

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BETONARME ÇERÇEVELERİN DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZİNDE
DEĞİŞİK MODELLEME STRATEJİLERİNİN ARAŞTIRILMASI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Kürşat AKTAŞ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Deprem Mühendisliği Programı

MAYIS 2015

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BETONARME ÇERÇEVELERİN DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZİNDE
DEĞİŞİK MODELLEME STRATEJİLERİNİN ARAŞTIRILMASI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Kürşat AKTAŞ
(501101220)**

**İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Deprem Mühendisliği Programı**

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Gülten GÜLAY

Eş Danışman: Yrd. Doç. Dr. İhsan Engin BAL

MAYIS 2015

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501101220 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi **Kürşat AKTAŞ**, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı **“BETONARME ÇERÇEVELERİN DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZİNDE DEĞİŞİK MODELLEME STRATEJİLERİNİN ARAŞTIRILMASI”** başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı :	Prof. Dr. Gülten GÜLAY İstanbul Teknik Üniversitesi	
Eş Danışman :	Yar.Doç. Dr. İhsan Engin BAL İstanbul Teknik Üniversitesi	
Jüri Üyeleri :	Prof. Dr. Engin ORAKDÖĞEN İstanbul Teknik Üniversitesi	
	Doç. Dr. Kutay ORAKÇAL Boğaziçi Üniversitesi	
	Doç. Dr. Hilmi LUŞ Boğaziçi Üniversitesi	

Teslim Tarihi : 22 Nisan 2015

Savunma Tarihi : 20 Mayıs 2015

ÖNSÖZ

Yüksek lisans eğitimim boyunca yardımlarını esirgemeyip bilgi ve deneyimleri ile her konuda destek olan değerli danışman hocam Sayın Prof. Dr. Gülten GÜLAY'a , eş danışman hocam Sayın Yar. Doç. Dr. İhsan Engin BAL'a ve Sayın Yar.Doç. Dr. Eleni Smyrou' ya,

Çalışma sürecindeki değerli katkıları için İnş. Yük. Müh. Hakan TOKER'e,

Hayatımın her saniyesinde karşılıksız desteklerini hiçbir zaman esirgemeyen, bugünlere gelmemde en büyük pay sahibi annem Safiye AKTAŞ'a, babam Ruhi AKTAŞ'a tüm kalbimle teşekkür ederim.

Mayıs 2015

Kürşat AKTAŞ
(İnşaat Mühendisi)

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ	iii
İÇİNDEKİLER	v
KISALTMALAR	vii
ÇİZELGE LİSTESİ	xi
ŞEKİL LİSTESİ	xiii
SEMBOL LİSTESİ	xv
ÖZET	xix
SUMMARY	xxi
1. GİRİŞ	xxiii
1.1 Tezin Amacı ve Kapsamı	1
1.2 Konu İle İlgili Çalışmalar	3
2. YAPILARIN DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞI VE BU DAVRANIŞA ETKİ EDEN FAKTÖRLER	4
2.1 Doğrusal Olmayan Davranışa Neden Olan Etkenler	9
2.2 Dış Etkiler Altındaki Doğrusal Olmayan Davranış	10
2.3 Malzeme Modelleri	10
2.4 Düzlem Çubuk Elemanlarda İç Kuvvet-Şekil Değiştirme Bağlılıkları	13
2.4.1 Moment – eğrilik bağıntısı	14
2.4.2 Karşılıklı etki diyagramı	15
2.5 Süneklik	16
2.5.1 Betonarme sistemlerde sünek davranış etkileyen faktörler	19
2.5.1.1 Eksenel yük etkisi	19
2.5.1.2 Basınç donatısının etkisi	20
2.5.1.3 Sargı etkisi	21
2.5.1.4 Çekme donatısının etkisi	22
2.5.1.5 Kesme kuvveti düzeyi	22
2.6 Betonarme Elemanlarda Çevrimsel Davranışın Hesaplarda Kullanım Amacıyla İdealleştirilmesi	23
2.7 Plastik Mafsal Hipotezi	26
2.7.1 Plastik mafsal hipotezinin esasları	28
2.7.2 Plastik mafsal boyu ile ilgili literatürdeki çalışmalar	29
3. PERFORMANSA DAYALI TASARIM VE DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ YÖNTEMLERİ	35
3.1 Deprem Yönetmeliği 2007'e Göre Yapıların Değerlendirilmesi	36
3.1.1 Yapı elemanlarının hasar sınırları ve hasar bölgeleri	36
3.1.2 Birim şekil değiştirme istemlerinin belirlenmesi	38
3.1.3 Binalar için tanımlanan performans düzeyleri	39
3.1.3.1 Hemen kullanım performans düzeyi	39
3.1.3.2 Can güvenliği performans düzeyi	40
3.1.3.3 Göçme öncesi performans düzeyi	40
3.1.3.4 Göçme durumu	41

