bina İstanbul ilinde bulunmaktadır. Yapının bodrum kat planı Şekil 5.1'de yapının normal kat planı Şekil 5.2'de ve yapının üç boyutlu görünümü Şekil 5.3'de verilmiştir.



Şekil 5.1. İncelenen yapının bodrum kat planı



Şekil 5.2. İncelenen yapının normal kat planı



Şekil 5.3. İncelenen yapının 3D görünümü

### Yapı Parametreleri:

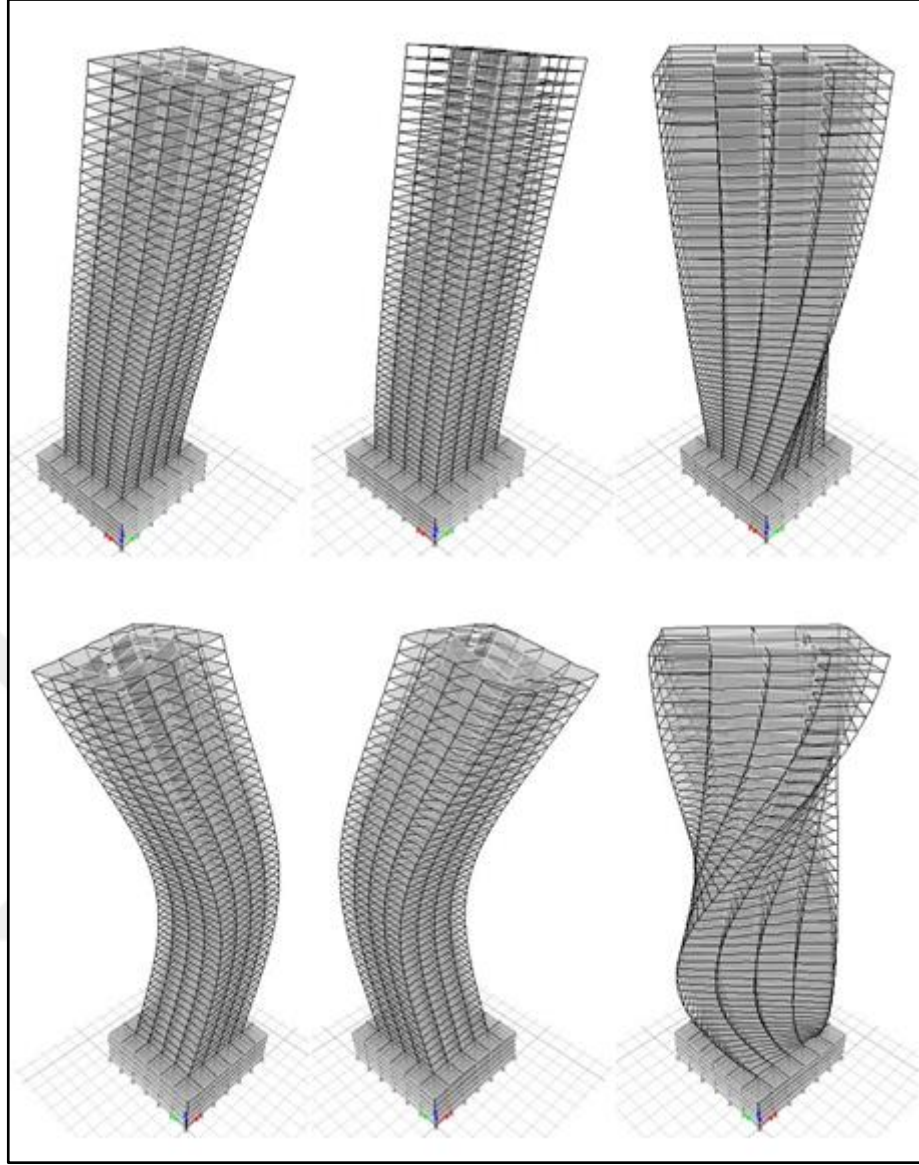
- Kat Adedi 50
- Toplam Bina Yüksekliği 190 m
- Bina Kullanımı Ofis
- Bina Oturma Alanı 810 m<sup>2</sup>
- Kat Yüksekliği Zemin Kat 3,8 m  
Normal Kat 3,8 m
- Plan Uzunlukları X 36 m  
Y 36 m

### 5.2. Modal Analiz Sonuçları

Yapı mod bilgilerini belirlemek için ETABS programında modal analiz yapılmıştır. Elde edilen periyot kütle katılım oranları Tablo 5.1’de, yapının ilk 6 moduna ait mod şekilleri Şekil 5.4’te verilmiştir.

Tablo 5.1 Yapı periyot ve kütle katılımları

Mod	Periyot (sn)	UX	UY	$\Sigma UX$	$\Sigma UY$	$\Sigma RZ$
1	6,62	0,69	0,00	0,69	0,00	0,00
2	6,24	0,00	0,66	0,69	0,66	0,00
3	4,31	0,00	0,00	0,69	0,66	0,81
4	1,85	0,14	0,00	0,83	0,66	0,81
5	1,49	0,00	0,15	0,83	0,81	0,81
6	1,36	0,00	0,02	0,83	0,83	0,88
7	0,88	0,05	0,00	0,88	0,83	0,88
8	0,76	0,00	0,00	0,88	0,84	0,88
9	0,64	0,00	0,04	0,88	0,88	0,94
10	0,58	0,03	0,00	0,91	0,88	0,94
11	0,47	0,00	0,00	0,91	0,88	0,95
12	0,39	0,00	0,03	0,91	0,91	0,95



Şekil 5.4. Yapıya ait ilk 6 mod şekli

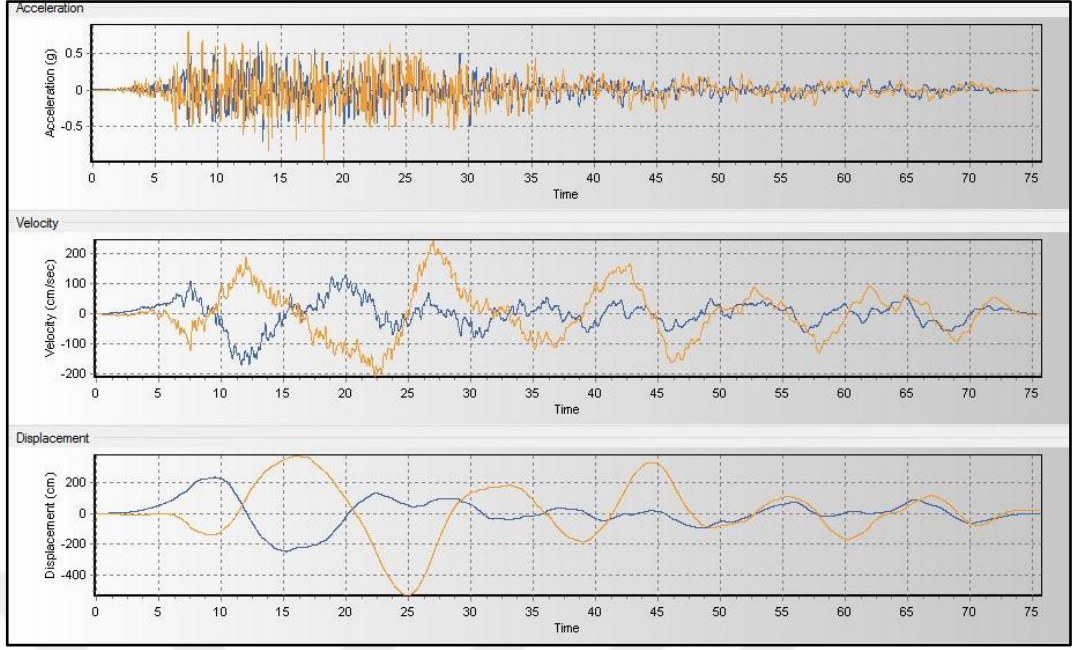
### 5.3. Analizlerde Kullanılan Deprem İvme Kayıtları

Deprem performansı değerlendirilecek olan bina için deprem kayıtları PEER veri tabanından seçilmiştir. Analizlerde kullanılan kayıtların özellikleri Tablo 5.2’de verilmiştir. Ölçeklendirilmiş deprem yer hareketlerinin ivme, hız ve deplasman özellikleri Şekil 5.5, Şekil 5.6, Şekil 5.7, Şekil 5.8, Şekil 5.9, Şekil 5.10, Şekil 5.11, Şekil 5.12, Şekil 5.13 Şekil 5.14 ve Şekil 5.15’te verilmiştir.

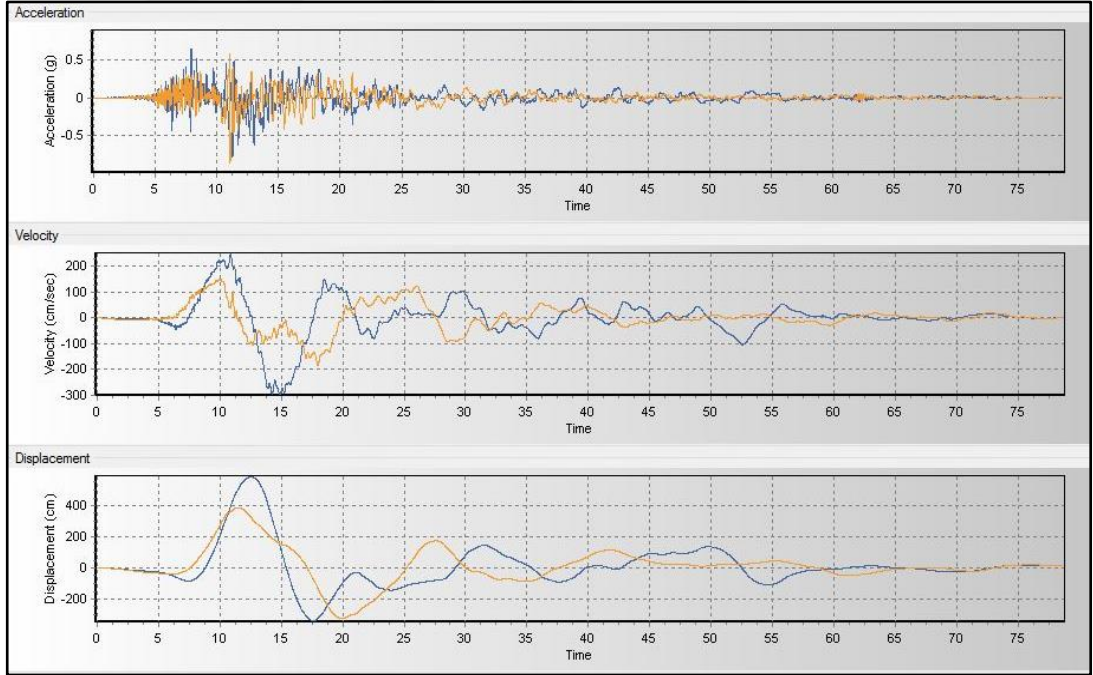


Tablo 5.2 Yapı analizlerinde kullanılan deprem ivme kayıtları ve özellikleri

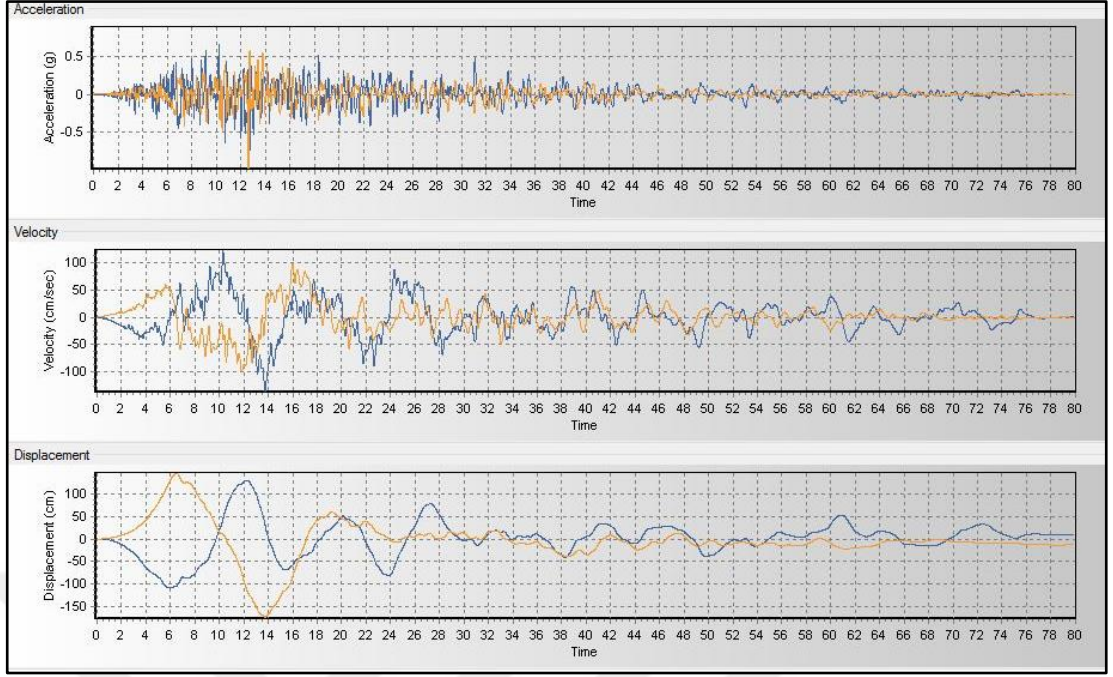
Peer Record No	Deprem	Moment Büy.	Fay Mek.	İstasyon	Bileşen (H1)	Bileşen (H2)	Zemin(V30)
162	Imperial Valley-06	6,53	Yanal Atımlı	Calexico Fire Station	XRSN162	YRSN162	231,23
180	Imperial Valley-06	6,53	Yanal Atımlı	El Centro Array #5	XRSN180	YRSN180	205,63
755	Loma Prieta	6,93	Ters Fay	Coyote Lake D.- Southwest Abutment	XRSN755	YRSN755	561,53
827	Cape Mendocino	7,01	Ters Fay	Fortuna - Fortuna Blvd	XRSN827	YRSN827	457,06
864	Landers	7,28	Yanal Atımlı	Joshua Tree	XRSN864	YRSN864	379,32
1101	Kobe, Japonya	6,90	Yanal Atımlı	Amagasaki	XRSN1101	YRSN1101	256
1111	Kobe, Japonya	6,90	Yanal Atımlı	Nishi-Akashi	XRSN1111	YRSN1111	609
1614	Duzce, Turkiye	7,14	Yanal Atımlı	Lamont 1061	XRSN1614	YRSN1614	481
1633	Manjil, İran	7,37	Yanal Atımlı	Abbar	XRSN1633	YRSN1633	723,95
1792	Hector Mine	7,13	Yanal Atımlı	Indio - Riverside Co Fair Grnds	XRSN1792	YRSN1792	282,14
5623	Iwate, Japonya	6,9	Ters Fay	IWT015	XRSN5623	YRSN5623	567,45



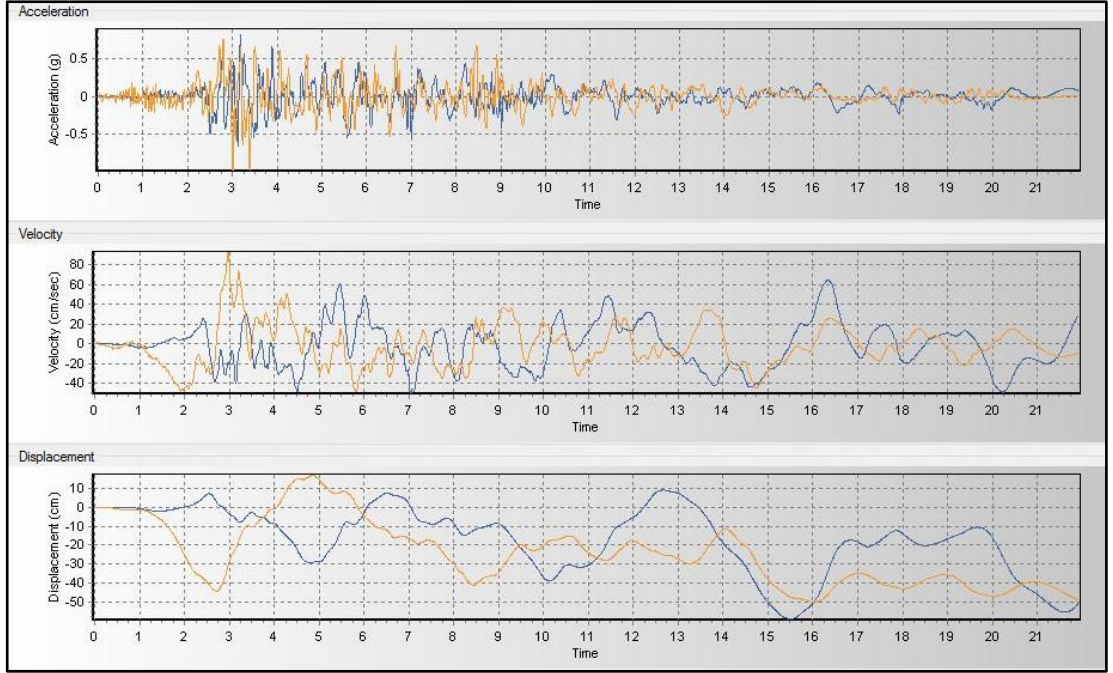
Şekil 5.5. RSN162 Imperial Valley-06 deprem kaydı



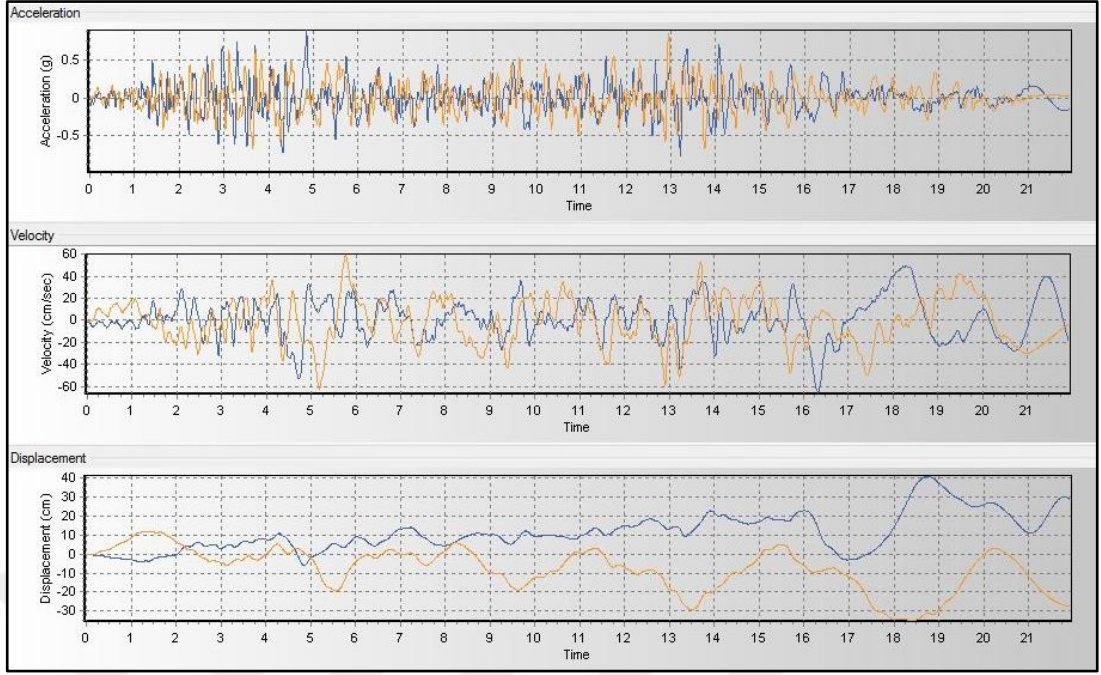
Şekil 5.6. RSN180 Imperial Valley-06 deprem kaydı



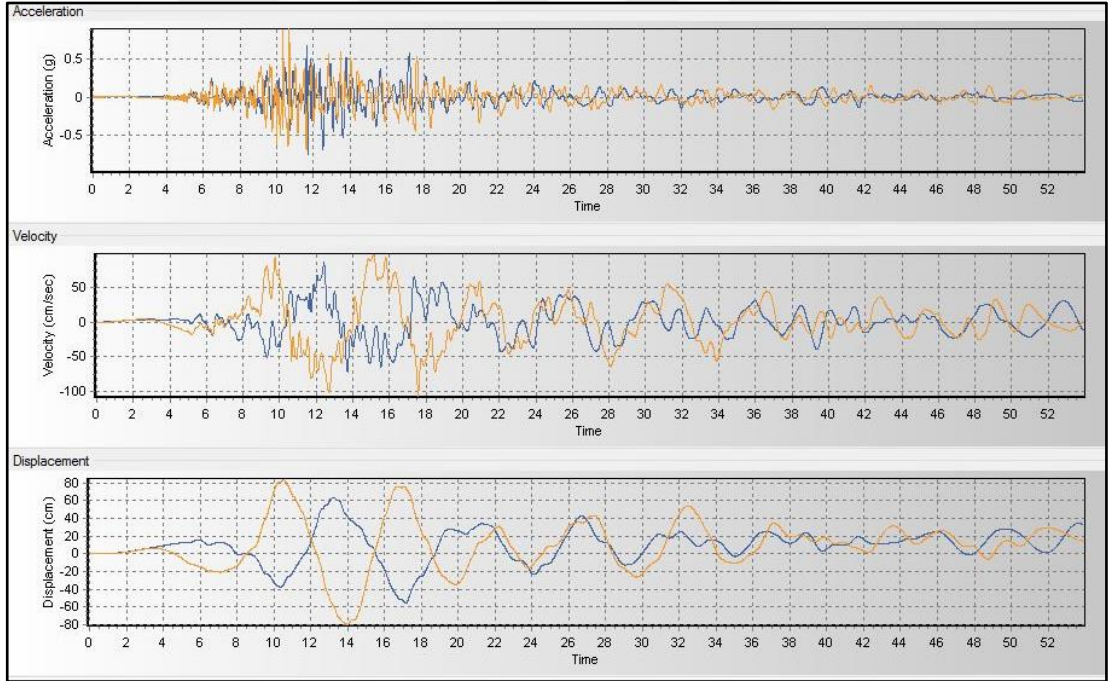
Şekil 5.7. RSN755 Loma Prieta deprem kaydı



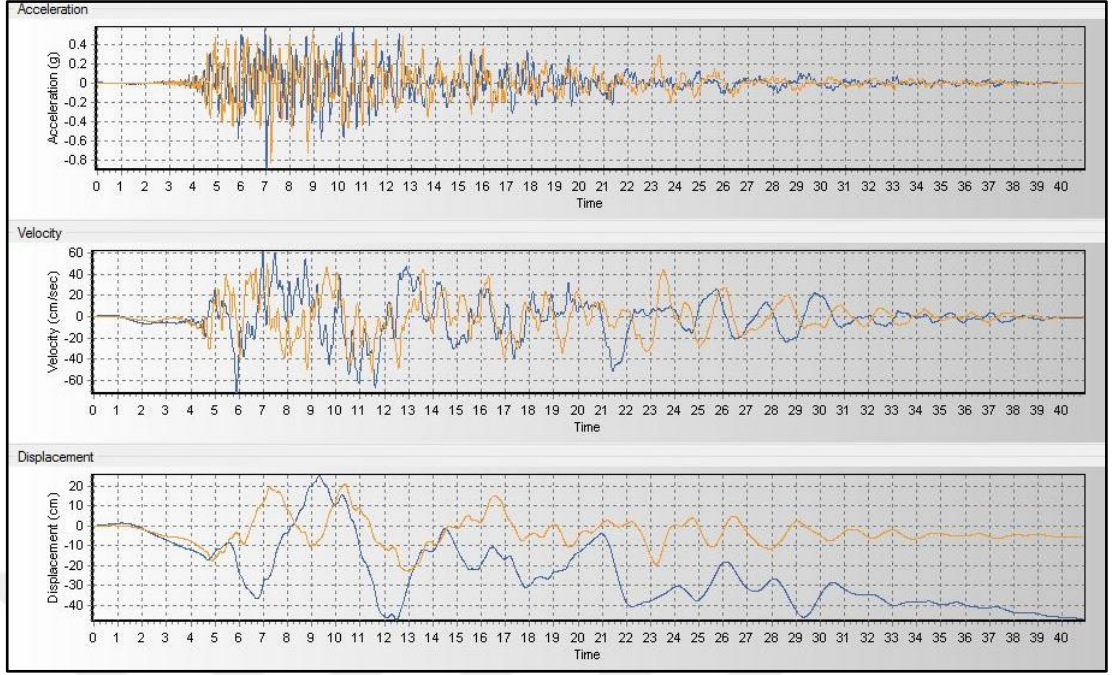
Şekil 5.8. RSN827 Cape Mendocino deprem kaydı



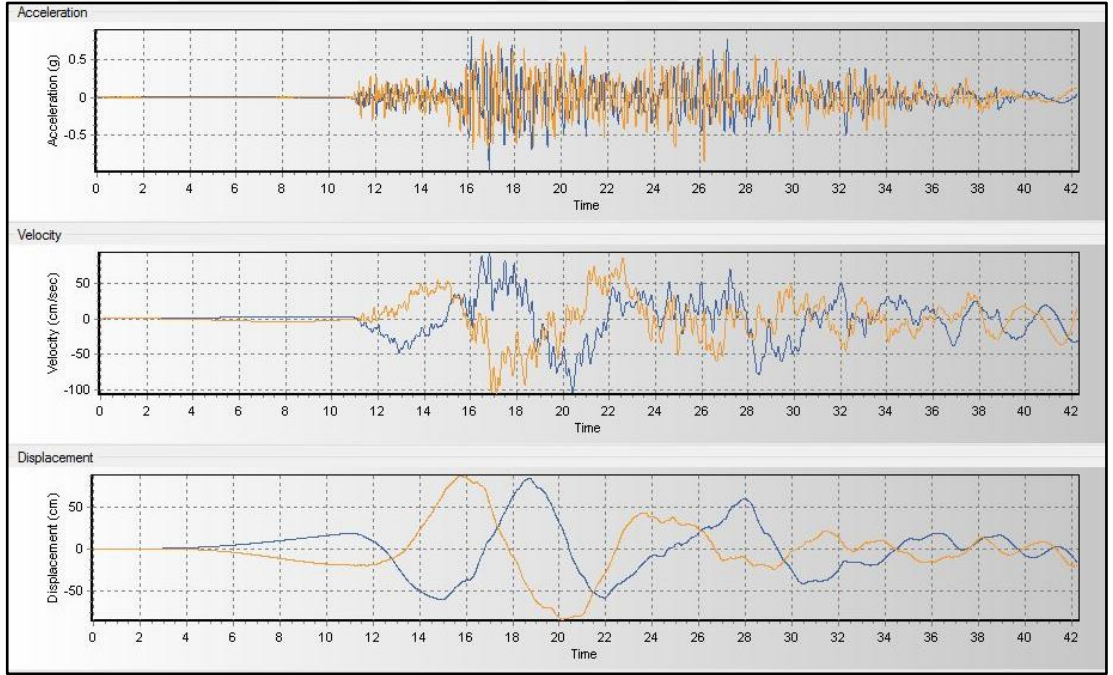
Şekil 5.9. RSN864 Landers deprem kaydı



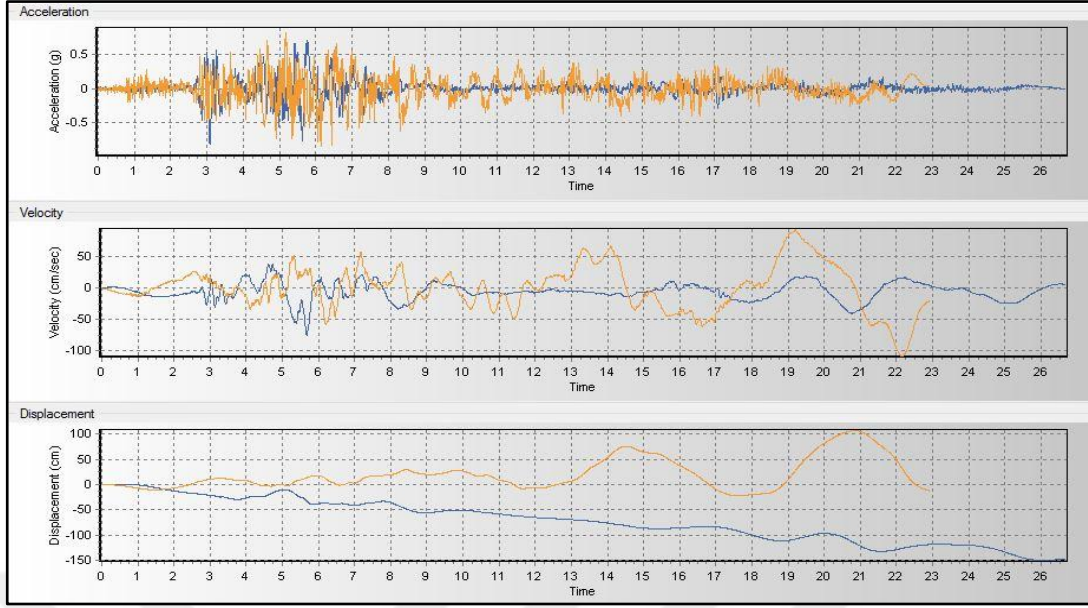
Şekil 5.10. RSN1101 Kobe, Japonya deprem kaydı



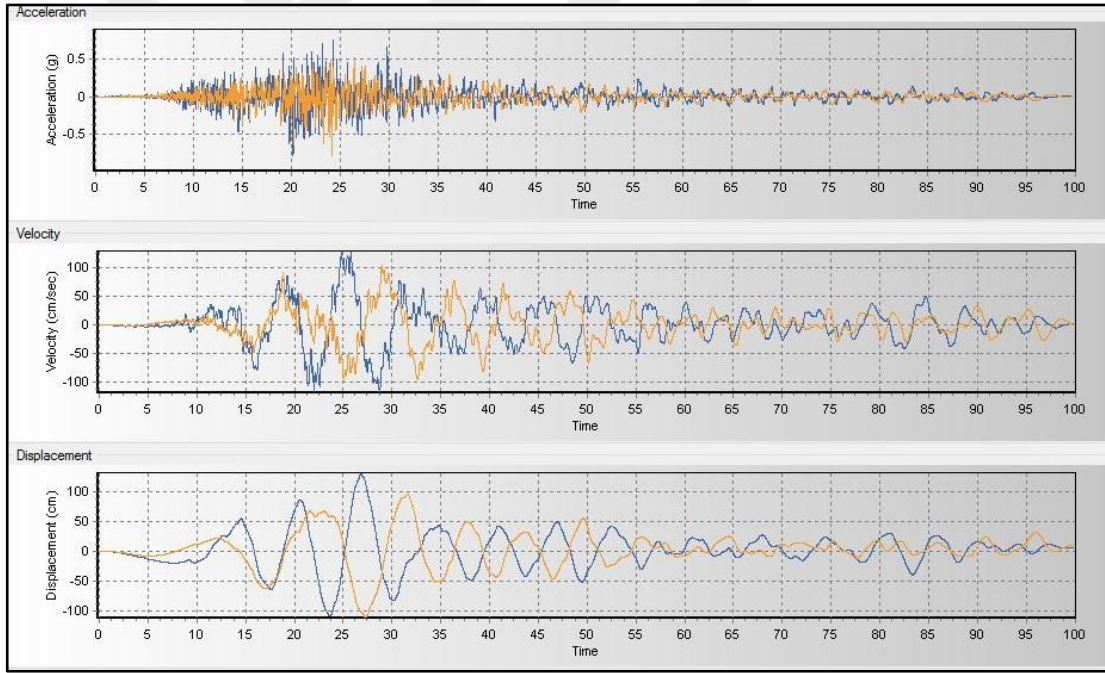
Şekil 5.11. RSN1111 Kobe, Japonya deprem kaydı



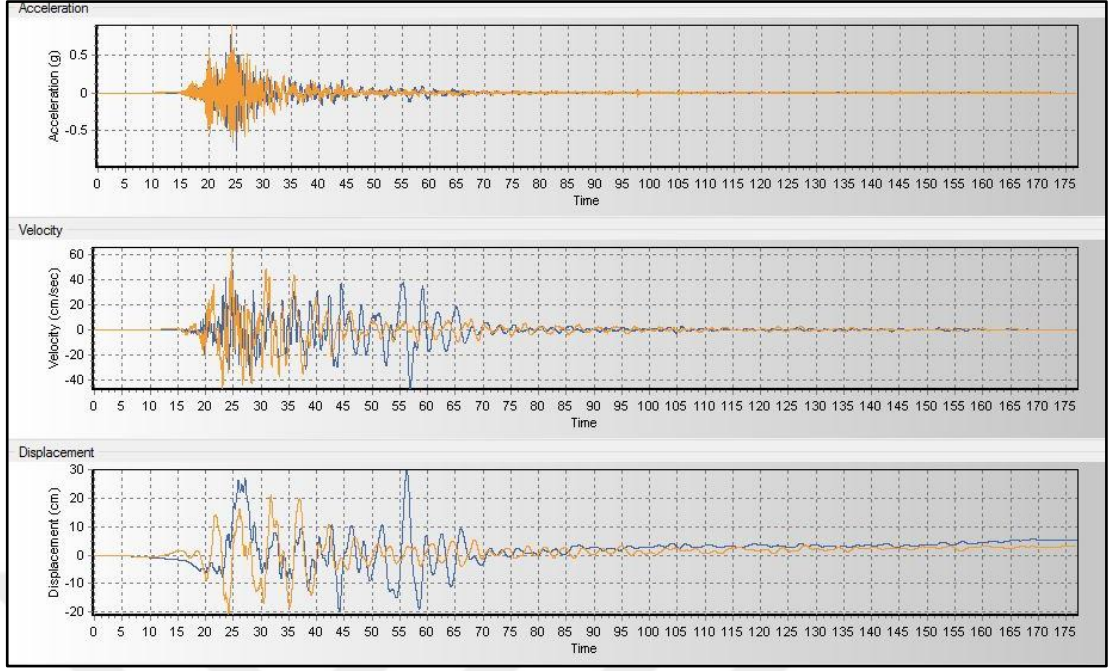
Şekil 5.12. RSN1614 Düzce, Türkiye deprem kaydı



Şekil 5.13. RSN1633 İran, Manjil deprem kaydı

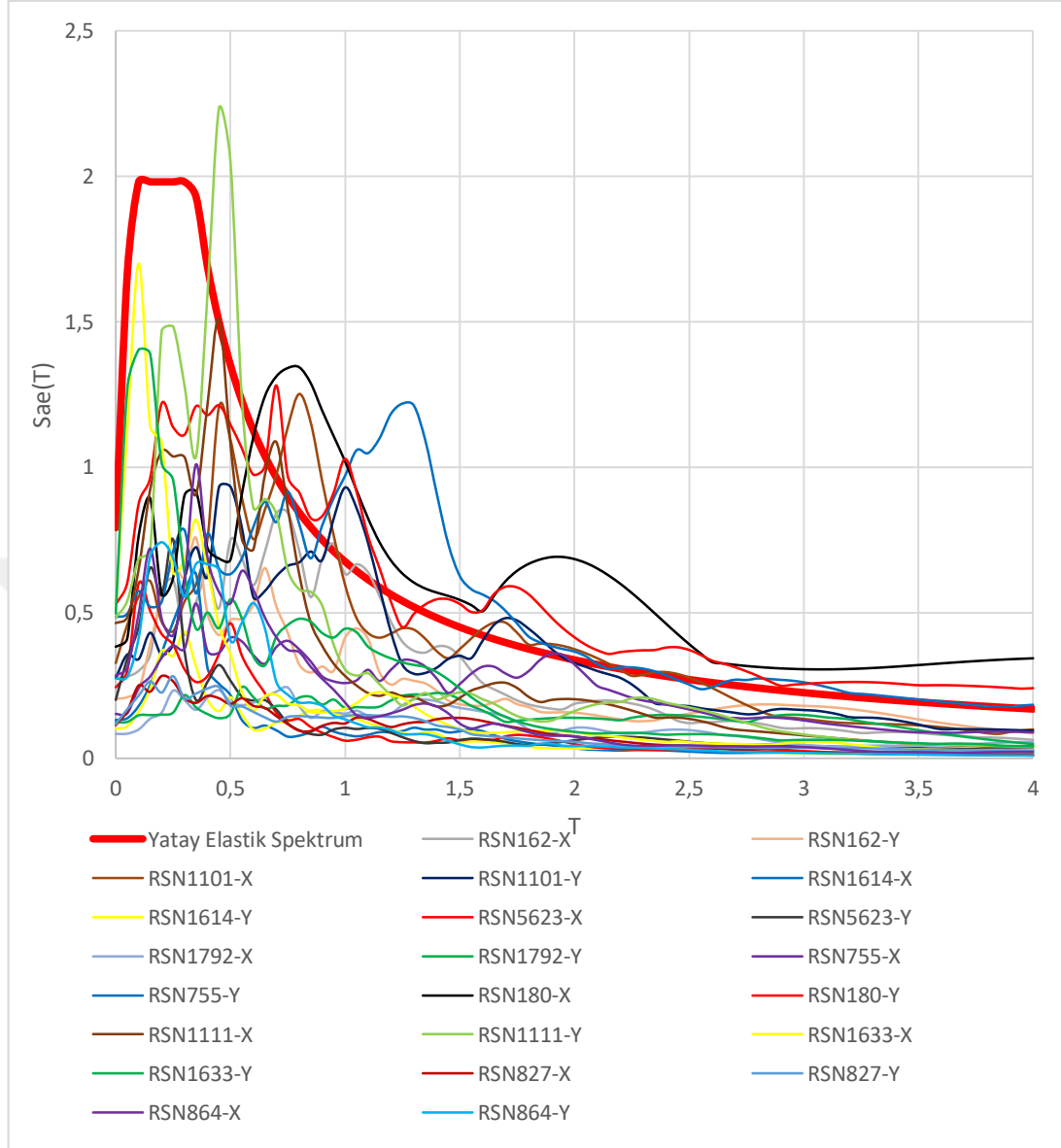


Şekil 5.14. RSN1792 Hector Mine deprem kaydı



Şekil 5.15. RSN5623 Iwate, Japonya deprem kaydı

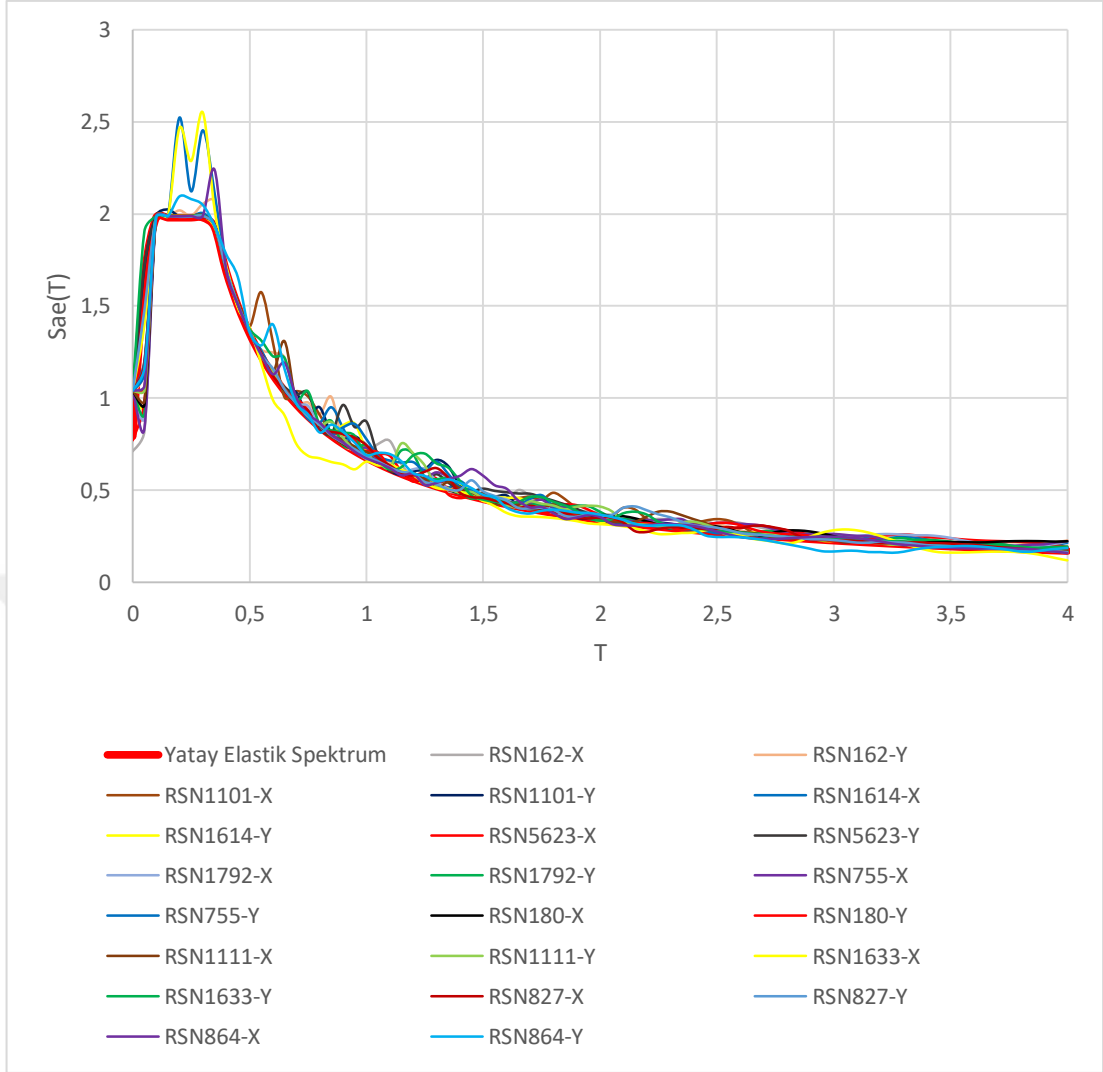
Kullanılan deprem kayıtlarının ölçeklendirme işlemi yapılmadan önceki spektrumlarının hedef spektrum karşılaştırmaları Şekil 5.16'da verilmiştir.