3.1.4	Binalar için öngörülen minimum performans hedefleri	41
3.2	FEMA Raporlarında Performans Seviyeleri	42
3.2.1	Yapısal elemanlara ait performans seviyeleri ve bölgeleri	42
3.2.2	Yapısal olmayan elemanlara ait performans seviyeleri	44
3.2.3	Bina performans seviyeleri	44
3.3	Doğrusal Olmayan Statik Analiz Yöntemleri	46
3.3.1	Kapasite Spektrum Yöntemi (KSY)	47
3.3.1.1	Kapasite Spektrum Yöntemi ATC 40 ile yerdeğiştirme talebi ve performans noktasının belirlenmesi	48
3.3.1.2	FEMA 440 eşdeğer doğrusallaştırma yöntemine göre performans noktasının belirlenmesi	54
3.3.1.3	Histeretik davranış tipleri	58
3.3.2	Yerdeğiştirme katsayıları yöntemi (YKY)	58
3.3.2.1	YKY FEMA 356 ile maksimum (hedef) yerdeğiştirmenin belirlenmesi	60
3.3.2.2	YKY FEMA 440 ile maksimum (Hedef) yerdeğiştirmenin belirlenmesi	63
4.	ÖRNEK BETONARME ÇERÇEVE SİSTEMİN VE DENEYSEL ÇALIŞMALARIN TANITILMASI	65
4.1	ICONS Betonarme Çerçeve	65
4.1.1	Giriş	65
4.1.2	Geometri ve donatı detayları	68
4.1.3	Donatı detaylarının modern yönetmeliklere göre değerlendirilmesi	72
4.1.4	Malzeme özellikleri	76
4.1.5	Düşey yükler	78
4.1.6	Deprem kayıtları	79
5.	NUMERİK MODELLERİN TANIMLANMASI VE ANALİZ SONUÇLARININ DENEYSEL VERİLERLE DOĞRULANMASI	83
5.1	Numerik Modellerin Tanımlanması	84
5.1.1	Model-01 (default model) karakteristik özellikleri	84
5.1.1.1	Taşıyıcı sistem kesitlerinin tanımlanması	85
5.1.1.2	Malzeme mekanik özellikleri	86
5.1.1.3	Plastik mafsallık özellikleri	88
5.1.1.4	Sönümün belirlenmesi	91
5.1.1.5	Performans noktalarının belirlenmesi	93
5.1.2	Model-02' ye ait etken parametrenin belirlenmesi	95
5.1.3	Model-03' e ait etken parametrenin belirlenmesi	97
5.1.4	Model-04' e ait etken parametrenin belirlenmesi	97
5.1.5	Model-05' e ait etken parametrenin belirlenmesi	98
5.1.6	Model-06' ya ait etken parametrenin belirlenmesi	98
5.2	Numerik Modellerin Doğrusal Olmayan Analiz Sonuçlarının Belirlenmesi	99
5.2.1	Model-01 analiz sonuçları	102
5.2.2	Model-02 analiz sonuçları	105
5.2.3	Model-03 analiz sonuçları	108
5.2.4	Model-04 analiz sonuçları	111
5.2.5	Model-05 analiz sonuçları	112
5.2.6	Model-06 analiz sonuçları	115
6.	SONUÇLAR	119
	KAYNAKLAR	121

EK – A
ÖZGEÇMİŞ

126
145

KISALTMALAR

AEDYY : Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi

D.B.Y.B.H.Y : Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik

ICONS : Innovative seismic design CONcepts for new and existing Structures

JRC : Joint Research Centre

KSY : Kapasite Spektrum Yöntemi

LNEC : Laboratório Nacional de Engenharia Civil (Portugal)