Şekil 5.16. Ölçeklendirilmemiş deprem kayıtlarının spektrum özellikleri

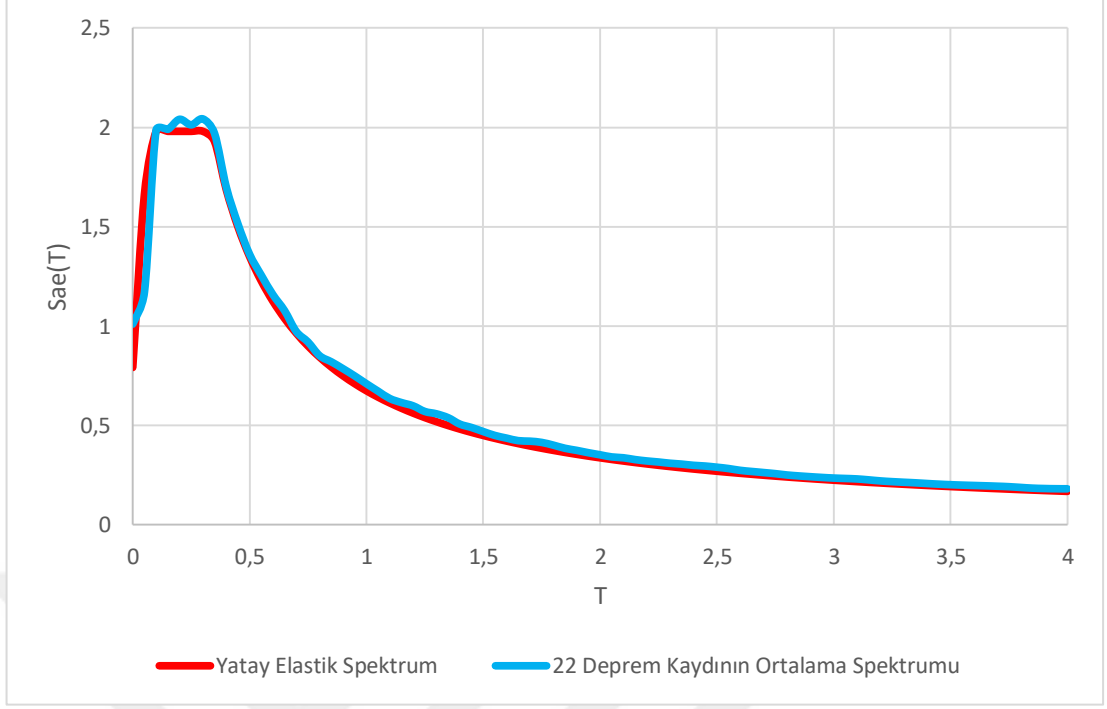
Kullanılan kayıtların spektruma uygun hale gelmesi için SEISMOMATCH yazılımı kullanılarak ölçeklendirme işlemi yapılmıştır. TBDY (2018)'de deprem kayıtlarının ölçeklendirilmesindeki temel kural; seçilen tüm kayıtlara ait spektrumların ortalamasının  $0,2T_p$  ve  $1,5T_p$  periyotları arasındaki genliklerinin tasarım spektrumunun aynı periyot aralığındaki genliklerinden daha küçük olmamasıdır. Ayrıca herhangi bir depremin iki yatay bileşeninin kareleri toplamının karekökleri tasarım spektrumunun 1,3 katından küçük olmamalıdır. Bu bağlamda yapılan ölçeklendirme işlemi sonrası kayıtların spektrum eğrileri Şekil 5.17'de verilmiştir.



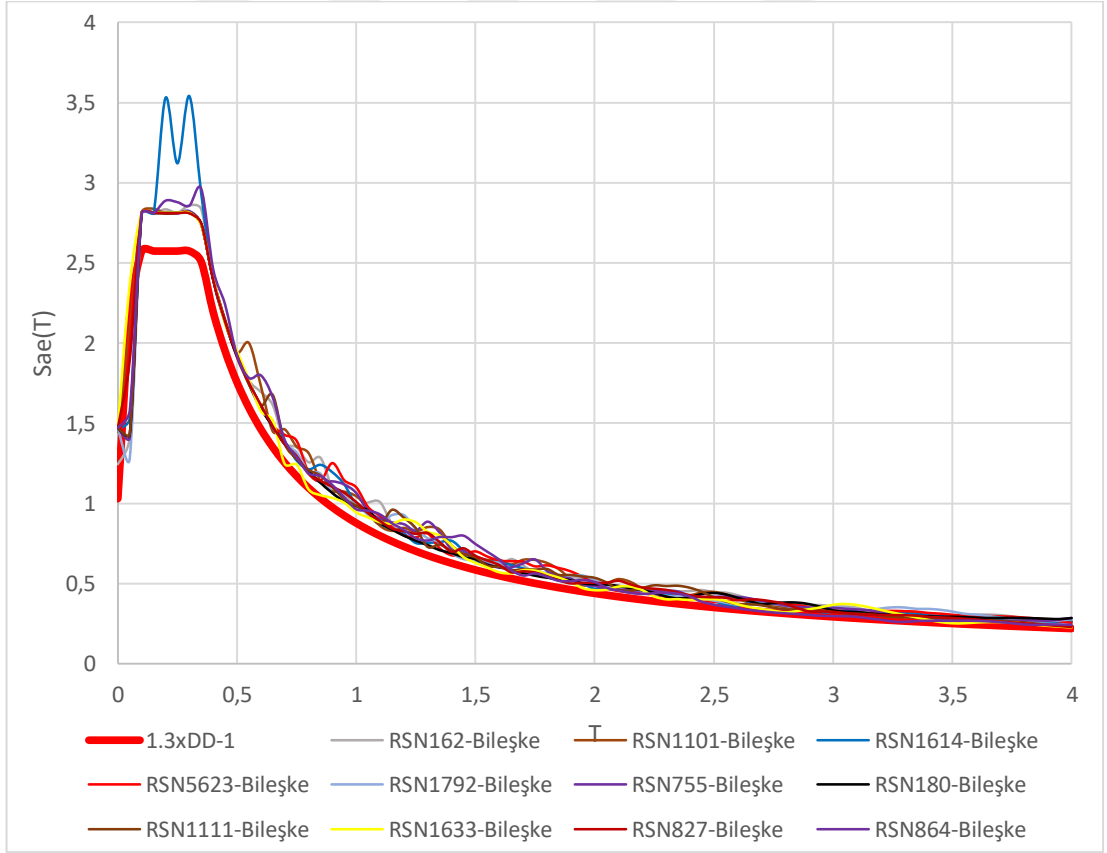


Şekil 5.17. Ölçeklendirilmiş kayıtların spektrum özellikleri

Ölçeklendirilmiş kayıtların ortalama spektrum eğrisi ve hedef spektrum eğrisi Şekil 5.18’de verilmiştir. Ayrıca tasarım spektrum eğrisinin 1,3 katı ve kayıtların bileşke spektrum eğrileri Şekil 5.19’da gösterilmiştir. Bu sonuçlarda seçilen deprem kayıtlarının analizler için uygun olduğu sonucuna varılmıştır.



Şekil 5.18. Seçilen deprem kayıtlarının ortalama spektrumu



Şekil 5.19. Seçilen deprem kayıtlarının bileşke spektrumu

## 5.4. Düzensizlik Kontrolleri

### 5.4.1. Plandaki düzensizliklerin kontrolü

Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir katta en büyük görelî kat ötelemesinin o katta aynı doğrultudaki ortalama görelî ötelemeye oranını ifade eden Burulma Düzensizliği Katsayısı  $\eta_{bi}$ 'nin 1,2'den büyük olması durumu olarak adlandırılan Burulma Düzensizliği (A1) için yapılan kontroller Tablo 5.3'de verilmiştir.

Merdiven ve asansör boşlukları dâhil, boşluk alanları toplamının kat brüt alanının 1/3'ünden fazla olması durumu olarak adlandırılan Döşeme Süreksizliği Düzensizliği için yapılan kontroller (A2) Tablo 5.5'te verilmiştir.

Binada çıkıntı olmadığı için A3 düzensizliği yoktur.

### 5.4.2. Düşeydeki düzensizliklerin kontrolü

Betonarme binalarda, birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi birinde, herhangi bir kattaki toplam etkili kesme alanının, bir üst kattaki toplam etkili kesme alanına oranı olarak tanımlanan Dayanım Düzensizliği Katsayısı  $\eta_{ci}$ 'nin 0,80'den küçük olması durumu olarak adlandırılan Zayıf Kat Düzensizliği (B1) için yapılan kontroller Tablo 5.4'de verilmiştir.

Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, bodrum katlar dışında, herhangi bir i'inci kattaki ortalama görelî kat ötelemesi oranının bir üst veya bir alt kattaki ortalama görelî kat ötelemesi oranına bölünmesi ile tanımlanan Rijitlik Düzensizliği Katsayısı  $\eta_{ki}$ 'nin 2,0'den fazla olması durumu olarak adlandırılan Yumuşak Kat Düzensizliği (B2) için yapılan kontroller Tablo 5.3'te verilmiştir.

Taşıyıcı elemanlarda süreksizlik bulunmadığı için B3 düzensizliği yoktur.

Tablo 5.3. A1 ve B2 düzensizlik kontrolleri

Kat No	$h_i$ (m)	$\Delta_{ix,max}$	$\Delta_{ix,min}$	$\Delta_{ix,ort}$	$\Delta_{ix,ort}/h_i$	A1		B2	
						$\eta_{bi}(X)$	Kontrol	$\eta_{ki}(X)$	Kontrol
50	3,8	0,0055	0,005	0,00525	0,0014	1,05	✓	-	✓
49	3,8	0,0055	0,005	0,00525	0,0014	1,05	✓	1,00	✓
48	3,8	0,0055	0,005	0,00525	0,0014	1,05	✓	1,00	✓
47	3,8	0,0055	0,005	0,00525	0,0014	1,05	✓	1,00	✓
46	3,8	0,0055	0,005	0,00525	0,0014	1,05	✓	1,00	✓
45	3,8	0,0055	0,005	0,00525	0,0014	1,05	✓	1,00	✓
44	3,8	0,0055	0,005	0,00525	0,0014	1,05	✓	1,00	✓
43	3,8	0,0055	0,005	0,00525	0,0014	1,05	✓	1,00	✓
42	3,8	0,006	0,0055	0,00575	0,0015	1,04	✓	1,10	✓
41	3,8	0,006	0,0055	0,00575	0,0015	1,04	✓	1,00	✓
40	3,8	0,006	0,0055	0,00575	0,0015	1,04	✓	1,00	✓
39	3,8	0,006	0,0055	0,00575	0,0015	1,04	✓	1,00	✓
38	3,8	0,006	0,0055	0,00575	0,0015	1,04	✓	1,00	✓
37	3,8	0,006	0,0055	0,00575	0,0015	1,04	✓	1,00	✓
36	3,8	0,006	0,0055	0,00575	0,0015	1,04	✓	1,00	✓
35	3,8	0,006	0,0055	0,00575	0,0015	1,04	✓	1,00	✓
34	3,8	0,006	0,0055	0,00575	0,0015	1,04	✓	1,00	✓
33	3,8	0,006	0,0055	0,00575	0,0015	1,04	✓	1,00	✓
32	3,8	0,006	0,0055	0,00575	0,0015	1,04	✓	1,00	✓
31	3,8	0,006	0,0055	0,00575	0,0015	1,04	✓	1,00	✓
30	3,8	0,006	0,0055	0,00575	0,0015	1,04	✓	1,00	✓
29	3,8	0,007	0,0065	0,00675	0,0018	1,04	✓	1,17	✓
28	3,8	0,007	0,0065	0,00675	0,0018	1,04	✓	1,00	✓
27	3,8	0,007	0,0065	0,00675	0,0018	1,04	✓	1,00	✓
26	3,8	0,007	0,0065	0,00675	0,0018	1,04	✓	1,00	✓
25	3,8	0,007	0,0065	0,00675	0,0018	1,04	✓	1,00	✓
24	3,8	0,007	0,0065	0,00675	0,0018	1,04	✓	1,00	✓
23	3,8	0,007	0,0065	0,00675	0,0018	1,04	✓	1,00	✓
22	3,8	0,008	0,0065	0,00725	0,0019	1,10	✓	1,07	✓
21	3,8	0,008	0,0065	0,00725	0,0019	1,10	✓	1,00	✓
20	3,8	0,008	0,0075	0,00775	0,0020	1,03	✓	1,07	✓
19	3,8	0,008	0,0075	0,00775	0,0020	1,03	✓	1,00	✓
18	3,8	0,008	0,0075	0,00775	0,0020	1,03	✓	1,00	✓
17	3,8	0,008	0,0075	0,00775	0,0020	1,03	✓	1,00	✓
16	3,8	0,008	0,0075	0,00775	0,0020	1,03	✓	1,00	✓
15	3,8	0,008	0,0075	0,00775	0,0020	1,03	✓	1,00	✓
14	3,8	0,009	0,0085	0,00875	0,0023	1,03	✓	1,13	✓
13	3,8	0,009	0,0085	0,00875	0,0023	1,03	✓	1,00	✓
12	3,8	0,009	0,0085	0,00875	0,0023	1,03	✓	1,00	✓
11	3,8	0,009	0,0085	0,00875	0,0023	1,03	✓	1,00	✓
10	3,8	0,009	0,0085	0,00875	0,0023	1,03	✓	1,00	✓
9	3,8	0,009	0,0085	0,00875	0,0023	1,03	✓	1,00	✓
8	3,8	0,009	0,0085	0,00875	0,0023	1,03	✓	1,00	✓
7	3,8	0,009	0,0085	0,00875	0,0023	1,03	✓	1,00	✓
6	3,8	0,012	0,01	0,011	0,0029	1,09	✓	1,26	✓
5	3,8	0,009	0,009	0,009	0,0024	1,00	✓	0,82	✓
4	3,8	0,009	0,0085	0,00875	0,0023	1,03	✓	0,97	✓
3	3,8	0,008	0,0075	0,00775	0,0020	1,03	✓	0,89	✓
2	3,8	0,007	0,0065	0,00675	0,0018	1,04	✓	0,87	✓
1	3,8	0,006	0,0055	0,00575	0,0015	1,04	✓	0,85	✓

Tablo 5.4. B1 düzensizliği kontrolü

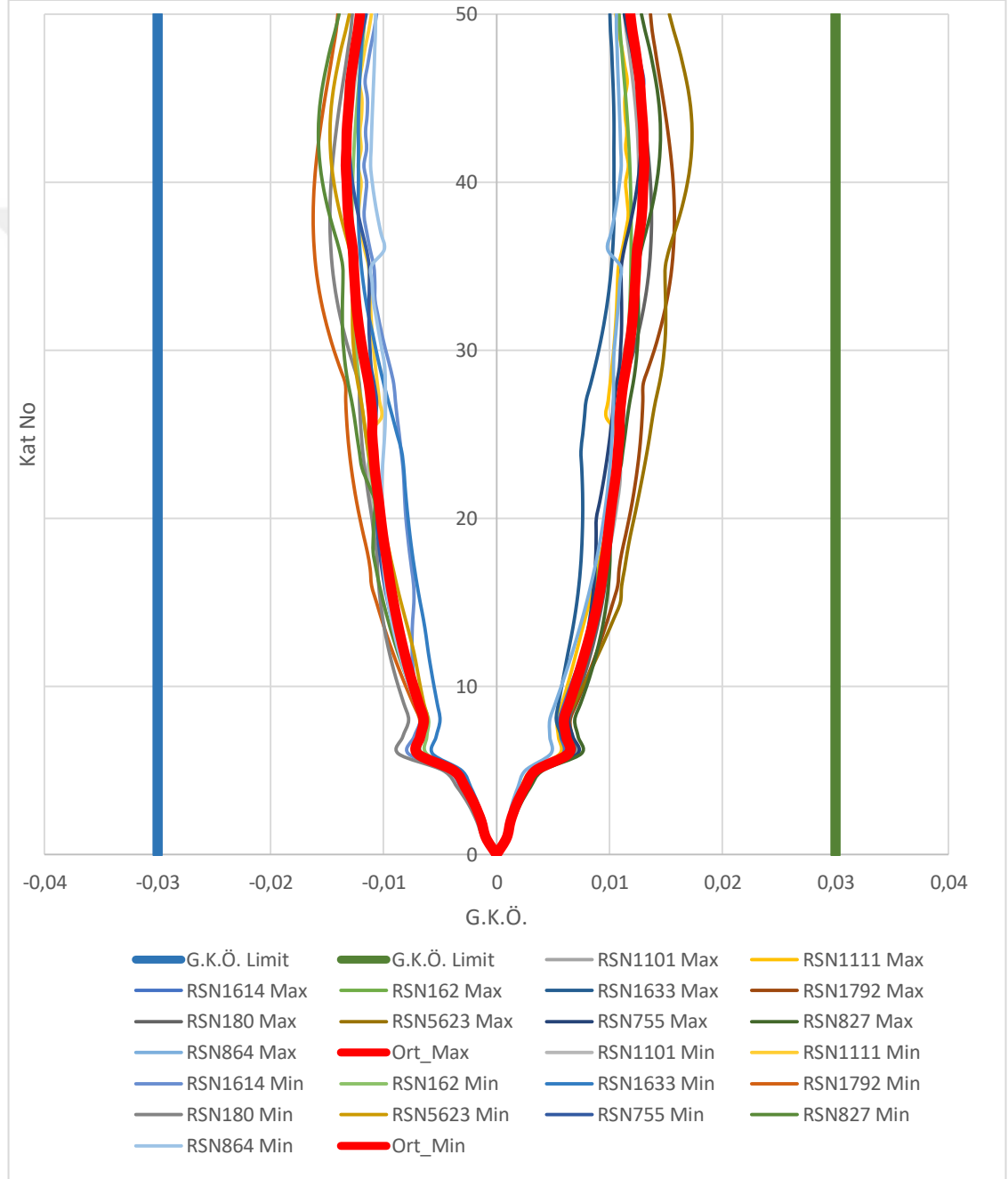
Kat No	$\Sigma A_w$	$\Sigma A_g$	$\Sigma A_k$	Oran	Kontrol
50	23,04	72	-	1	✓
49	23,04	72	-	1	✓
48	23,04	72	-	1	✓
47	23,04	72	-	1	✓
46	23,04	72	-	1	✓
45	23,04	72	-	1	✓
44	23,04	72	-	1	✓
43	23,04	72	-	1	✓
42	23,04	72	-	1	✓
41	23,04	72	-	1	✓
40	23,04	72	-	1	✓
39	23,04	72	-	1	✓
38	23,04	72	-	1	✓
37	23,04	72	-	1	✓
36	23,04	72	-	1	✓
35	23,04	72	-	1	✓
34	23,04	72	-	1	✓
33	23,04	72	-	1	✓
32	23,04	72	-	1	✓
31	23,04	72	-	1	✓
30	23,04	72	-	1	✓
29	23,04	72	-	1	✓
28	23,04	72	-	1	✓
27	23,04	72	-	1	✓
26	23,04	72	-	1	✓
25	23,04	72	-	1	✓
24	23,04	72	-	1	✓
23	23,04	72	-	1	✓
22	23,04	72	-	1	✓
21	23,04	72	-	1	✓
20	23,04	72	-	1	✓
19	23,04	72	-	1	✓
18	23,04	72	-	1	✓
17	23,04	72	-	1	✓
16	23,04	72	-	1	✓
15	23,04	72	-	1	✓
14	23,04	72	-	1	✓
13	23,04	72	-	1	✓
12	23,04	72	-	1	✓
11	23,04	72	-	1	✓
10	23,04	72	-	1	✓
9	23,04	72	-	1	✓
8	23,04	72	-	1	✓
7	23,04	72	-	1	✓
6	23,04	72	-	1	✓
5	23,04	72	-	1	✓
4	23,04	72	-	1	✓
3	23,04	72	-	1	✓
2	23,04	72	-	1	✓
1	23,04	72	-	1	✓

Tablo 5.5. A2 düzensizliği kontrolü

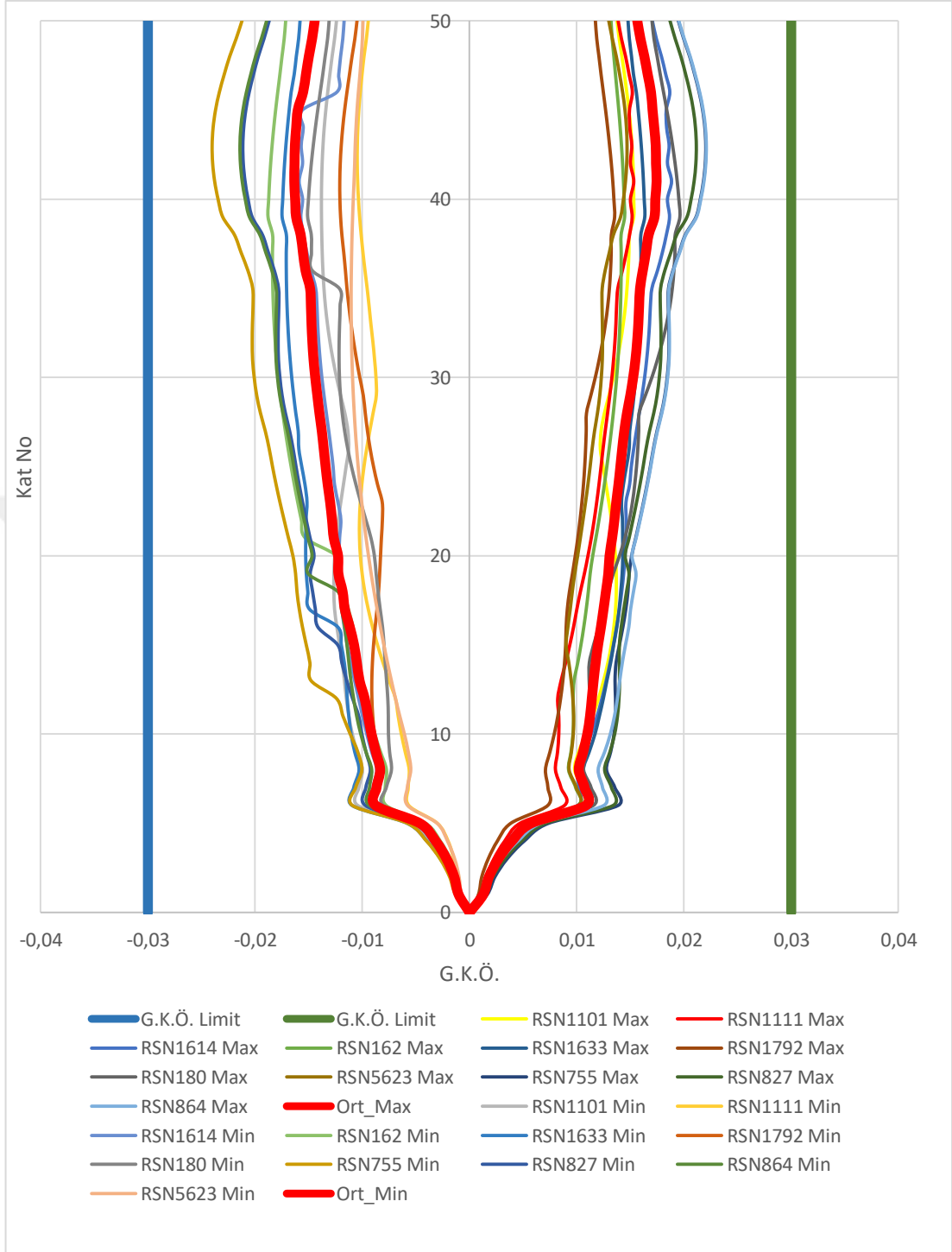
Kat No	Kat Alanı	Kat AçıklıkAlanı	Oran	Kontrol
	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>		
50	1296	324	0,25	✓
49	1296	324	0,25	✓
48	1296	324	0,25	✓
47	1296	324	0,25	✓
46	1296	324	0,25	✓
45	1296	324	0,25	✓
44	1296	324	0,25	✓
43	1296	324	0,25	✓
42	1296	324	0,25	✓
41	1296	324	0,25	✓
40	1296	324	0,25	✓
39	1296	324	0,25	✓
38	1296	324	0,25	✓
37	1296	324	0,25	✓
36	1296	324	0,25	✓
35	1296	324	0,25	✓
34	1296	324	0,25	✓
33	1296	324	0,25	✓
32	1296	324	0,25	✓
31	1296	324	0,25	✓
30	1296	324	0,25	✓
29	1296	324	0,25	✓
28	1296	324	0,25	✓
27	1296	324	0,25	✓
26	1296	324	0,25	✓
25	1296	324	0,25	✓
24	1296	324	0,25	✓
23	1296	324	0,25	✓
22	1296	324	0,25	✓
21	1296	324	0,25	✓
20	1296	324	0,25	✓
19	1296	324	0,25	✓
18	1296	324	0,25	✓
17	1296	324	0,25	✓
16	1296	324	0,25	✓
15	1296	324	0,25	✓
14	1296	324	0,25	✓
13	1296	324	0,25	✓
12	1296	324	0,25	✓
11	1296	324	0,25	✓
10	1296	324	0,25	✓
9	1296	324	0,25	✓
8	1296	324	0,25	✓
7	1296	324	0,25	✓
6	1296	324	0,25	✓
5	2916	324	0,111111	✓
4	2916	324	0,111111	✓
3	2916	324	0,111111	✓
2	2916	324	0,111111	✓
1	2916	324	0,111111	✓

## 5.5. Görelî Kat Öteleme Kontrolleri

Yapıda ardışık katlardaki düşey elemanların birbirlerine göre yer değiştirmesi anlamına gelen görelî kat ötelemeleri TBDY (2018)'de verilen sınır şartlarınca yapıya uygulanan 11 deprem ivme kaydı etkisinde incelenmiştir. Elde edilen sonuçlar Şekil 5.20 ,Şekil 5.21 , Şekil 5.22 ve Şekil 5.23'te gösterilmiştir.

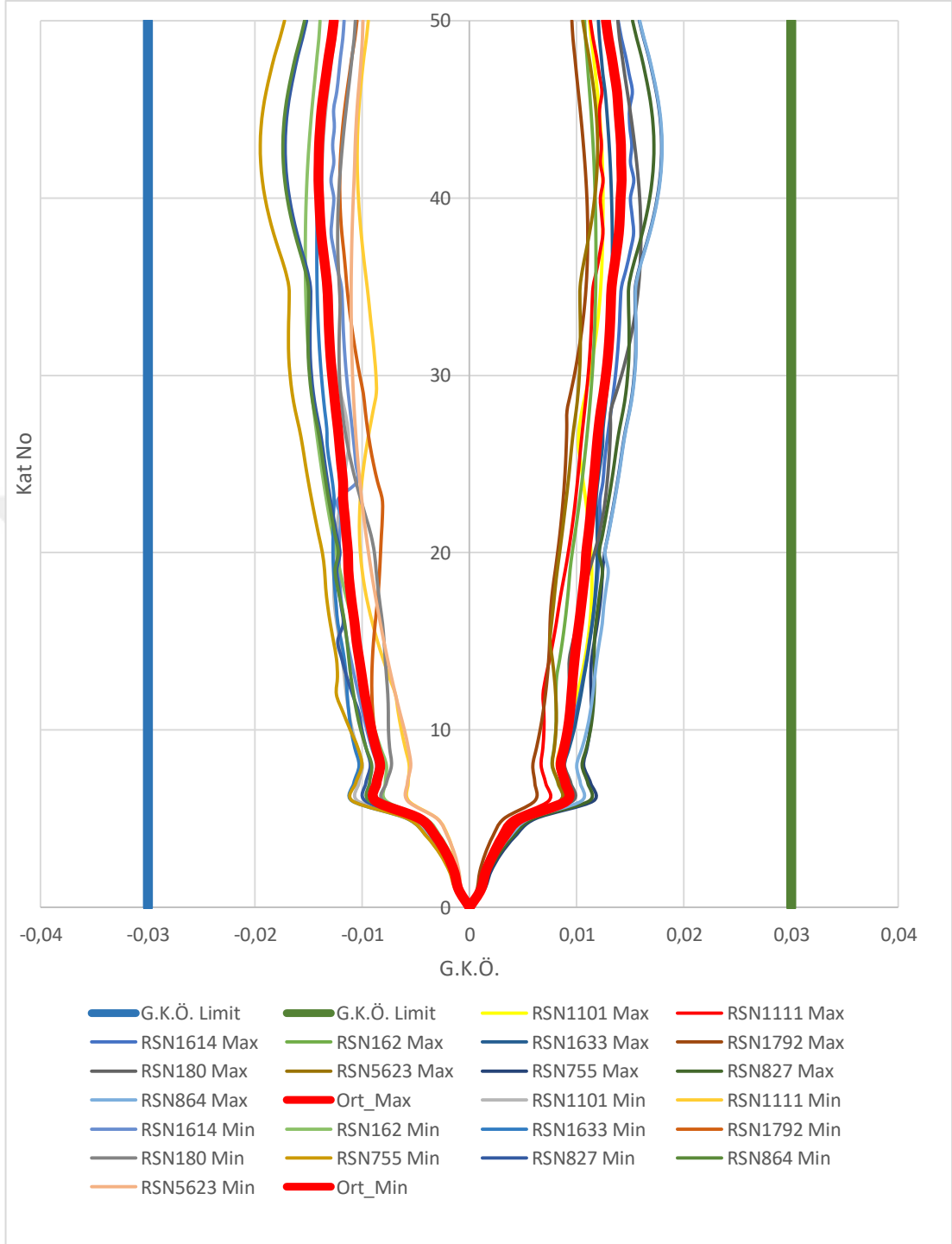


Şekil 5.20. Yapının H1 yönünde ki H1 depremine ait görelî kat öteleme

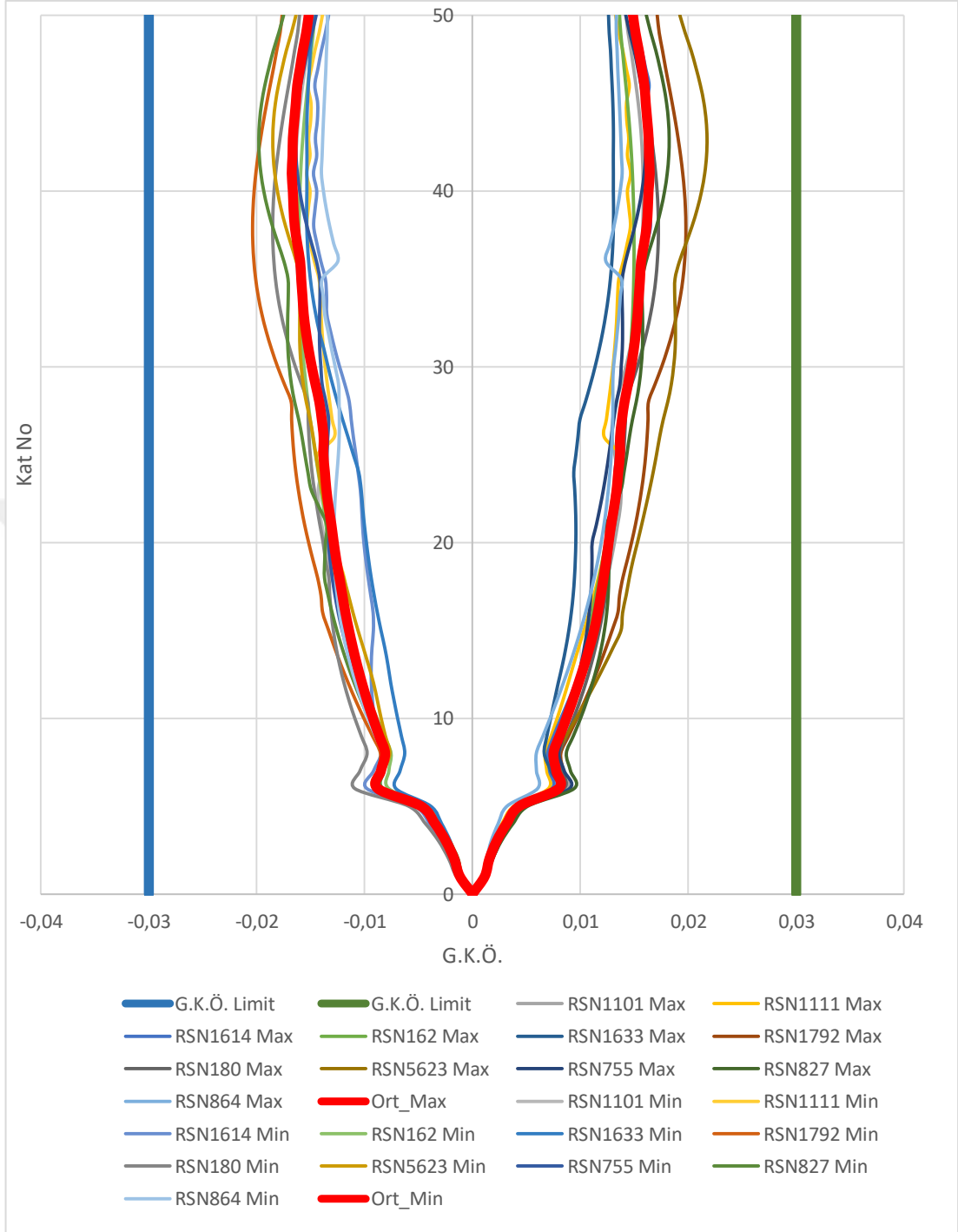


Şekil 5.21. Yapının H1 yönünde ki H2 depremine ait görel kat öteleme





Şekil 5.22. Yapının H2 yönünde ki H2 depremine ait görelî kat öteleme



Şekil 5.23. Yapının H2 yönünde ki H1 depremüne ait görel kat öteleme

## 5.6. Perdelerin Performans Değerlendirmesi

İncelenen yapıda perdeler yayılı plastisite modeli içinde yer alan fiber model tekniği kullanılarak modellenmiştir. Fiber modeli ile yapılan yapısal analiz perde elemanlarında oluşan beton ve donatı çeliği için birim şekil değiştirme değerlerini

vermektedir. TBDY (2018) kapsamında elemanların farklı performans düzeyleri için izin verilen birim şekil değiştirme değerleri aşağıda özetlenmiştir.

Göçmenin Önlenmesi (GÖ) performans düzeyi için beton birim şekil değiştirme sınırı Denklem 5.1’de, donatı çeliği için belirlenen birim şekil değiştirme sınırı Denklem 5.2’de verilmiştir.

$$\varepsilon_c^{(GÖ)}=0,0035+0,04\sqrt{\omega_{we}} \leq 0,018 \quad (5.1)$$

$$\varepsilon_s^{(GÖ)}=0,4\varepsilon_{su} \quad (5.2)$$

Kontrollü Hasar (KH) performans düzeyi için beton birim şekil değiştirme sınırı Denklem 5.3’de, donatı çeliği için belirlenen birim şekil değiştirme sınırı Denklem 5.4’de verilmiştir.

$$\varepsilon_c^{(KH)}=0,75\varepsilon_c^{(GÖ)} \quad (5.3)$$

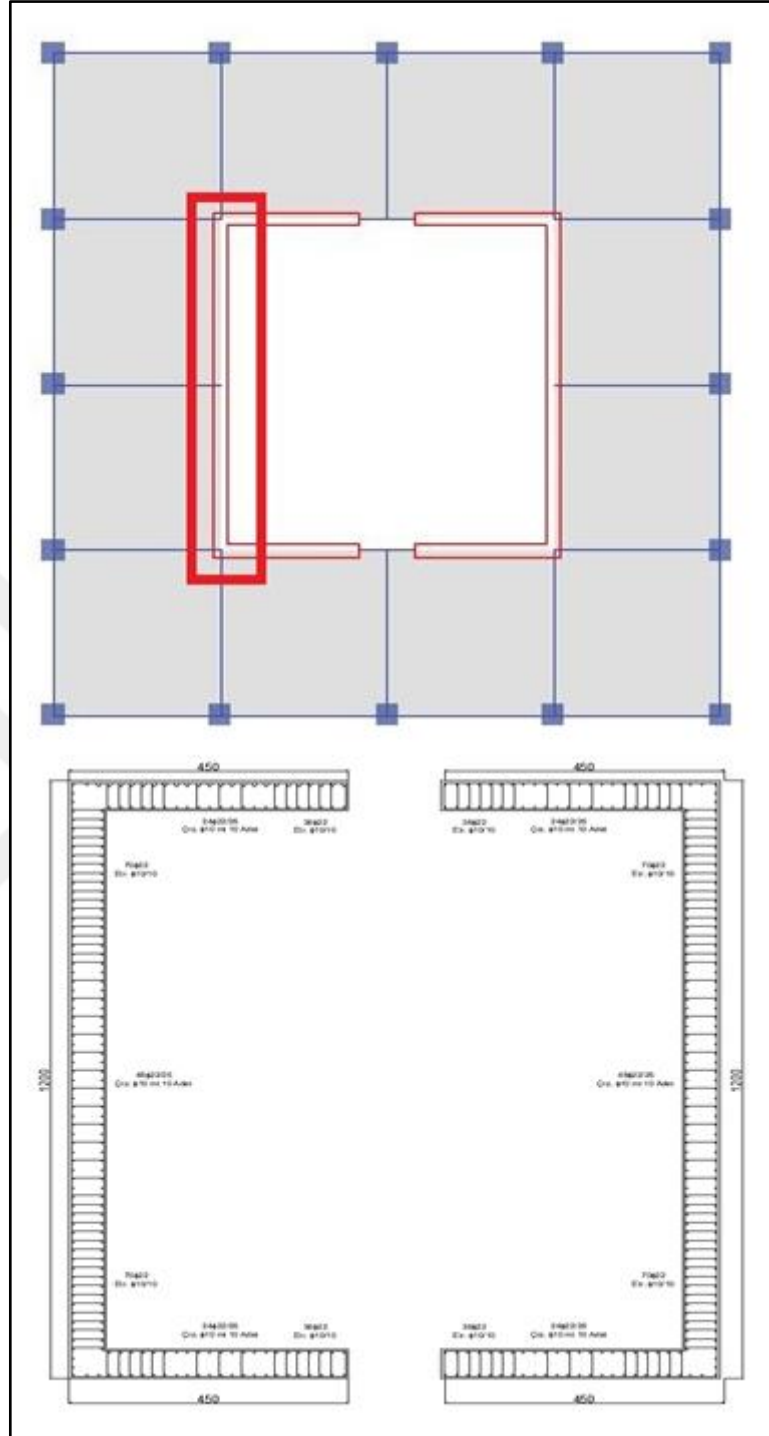
$$\varepsilon_s^{(KH)}=0,75\varepsilon_s^{(GÖ)} \quad (5.4)$$

Sınırlı Hasar (SH) performans düzeyi için beton birim şekil değiştirme sınırı Denklem 5.5’de, donatı çeliği için belirlenen birim şekil değiştirme sınırı Denklem 5.6’da verilmiştir.

$$\varepsilon_c^{(SH)}=0,0025 \quad (5.5)$$

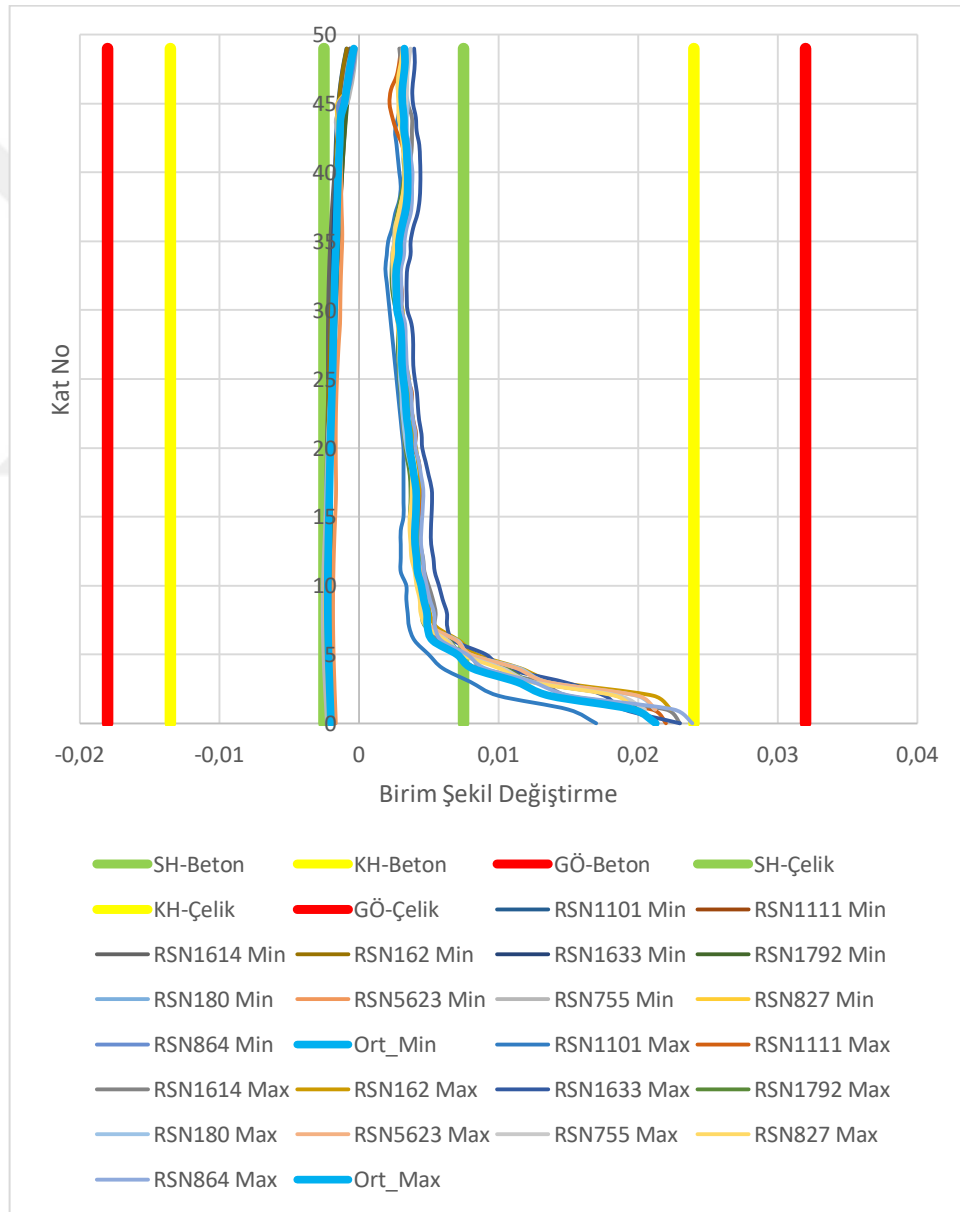
$$\varepsilon_s^{(SH)}=0,0075 \quad (5.6)$$

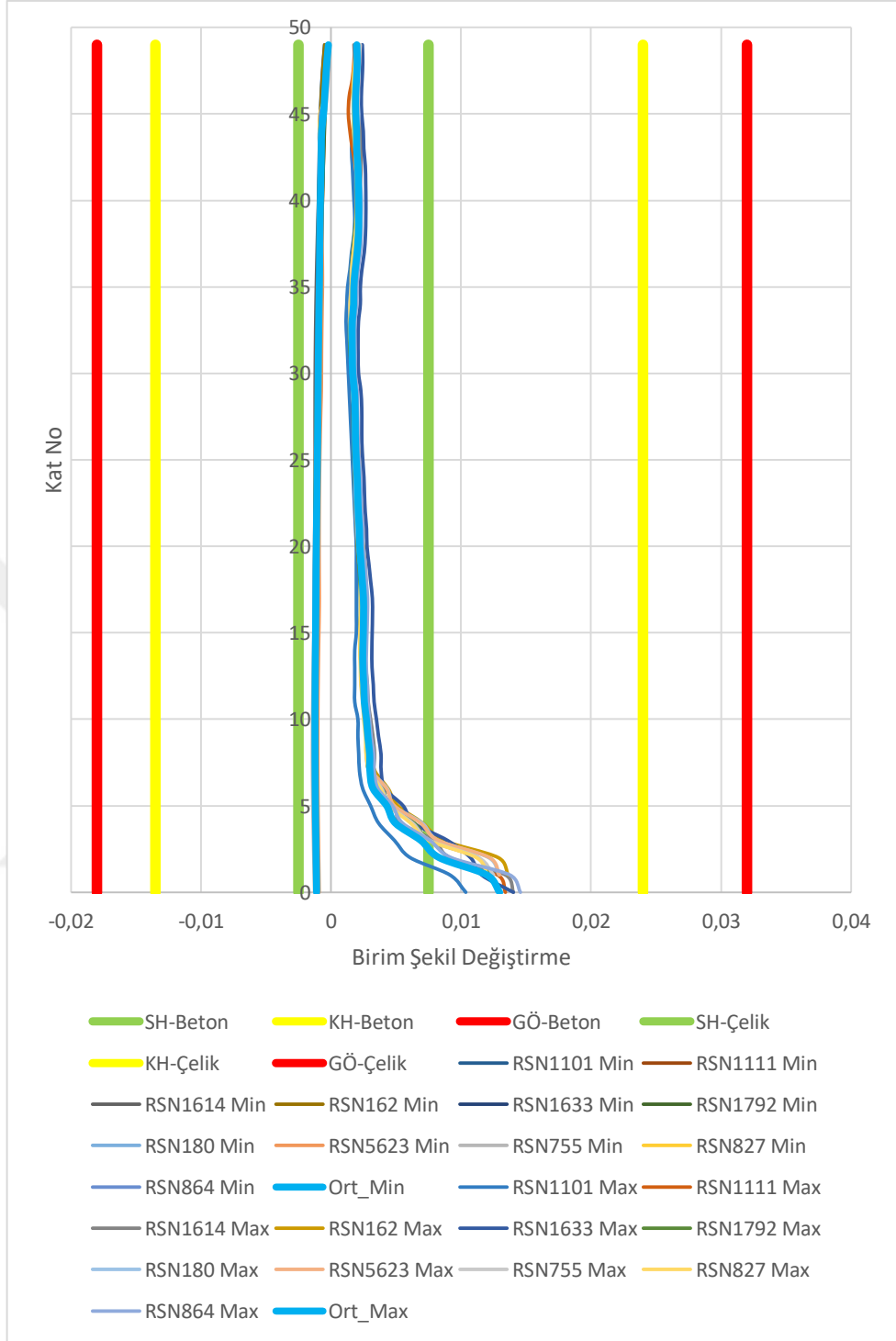
İncelenen perdenin plandaki yeri ve perde detayı Şekil 5.24’te gösterilmiştir.



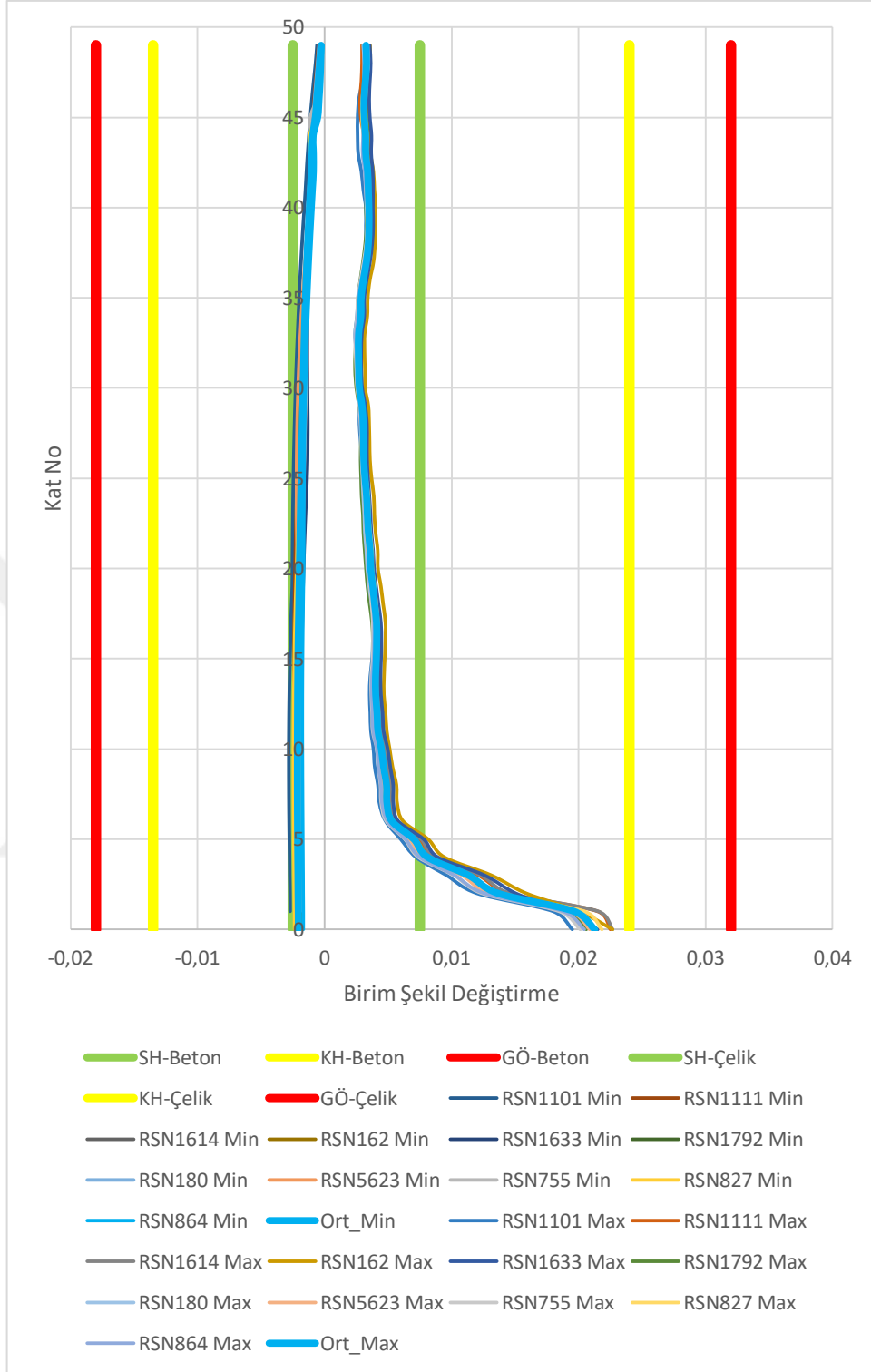
Şekil 5.24. İncelenen perde elemanının plandaki yeri ve perde detayı

Yapılan analizler sonrasında binaya sayısal ortamda uygulanan 11 deprem yer hareketi sonrasında seçilen elemanda oluşan birim şekil değiştirme değerleri belirlenmiştir. Elde edilen sonuçlar H1 deprem doğrultusu için perdenin üst kısmında oluşan birim şekil değiştirme değerleri Şekil 5.25’de, H1 deprem doğrultusu için perdenin alt kısmında oluşan birim şekil değiştirme değerleri Şekil 5.26’da, H2 deprem doğrultusu için perdenin üst kısmında oluşan birim şekil değiştirme değerleri Şekil 5.27’de ve H2 deprem doğrultusu için perdenin alt kısmında oluşan birim şekil değiştirme değerleri Şekil 5.28’de verilmiştir.

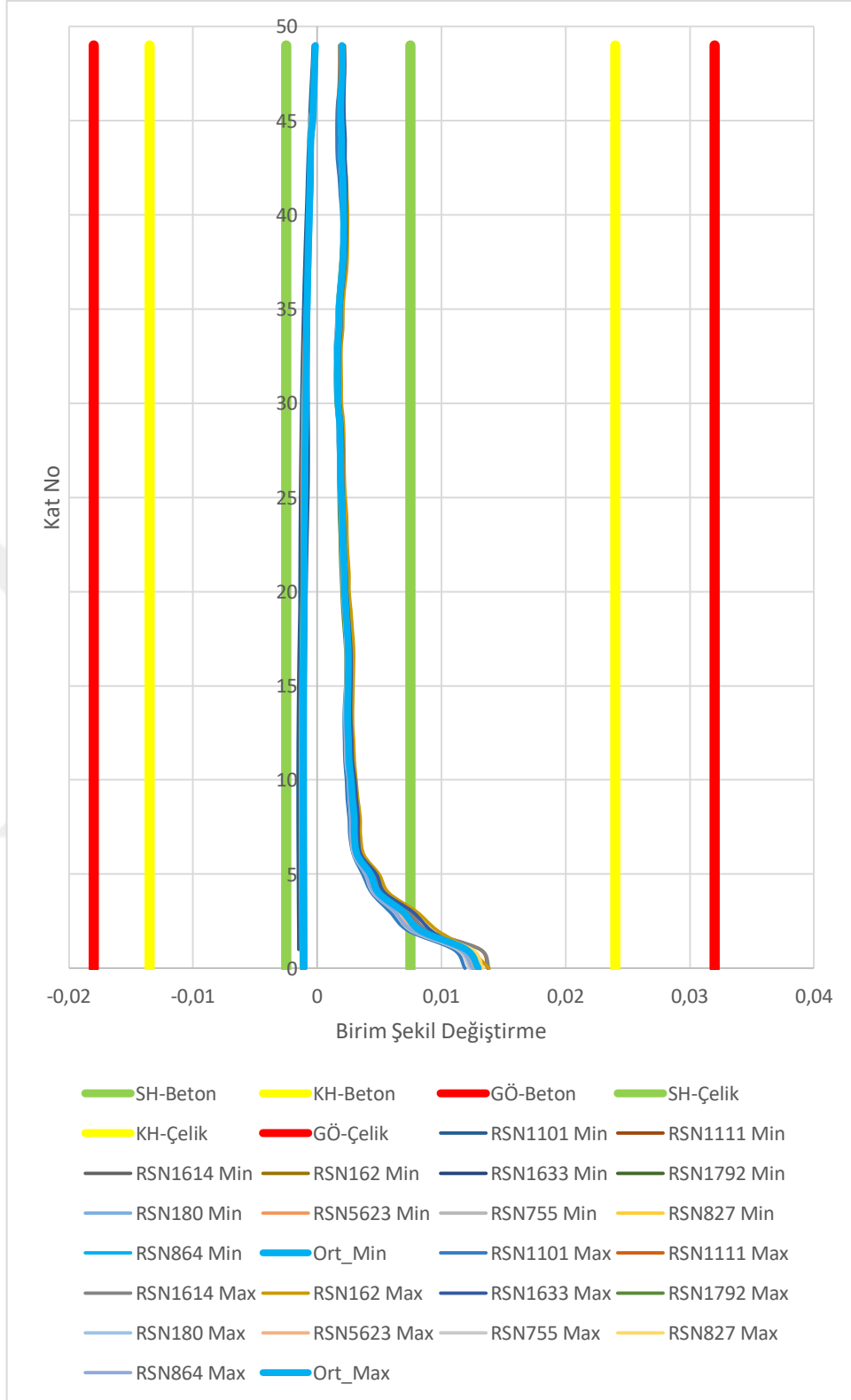




Şekil 5.26. H1 deprem yüklemesi sonucunda perdenin alt kısmının birim şekil değişirme grafiği



Şekil 5.27. H2 deprem yüklemesi sonucunda perdenin üst kısmının birim şekil değişirme grafiği



Şekil 5.28. H2 deprem yüklemesi sonucunda perdenin alt kısmının birim şekil değişirme grafiği



## 5.7. Kolonların Performans Değerlendirmesi

İncelenen yapıda kolonlar yığılı plastisite modeli içinde yer alan plastik mafsal model tekniği kullanılarak modellenmiştir. Plastik mafsal modeli ile yapılan yapısal analiz kolon elemanlarında oluşan plastik dönme değerlerini vermektedir. TBDY(2018) kapsamında elemanların farklı performans düzeyleri için izin verilen plastik dönme değerleri aşağıda özetlenmiştir.

Göçmenin Önlenmesi (GÖ) performans düzeyi için plastik dönme sınırı Denklem 5.7’de verilmiştir.

$$\theta_p^{(GÖ)} = \frac{2}{3} \left[ (\theta_u - \theta_y) L_p \left( 1 - 0,5 \frac{L_p}{L_s} \right) + 4,5 \theta_u d_b \right] \quad (5.7)$$

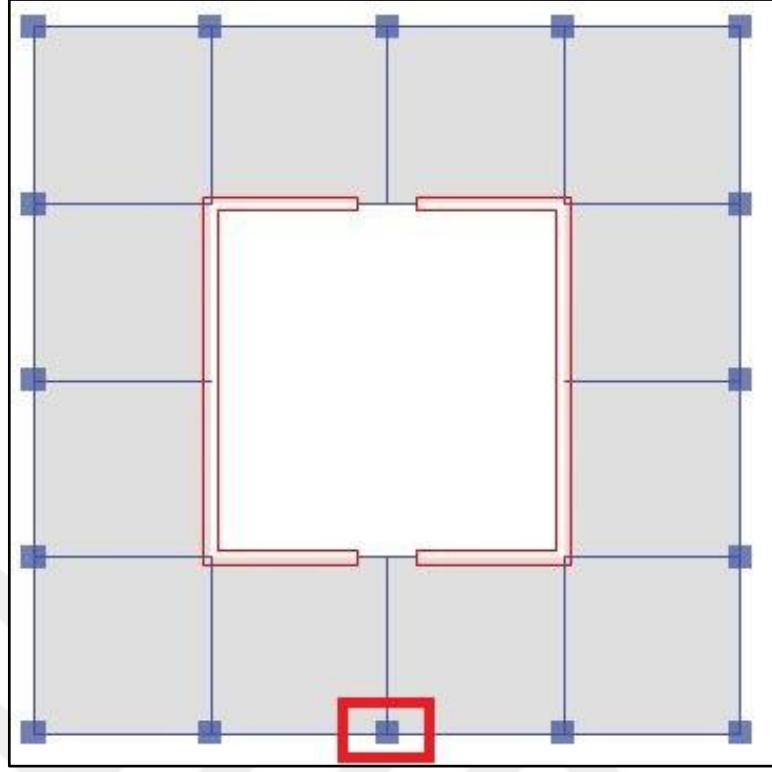
Kontrollü Hasar (KH) performans düzeyi için plastik dönme sınırı Denklem 5.8’de verilmiştir.

$$\theta_p^{(KH)} = 0,75 \theta_p^{(GÖ)} \quad (5.8)$$

Sınırlı Hasar (SH) performans düzeyi için plastik dönme sınırı Denklem 5.9’de verilmiştir.

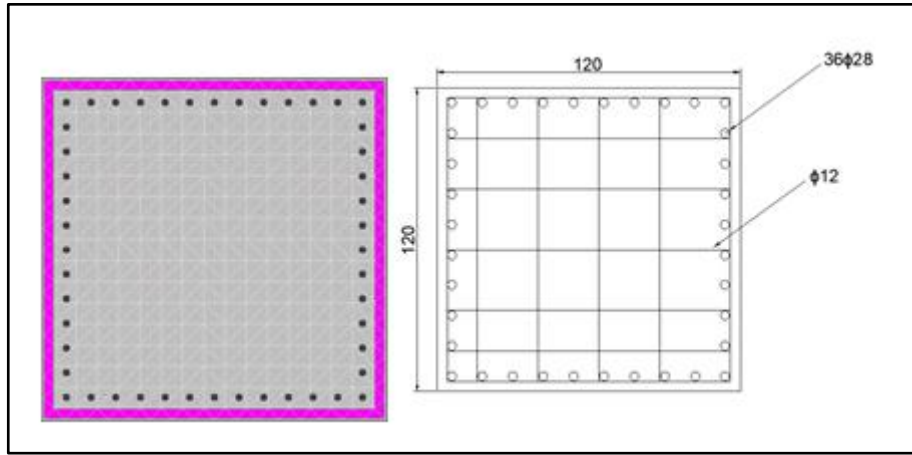
$$\theta_p^{(SH)} = 0 \quad (5.9)$$

İncelenen elemanın plandaki yeri Şekil 5.29’da verilmiştir.

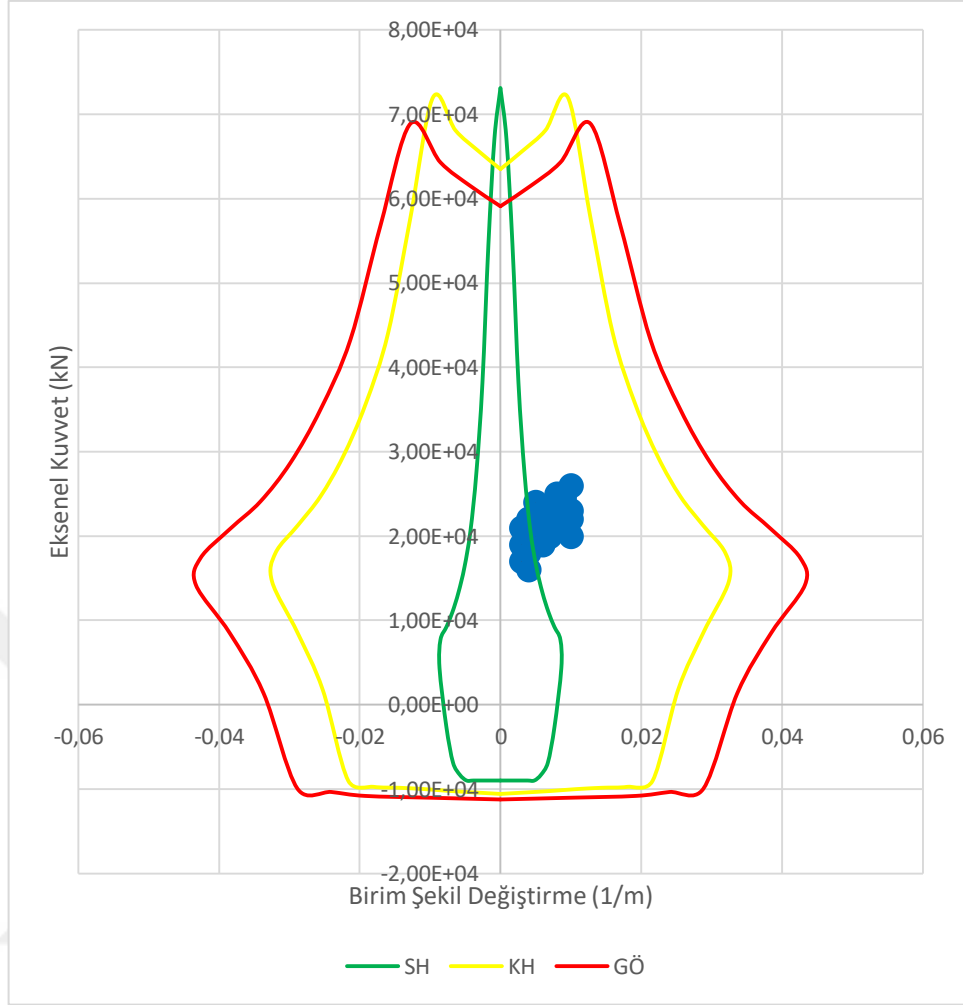


Şekil 5.29. İncelenen kolon elemanının plandaki yeri

Yapılan analizler sonrasında binaya nümerik ortamda uygulanan 11 deprem yer hareketi sonrasında seçilen elemanda oluşan plastik dönme değerleri belirlenmiştir. XTRACT yazılımı kullanılarak seçilen elemanda farklı performans seviyesi için aksenal kuvvet-dönme grafiği elde edilmiştir. İncelenen kolonun XTRACT modeli Şekil 5.30'da ve elde edilen kolon performans değerlendirme sonuçları Şekil 5.31'de verilmiştir



Şekil 5.30. İncelenen kolon elemanı



Şekil 5.31. İncelenen kolonun aksel kuvvet dönme grafiği

### 5.8. Kirişlerin Performans Değerlendirmesi

İncelenen yapıda kirişler yığılı plastisite modeli içinde yer alan plastik mafsal model tekniği kullanılarak modellenmiştir. Plastik mafsal modeli ile yapılan yapısal analiz kiriş elemanlarında oluşan plastik dönme değerlerini vermektedir. TBDY(2018) kapsamında elemanların farklı performans düzeyleri için izin verilen plastik dönme değerleri aşağıda özetlenmiştir.

Göçmenin Önlenmesi (GÖ) performans düzeyi için plastik dönme sınırı Denklem 5.10'da verilmiştir.

$$\theta_p^{(GÖ)} = \frac{2}{3} \left[ (\theta_u - \theta_v) L_p \left( 1 - 0,5 \frac{L_p}{L_s} \right) + 4,5 \theta_u d_b \right] \quad (5.10)$$

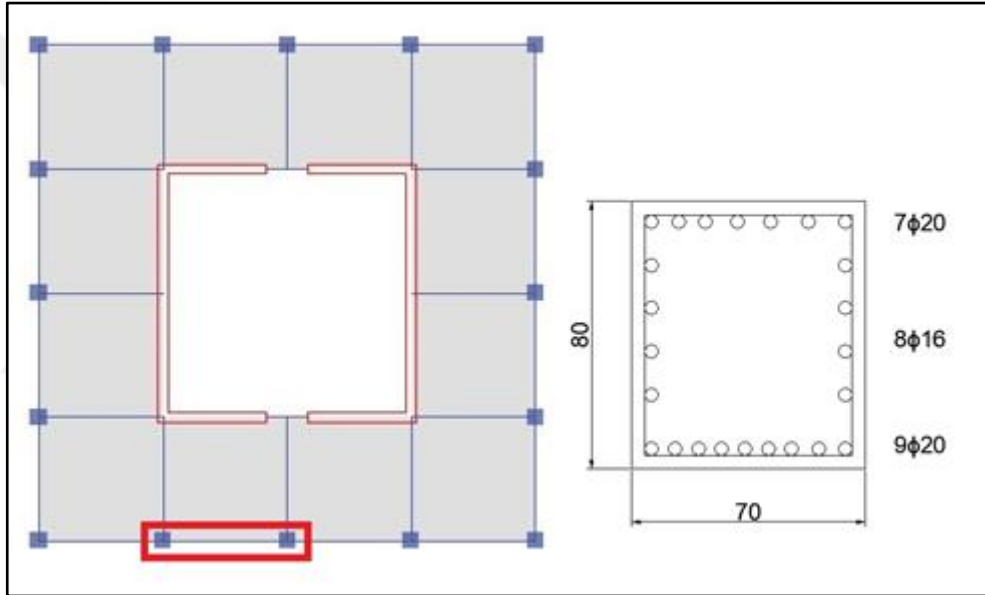
Kontrollü Hasar (KH) performans düzeyi için plastik dönme sınırı Denklem 5.11’de verilmiştir.

$$\theta_p^{(KH)}=0,75\theta_p^{(GÖ)} \quad (5.11)$$

Sınırlı Hasar (SH) performans düzeyi için plastik dönme sınırı Denklem 5.12’de verilmiştir.

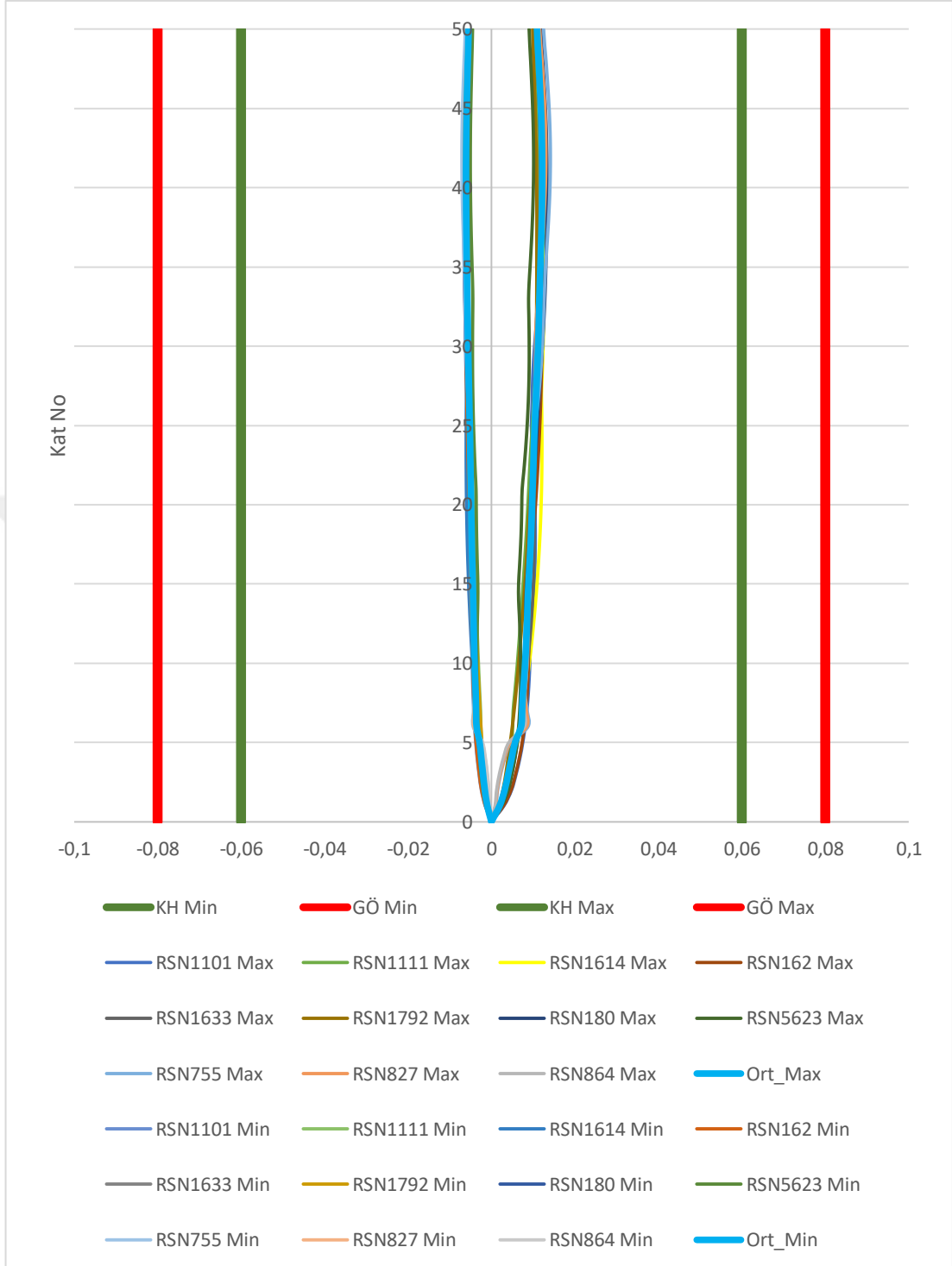
$$\theta_p^{(SH)}=0 \quad (5.12)$$

İncelenen elemanın plandaki yeri ve kiriş detayı Şekil 5.32’de verilmiştir.

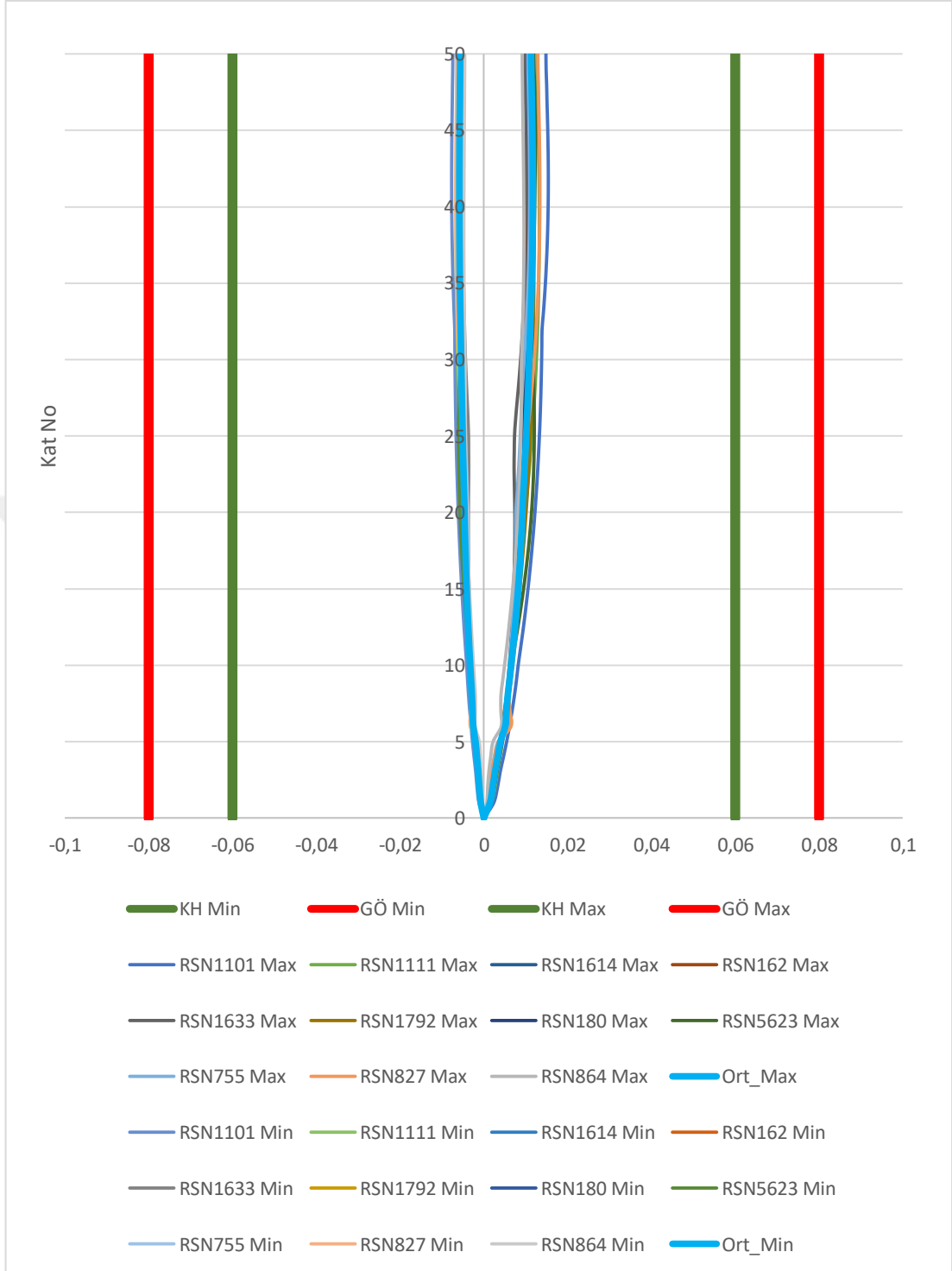


Şekil 5.32. İncelenen kiriş elemanın plandaki yeri ve kiriş detayı

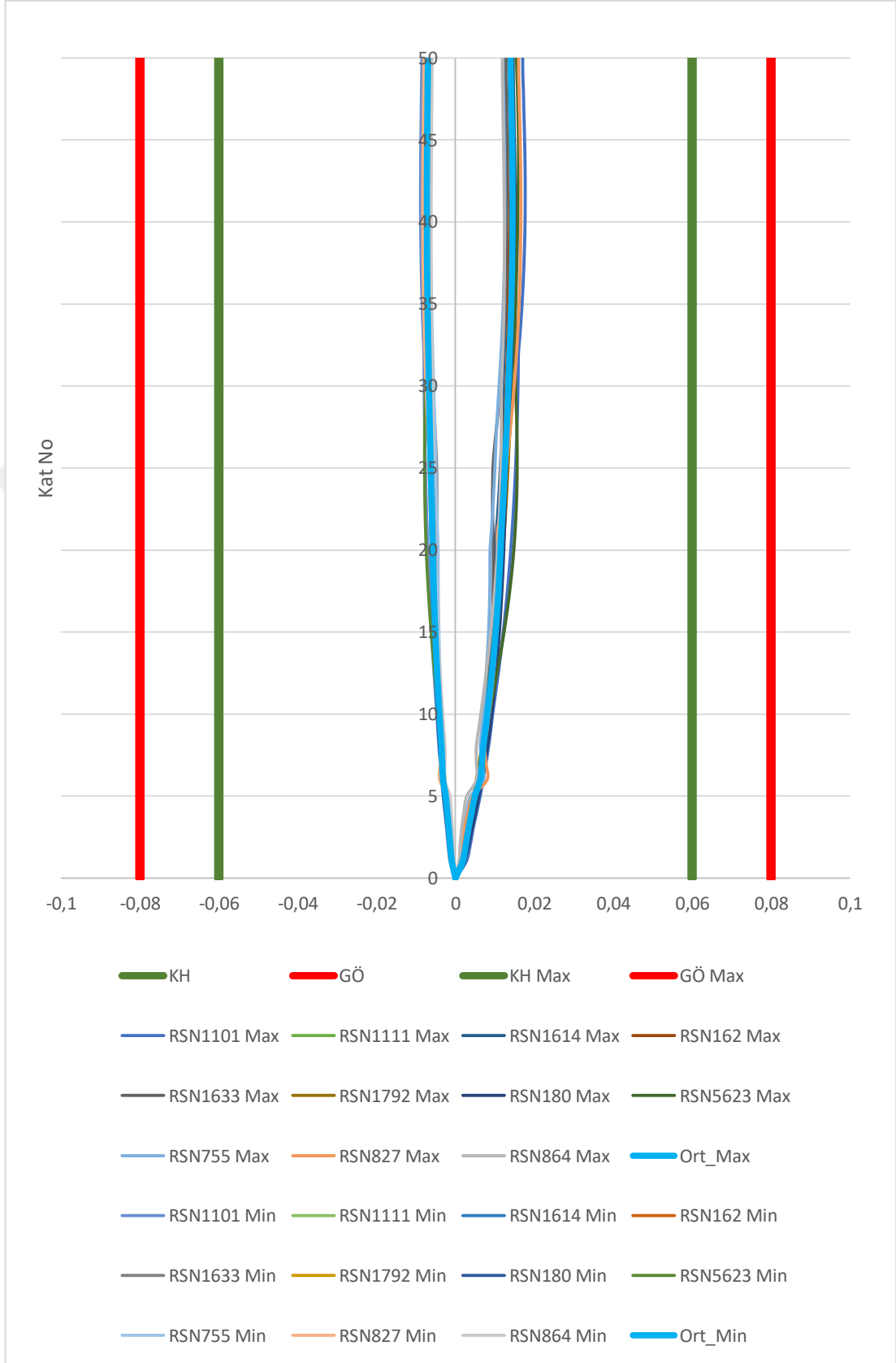
Yapılan analizler sonrasında binaya nümerik ortamda uygulanan 11 deprem yer hareketi sonrasında seçilen elemanda oluşan plastik dönme değerleri belirlenmiştir. Elde edilen sonuçlar H1 deprem doğrultusu için kirişin i ucunda oluşan plastik dönme değerleri Şekil 5.33’de, H1 deprem doğrultusu için kirişin j ucunda oluşan plastik dönme değerleri Şekil 5.34’de, H2 deprem doğrultusu için kirişin i ucunda oluşan plastik dönme değerleri Şekil 5.35’de ve H2 deprem doğrultusu için kirişin j ucunda oluşan plastik dönme değerleri Şekil 5.36 ‘de, verilmiştir.



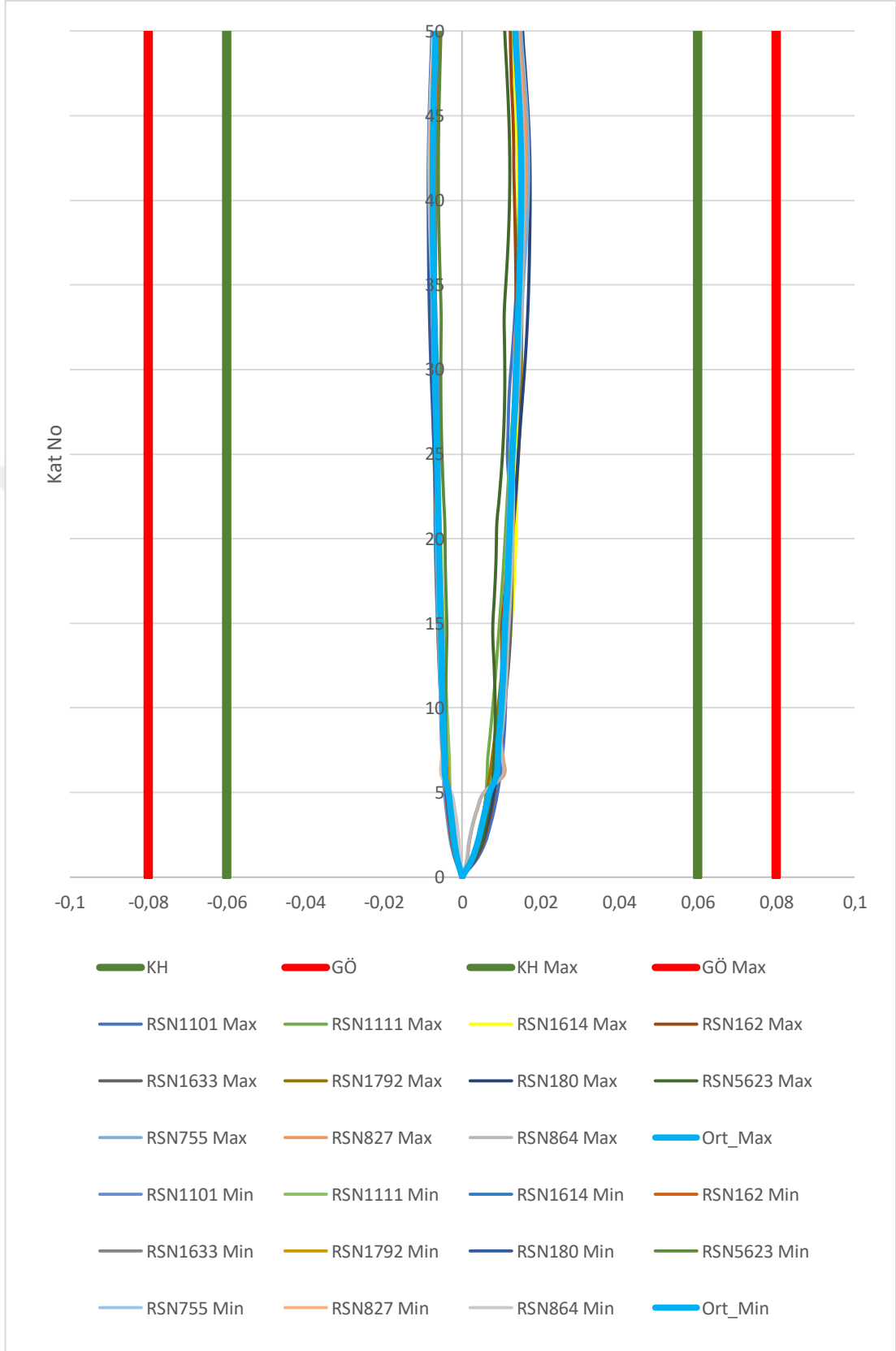
Şekil 5.33. H1 deprem yüklemesi sonucunda kirişin i ucunda meydana gelen dönme



Şekil 5.34. H1 deprem yüklemesi sonucunda kirişin j ucunda meydana gelen dönme



Şekil 5.35. H2 deprem yüklemesi sonucunda kirişin i ucunda meydana gelen dönme

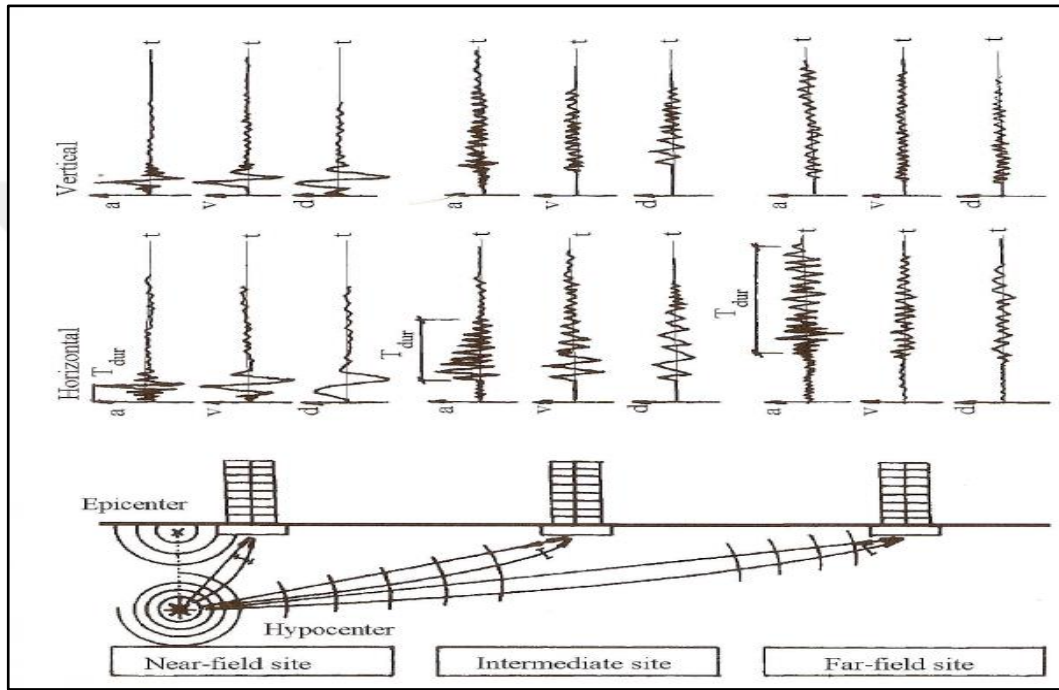


Şekil 5.36. H2 deprem yüklemesi sonucunda kirişin j ucunda meydana gelen dönme



## 5.9. Uzak ve Yakın Alan Depremlerin Yüksek Yapı Davranışına Etkisi

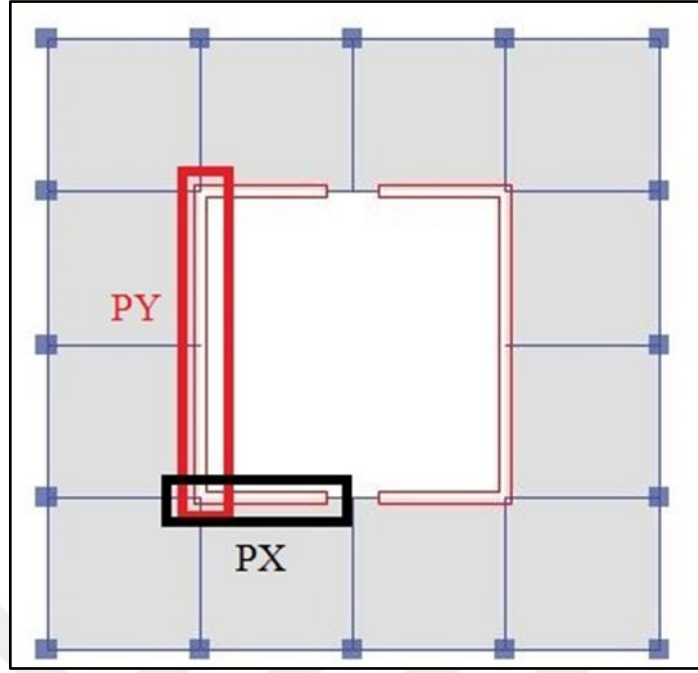
Depremler sonucu elde edilen kayıtlar deprem merkezinin kayıtçı üssüne mesafesi bakımından uzak ve yakın alan deprem kayıtları olarak adlandırılır. Deprem etkisi genellikle merkez üssünden uzaklaştıkça etkileri azalır. Fakat uzak alan kayıtlarda ise depremin etki süresi buna bağlı olarak deprem frekans içeriği değişmektedir. Şekil 5.37’de bu durum açıklanmıştır.



Şekil 5.37. Uzak ve yakın alan depremlerin ivme, hız ve deplasman bileşenleri

Şekil 5.37’de görüldüğü üzere deprem ana merkez üssünden uzaklaştıkça depremin etki süresi artmaktadır. Bu durum aynı depremin farklı mesafelerde elde edilen kayıtlar arasında farklı frekans içeriğine sahip olmasına neden olmaktadır. Bu kayıtlar aynı spektruma göre ölçeklendirilseler dahi bu farklı frekans içeriği yapıda farklı tepkilere neden olacaktır. Depremin uzak ve yakın alan özellikleri aşağıda yapılan nümerik bir çalışma ile açıklanmıştır.

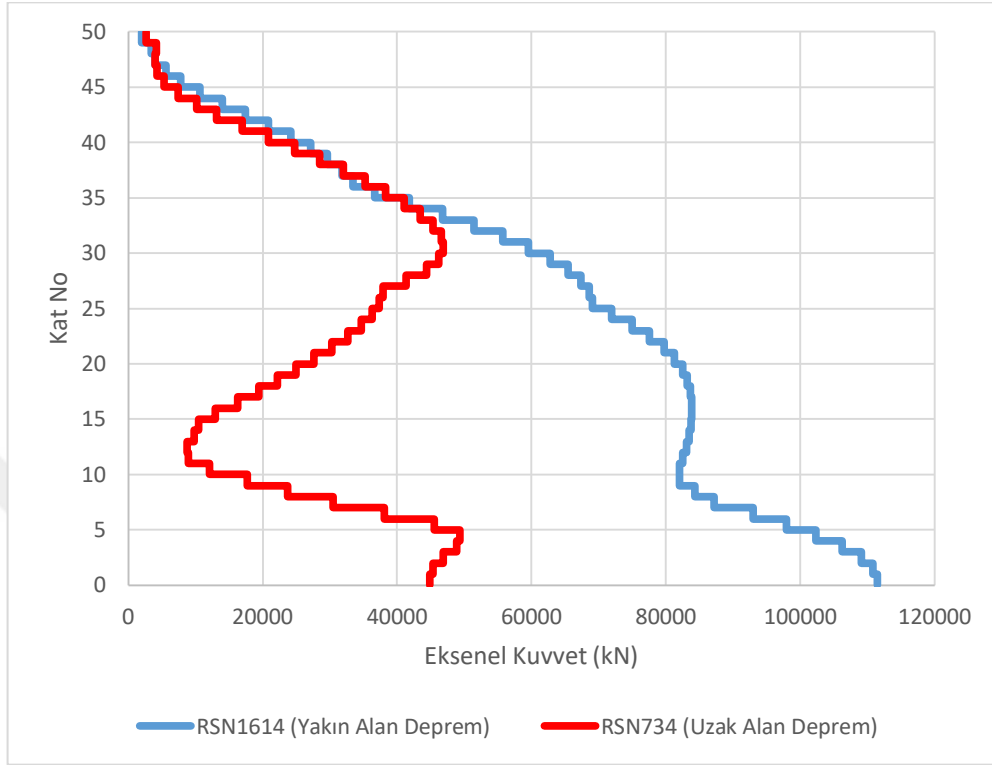
Çalışma kapsamında Şekil 5.38’de verilen kat planı üzerinde PX ve PY perdelerinin seçilen uzak ve yakın alan etkilere gösterdikleri tepki karşılaştırılmıştır.



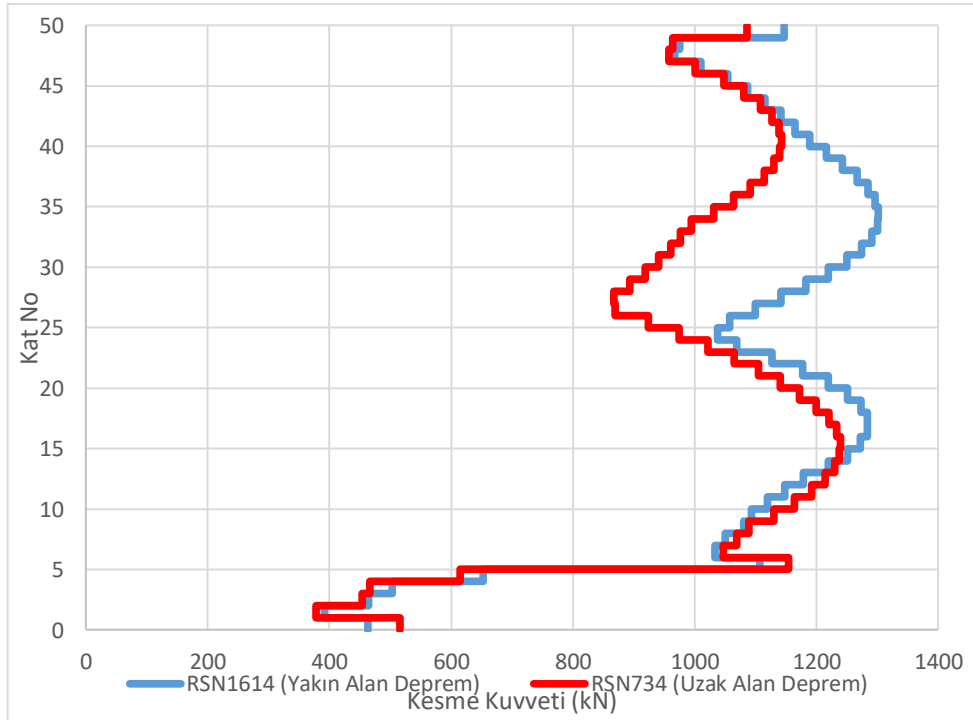
Şekil 5.38. İncelenen perde elemanlarının plandaki görüntüsü

Yapılan çalışmada incelenen her iki perdede tüm katlar boyunca oluşan en büyük kesme kuvveti, aksenal kuvvet ve moment değerleri Şekil 5.39, Şekil 5.40, Şekil 5.41, Şekil 5.42 Şekil 5.43 ve Şekil 5.44'de verilmiştir. Bu sonuçlara göre kesme kuvveti ve moment diyagramı belirli bir kat seviyesine kadar uzak ve yakın deprem için benzer değerler oluşturmuştur. Fakat bu katlardan sonra yakın alan deprem daha yüksek mertebelerde kesme kuvveti ve moment meydana getirmiştir. Bu durum deprem kayıtlarındaki frekans içeriğinin değişmesi ile ilgilidir. Yakın alan depremlerde deprem etkisi yapıya daha kısa sürede fakat daha büyük bir genlikle etki etmektedir. Bu genlik yapıda daha yüksek miktarda iç kuvvetleri meydana getirmektedir. Aksenal kuvvetteki farklı davranışlar ise uzak alan deprem etkisinin yapıda uyandırdığı yüksek mod katkıları ile ilgilidir. Bu mod katkıları elemanlarda alışılmışın aksine etkiler oluşturmuştur. Ayrıca uzak ve yakın alan depremlerin yapıda meydana getirdiği tepe deplasman eğrisi Şekil 5.45'de verilmiştir. Bu eğride görüldüğü üzere uzak alan deprem yapıda daha uzun süre salınım yapmasına sebep olmuştur. Bu durum deprem etki süresinin uzak alan depremlerde daha uzun olması ile ilgilidir. Yakın alan depremde ise depremin olduğu anda ki yapılan yüksek deplasmanlar deprem etkisi bitince azalış göstermektedir. Ayrıca uygulanan uzak

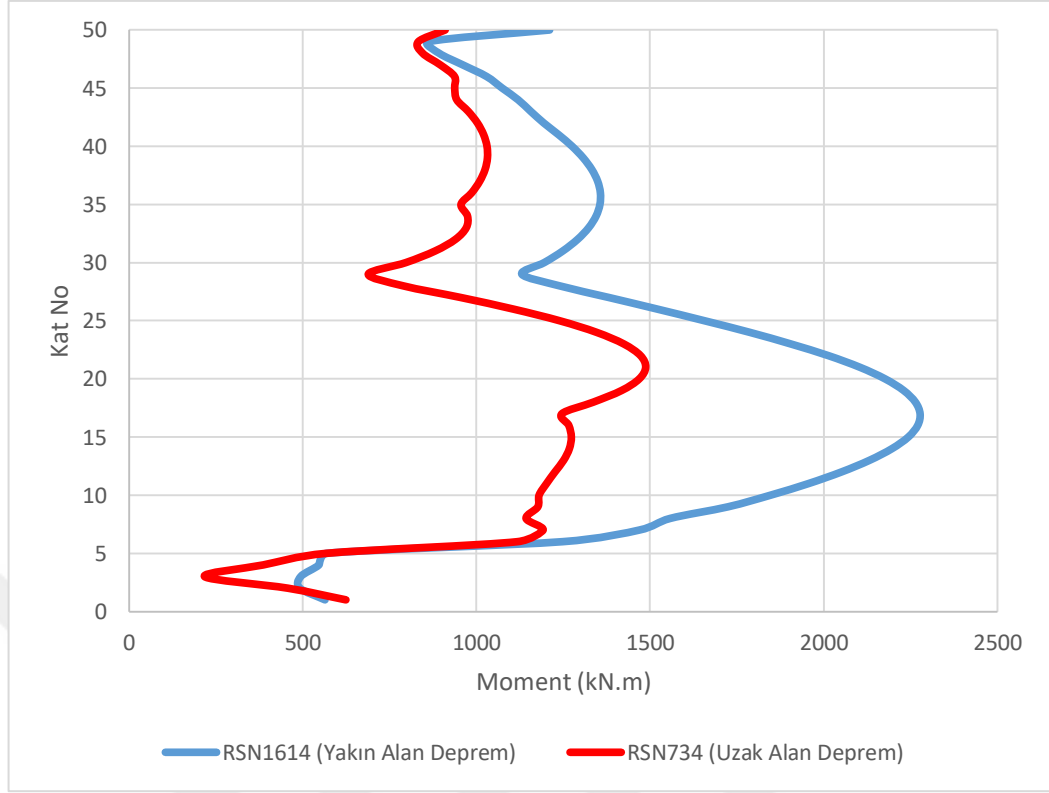
alan depremin yapıda bir miktar kalıcı hasar meydana getirdiği Şekil 5.45’de görülmüştür.



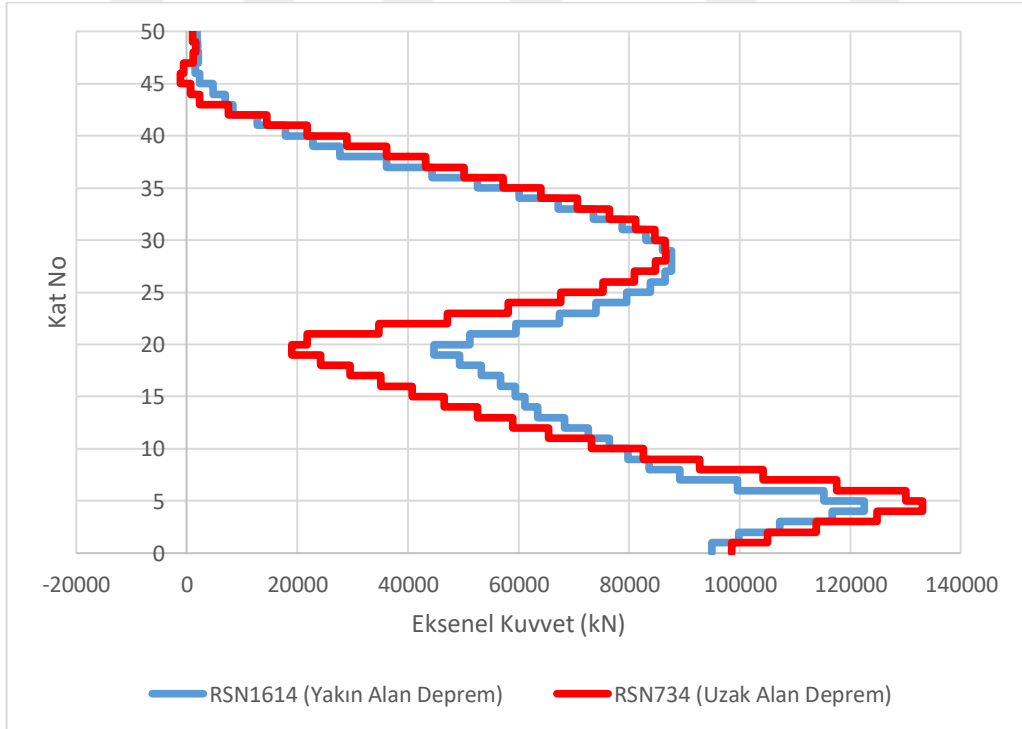
Şekil 5.39. İncelenen PX elemanlarının eksenel kuvvetlerinin karşılaştırılması



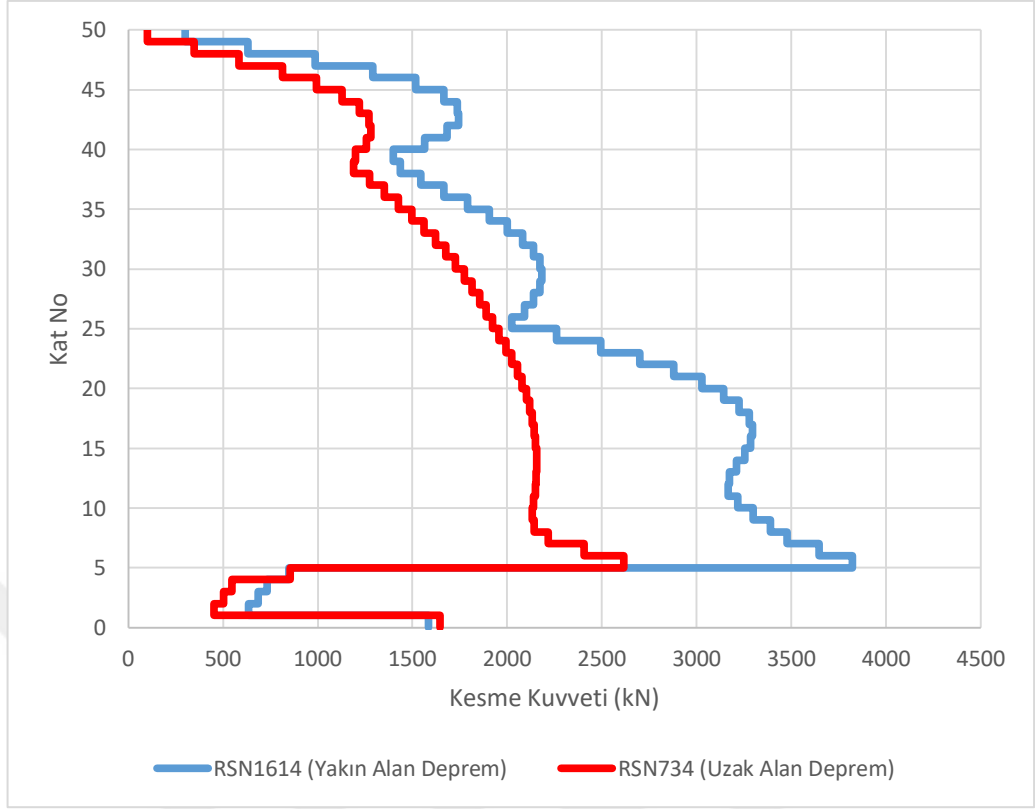
Şekil 5.40. İncelenen PX elemanlarının kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması



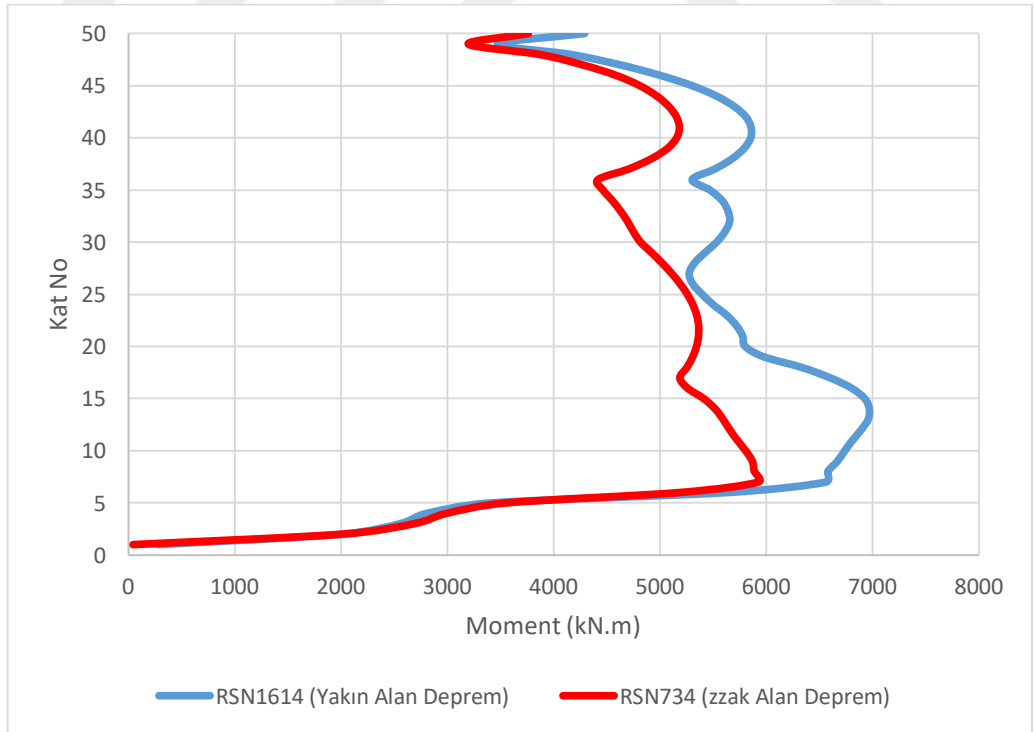
Şekil 5.41. İncelenen PX elemanlarının momentlerinin karşılaştırılması



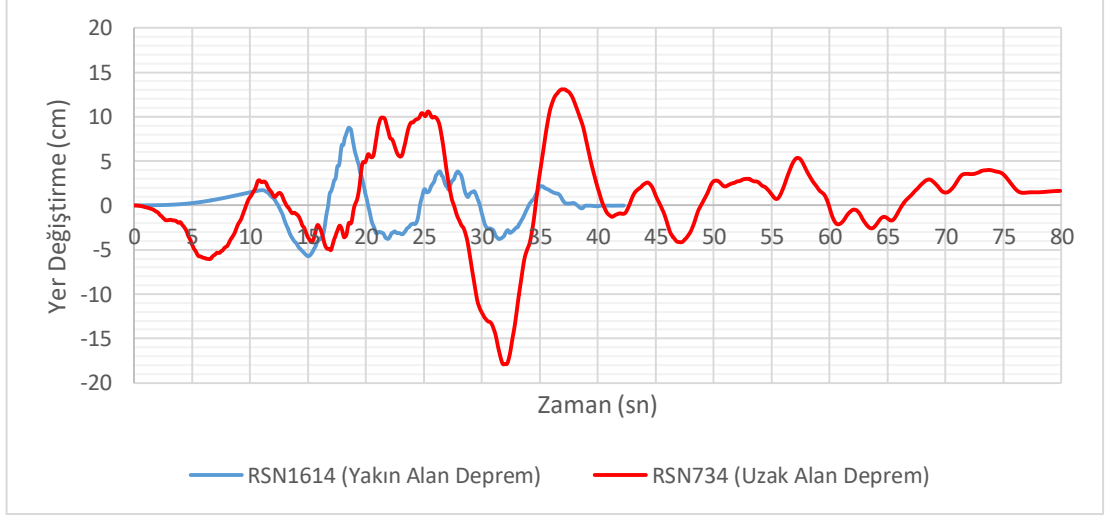
Şekil 5.42. İncelenen PY elemanlarının eksenel kuvvetlerinin karşılaştırılması



Şekil 5.43. İncelenen PY elemanlarının kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması



Şekil 5.44. İncelenen PY elemanlarının momentlerinin karşılaştırılması



Şekil 5.45. Yapıda uzak ve yakın alan depremin neden olduğu tepe deplasmanın karşılaştırılması

## 6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmada, performansa dayalı tasarım ve değerlendirme ilkeleri çerçevesinde, betonarme çekirdek ve çerçeve taşıyıcı sisteme sahip 50 katlı yüksek bir yapının zaman tanım alanında doğrusal olmayan çözümleme yöntemi kullanılarak deprem performansının belirlenmesi ve performans değerlendirmesi gerçekleştirilmiştir. Çalışmada, yapısal taşıyıcı sistem PERFORM-3D programında malzeme ve geometri özellikleri bakımından doğrusal olmayan davranış göz önünde bulundurularak modellenmiştir. Elde edilen sonuçlar şu şekilde özetlenebilir.

Performans değerlendirmesi yapılan kolonun ilk on ikinci kata kadar Kontrollü Hasar performans seviyesi diğer üst katlarda ise Sınırlı Hasar performans seviyesinde yer aldığı görülmüştür.

Fiber modeliyle modellenen perde elemanlarında beton birim kısılmasından kaynaklanan hasar düzeyi Sınırlı Hasar performans düzeyinde yer alırken; donatı çeliğinin birim uzamasından kaynaklanan hasar düzeyi ilk beş katta Kontrollü Hasar performans düzeyinde yer alıp diğer üst katlarda ise Kontrollü Hasar performans seviyesinde kalmıştır.

Kirişlerde plastik dönmeler Kontrollü Hasar performans düzeyinde yer aldığı belirlenmiştir.

Yapısal elemanlarda süneklik kontrolü yapılarak tüm elemanların sünek kırılma yani kesmeden göçmediği sonucuna ulaşılmıştır.

Uzak ve yakın alan depremler altında her ne kadar deprem yer hareketi kayıtları spektruma uygun bir şekilde ölçeklendirilmelerine rağmen yapıda çok farklı tepkilere yol açtığı belirlenmiştir. Uzak alan depremlerin yapıda daha uzun sürede salınımlara yol açtığı, yakın alan depremlerin ise daha büyük miktarlarda eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve moment meydana getirdiği tespit edilmiştir. Bu durum deprem kayıtlarının frekans içeriğinin farklı olması sebebiyle açıklanmaktadır. Ayrıca incelenen perde elemanının geleneksel perde eleman davranışında farklı davranış

gösterdiği belirlenmiştir. Bu durum çerçeve ve perde elemanının birlikte daha farklı davranış gösterdiğini işaret etmektedir.

Deprem etkileri altında yapıda meydana gelen görelî kat ötelemelerinde her bir yön için örneğin H1 yönü için H2 depreminin oluşturduğu görelî kat ötelemeleri daha elverişsiz sonuçlara neden olmaktadır. Bu durum ise bir deprem doğrultusu için diğerk deprem doğrultusunun yapıda bir takım yüksek burulma modlarını ortaya çıkardığı böylece daha yüksek miktarda görelî kat ötelemelerine sebep olduğu düşünülmektedir.

Aynı şekilde uzak alan depremlerinde yapıda farklı yüksek modların açığa çıkmasına neden olduğu elde edilen sonuçlar ışığında belirlenmiştir.

Araştırma kapsamında yapısal elemanlardan çubuk eleman olarak adlandırılan kolon ve kiriş elemanlarının yığılı plastiklik modeli ile perde ve diğerk düzlemsel elemanların ise yayılı plastiklik modeli kullanılarak modellenmesi gerçek yapı davranışını daha iyi anlamada büyük öneme sahip olduğu kanısına varılmıştır.



## KAYNAKLAR

- [1] Budak E., Performance Based Seismic Design of Reinforced Concrete Tall Buildings, Yüksek Lisans Tezi, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara, 2015, 416467.
- [2] Saral E., Betonarme Yüksek Yapıların Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemleri ile Deprem Performanslarının, Yüksek Lisans Tezi, Dokuz Eylül Üniversitesi, İzmir, 2015, 427994.
- [3] Akdeniz İ., Mevcut Binaların Doğrusal ve Doğrusal Olmayan Yöntemler ile Deprem Performanslarının Belirlenmesi, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, 2008, 428518.
- [4] Eroğlu A., Seismic Design Optimization and Seismic Performance of Tall Buildings Seismic Performance, Yüksek Lisans Tezi, Gebze Teknik Üniversitesi, Kocaeli, 2017, 474110.
- [5] Lauren Kimberly Fedak, Evaluation of Plastic Hinge Models and İnelastic Analysis Tools for Performance-Based Seismic Design of RC Bidge Columns, Michigan State University, A Thesis Master Of Science, Michigan, 2012.
- [6] Gözütok B., Betonarme Yüksek Bir Yapının Deprem Performansının Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Çözümleme Yöntemi Kullanılarak Belirlenmesi, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, 2011, 295346.
- [7] Dok G., 32 Katlı Betonarme Bir Yapının Deprem Performansının Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi Uygulanarak Belirlenmesi, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, 2011, 325407.
- [8] Göksu N., Betonarme Doğrusal Olmayan Davranışın Modellenmesi, Yüksek Lisans Tezi, Süleyman Demirel Üniversitesi, Isparta, 2018, 528351.
- [9] Livaoğlu R., Şancı E., Hakan Ö., ve Serhatoğlu C., Orta Dereceli Sismik Tehlike İçin Yüksek Yapı Sistemlerinin Performanslarında P-Delta Etkisinin Değerlendirilmesi, 4. Uluslararası Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı, Eskişehir, Türkiye, 11-13 Ekim 2017.
- [10] Graham H. Powell., Modeling for Structural Analysis Behavior and Basics, *Computers and Structures Inc.*, Berkeley, California, USA, 2010.
- [11] Önem G., ve Aydınoglu N., Artırımsal Spektrum Analizi (ARSA) Yönteminin Değerlendirilmesi, 6. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul, Türkiye, 16-20 Ekim 2007.

- [12] Arslan O., Mevcut Betonarme Bir Binanın Deprem Yönetmeliği Çerçevesinde Doğrusal Olmayan Dinamik Analizle Performansının Belirlenmesi, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, 2015, 381856.
- [13] Celep Z., *Deprem Mühendisliğine Giriş*, Beta Basım Yayım A.Ş., Yenibosna, İstanbul, 2018.
- [14] Zengin S., Betonarme Yapıların Enerji Sönümleyici Yastıklarla Bağlı Önüretim Perdelerle Dışarıdan Güçlendirilmesi, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, 2015, 398037.
- [15] Alıcı F. S., Kaatsız K., ve Sucuoğlu H., Genel Yük Vektörleri ile Çok Modlu İtme Analizi, 1. Türkiye Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı, Ankara, Türkiye, 11-14 Ekim 2011.
- [16] Özdemir Z., ve Fahjan Y. M., Gerçek Deprem Kayıtlarının Tasarım Spektrumuna Uygun Olarak Zaman Ve Frekans Tanım Alanlarında Ölçekleme Yöntemlerinin Karşılaştırılması, 6. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul, Türkiye, 16-20 Ekim 2007.
- [17] Graham H. Powell., Modeling for Structural Analysis Behavior and Basics, *Computers and Structures Inc.*, Berkeley, California, USA, 2010.
- [18] TBDY 2018, Türk Deprem Yönetmeliği, Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Afet İşleri, Ankara, 2018.
- [19] Mertol A., ve Mertol H. C., *Deprem Mühendisliği Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı*, Kozan Ofset, Antalya, Türkiye, 2002.
- [20] Rajasekaran S., *Structural Dynamics of Earthquake Engineering: Theory and Application Using MATHEMATICA and MATLAB*, 1st ed., Abington Hall, Cambridge, 2009.
- [21] Beyen K., Hasar Tanılama Analizlerinde Frekans-Zaman Çözümlemesi, 3. Türkiye Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı, İzmir, Türkiye, 14-16 Ekim, 2015.
- [22] SAP 2000., Structural Analysis Program, *Computers and Structures Inc.*, Berkeley, California, 2005.
- [23] Shaban N. ve Caner A., Sönüm Modelleri ve Yapısal Dinamik Analizlerin Güvenilirliği, 3. Türkiye Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı, İzmir, Türkiye, 14-16 Ekim, 2015.
- [24] LTBSDC 2015, Alternative Design Criteria, An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region-A Consensus Document, *Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council*, Los Angeles, 2015.
- [25] Chopra A.K., *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*, Prentice Hall, New Jersey, 2000.

- [26] ETABS, 2016. Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems, *Computer and Structures Inc.*, Berkeley, California.
- [27] Gerin M., Adebar P., Accounting for Shear in Seismic Analysis of Concrete Structures, *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada, August 1-6, 2004.
- [28] Hindi R., Midhat H., Simplified Trilinear Behaviour of Diagonally Reinforced Coupling Beams, *ACI Structural Journal*, 2007, **104**(2), 105-112.
- [29] Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R., Theoretical Stress-Strain Confined Concrete, *Journal of Structural Division*, 1988, **114**(2), 1804–1826.
- [30] ATC 40., Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Applied Technology Council, Washington DC., USA, 1996.
- [31] PERFORM-3D, 2006, Nonlinear Analysis and Performance Assessment of 3D Structures, *Computer and Structures Inc.*, Berkeley, California.
- [32] White, T., Adebar, P., Estimating Rotational Demands in High Rise Concrete Wall Buildings, *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada, August 1-6, 2004.
- [33] ASCE 41, Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, *American Society of Civil Engineers*, Reston, Virginia, 2006.
- [34] Çakıroğlu A., Özer E., *Malzeme Ve Geometri Değişimi Bakımından Lineer Olmayan Sistemler*, Ankara: Matbaa Teknisyenleri Basımevi, 1980.
- [35] XTRACT., Cross Sectional Analysis of Components, Imbsen Software System, Sacramento, 2001.
- [36] Baker W. F., Korista D. S., ve Novak L. C., Burj Dubai: Engineering the World's Tallest Building, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2007, **16**(2), 361-375.
- [37] Berahman F., Performance-Based Seismic Evaluation of the Icon Hotel in Dubai, United Arab Emirates. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2013, **22**(3), 300-326.
- [38] Carpenter L. D., Naeim F., Lew M., Youssef N. F., Rojas F., Saragoni G. R., Performance of Tall Buildings in Vina Del Mar in the 27 February 2010 Offshore Maule, Chile Earthquake. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2012, **20**(2), 17-36.
- [39] Epackachi S., Mirghaderi R., Esmaili O., Behbahani A. A. Vahdani S., Seismic Evaluation of a 56-Storey Residential Reinforced Concrete High-Rise Building b, Based on Nonlinear Dynamic Time-History Analysis, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2012, **21**(2), 233-248.

- [40] Harries K. A., Mcneice D. S., Performance-Based Design of High-Rise Coupled Wall Systems, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2006 **15**(2), 289-306.
- [41] Klemencic R., Fry J. A., Hooper J. D., Performance-Based Design of Tall Reinforced Concrete Ductile Core Wall Systems, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2006, **15**(3), 571-579.
- [42] Lagos R., Kupfer, M., Lindenberg, J., Bonelli P., Saragoni R., Guendelman T., Seismic Performance of High-Rise Concrete Buildings in Chile, *International Journal of High-Rise Buildings*, 2012, **1**(3), 181-194.
- [43] Liu P., Ho G., Lee, A., Yin C., Lee K., The Structural design of Tianjin Goldin Finance 117 Tower, *International Journal of High-Rise Buildings*, 2012 **1**(4), 271-281.
- [44] Wu X., Sun F., Lu, X., Qian J., Nonlinear Time History Analysis of China Pavilion for EXPO 2010 Shanghai China, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2014, **23**(2), 721-739.
- [46] Saatçioğlu M., Razvi S. R., Strength and Ductility of Confined Concrete, *Journal of Structural Engineering*, 1992, **118**(6), 1590-1607.
- [47] TS 500, Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, 2000.

## KİŞİSEL YAYIN VE ESERLER

- [1] **Özyürek K.**, Beyen, K., Yakın ve Uzak Alan Depremler Altında Düşey Düzensizlikler İçeren Betonarme Yapılardaki Deprem Davranışının İncelenmesi, *Uluslararası Türk Dünyası Fen ve Mühendislik Kongresi*, Niğde Üniversitesi, Niğde, 17-18 Haziran 2019.



## ÖZGEÇMİŞ

1993 yılında Mersin İli Silifke İlçesinde doğdu. İlk ve orta öğrenimimi Yozgat Sorgun Osman Çavuş İlköğretim okulunda tamamladı. Lise öğrenimimi Yozgat Sorgun Anadolu Lisesinde tamamladı. 2012 yılında girdiği Kocaeli Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümünden 2015 yılında İnşaat Mühendisi olarak mezun oldu. 2016-2018 yılları arasında Kocaeli Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda Yüksek Lisans öğrenimimi tamamladı. Özel sektörde İnşaat Mühendisi olarak çalışmaya devam etmektedir.