SAP 2000 : Structural Analysis Programme 2000

TMR : Training and Mobility of Researchers

YKY : Yerdeğiştirme Katsayıları Yöntemi

ZTADOA : Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz

ÇİZELGE LİSTESİ

Çizelge 3.1 : Binalar için öngörülen minimum performans hedefleri[7].	41
Çizelge 3.2 : Performans değerlendirmesinde kullanılan depremler[30]	41
Çizelge 3.3 : ATC 40 ve FEMA 356’da tanımlanan bina performans seviyeleri [8]	44
Çizelge 3.4 : Sönüm düzeltme çarpanı (κ) değerleri [8].	51
Çizelge 3.5 : Yapısal davranış tipleri [8]	51
Çizelge 3.6 : Minimum SR_A ve SR_V değerleri [8].	52
Çizelge 3.7 : Etkin sönümün (β_{eff}) hesabı için gerekli katsayılar [8]	55
Çizelge 3.8 : Etkin periyodun (T_{eff}) hesabı için gerekli katsayılar [8]	56
Çizelge 3.9 : C_0 düzeltme katsayısı değerleri [8]	61
Çizelge 3.10 : Etkin kütle çarpanı (C_m) için değerler [8]	62
Çizelge 3.11 : C_2 düzeltme katsayısı için değerler [8].	62
Çizelge 4.1 : Deney programı [10]	67
Çizelge 4.2 : EC8 ve EC2’ ye göre yatay donatı aralıkları.	74
Çizelge 4.3 : Kolon enine donatı hacimsel oranları.	74
Çizelge 4.4 : Kolon boyuna donatı oranları.	75
Çizelge 4.5 : C16/20 Nominal dayanım değerleri	76
Çizelge 4.6 : Beton numunelerine ait ortalama basınç dayanımı değerleri	76
Çizelge 4.7 : Fe B22k Nominal değerler	77
Çizelge 4.8 : Donatı çeliği numunelerine ait ortalama mekanik değerler	77
Çizelge 5.1 : Numerik model detayları.	84
Çizelge 5.2 : Beton ortalama basınç dayanımının elde edilmesi	88
Çizelge 5.3 : Kirişlerin performans seviyesi sınırlarına ait Θ_p değerleri [8]	94
Çizelge 5.4 : Kolonların performans seviyesi sınırlarına ait Θ_p değerleri [8]	94
Çizelge 5.5 : Bina performans seviyeleri ve bölgeleri sınırlarına ait maksimum göreceli kat ötelemesi değerleri [8].	95
Çizelge 5.6 : Kolonlar için çatlamış kesit etkin eğilme rijitlikleri (Model-02)	96
Çizelge 5.7 : Beton numunelerine ait ortalama basınç dayanımı değerleri	97
Çizelge 5.8 : Kolonlar için çatlamış kesit etkin eğilme rijitlikleri (Model-06)	99
Çizelge 5.9 : Model – 01 itme analizi sonuçları	102
Çizelge 5.10 : Model – 01 dinamik analiz sonuçları	104

Çizelge 5.11 : Model – 02 itme analizi sonuçları	105
Çizelge 5.12 : Model – 02 dinamik analiz sonuçları	107
Çizelge 5.13 : Model – 03 itme analizi sonuçları	108
Çizelge 5.14 : Model – 03 dinamik analiz sonuçları	110
Çizelge 5.15 : Model – 04 dinamik analiz sonuçları	111
Çizelge 5.16 : Model – 05 statik itme analiz sonuçları.....	112
Çizelge 5.17 : Model – 05 dinamik analiz sonuçları	114
Çizelge 5.18 : Model – 06 statik itme analiz sonuçları.....	115
Çizelge 5.19 : Model – 06 dinamik analiz sonuçları	117

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1: Farklı teoriler için düşey yük – yatay yerdeğiştirme (P- Δ) bağıntıları [17]	11
Şekil 2.2: Tipik malzeme modelleri [17]	13
Şekil 2.3: Düzlem çubuk elemanda iç kuvvetler ve şekil değiştirmeler [17]	15
Şekil 2.4: Betonarme kesitlerde M- χ diyagramı [17]	15
Şekil 2.5: Betonarme kesitlerde $K_1(M,N)=0$ için karşılıklı etki diyagramı [17]	16
Şekil 2.6: Dairesel ve dikdörtgen sargı etkisi[18]	17
Şekil 2.7: Enine donatı aralığının sargı etkisiyle ilişkisi[19]	18
Şekil 2.8: 1994 California – Northridge Depremi’nde hasar alan bir yapı [22]	19
Şekil 2.9: Kolonda eksenel yük değişiminin dayanım ve sünekliğe etkisi [21]	19
Şekil 2.10: Basınç donatısı değişiminin sünekliğe etkisi[18]	20
Şekil 2.11: Sargı etkisi[23]	21
Şekil 2.12: Çekme donatısı değişiminin sünekliğe etkisi[18]	22
Şekil 2.13: Kesme kuvveti değişiminin sünekliğe etkisi [20]	22
Şekil 2.14: Betonarme konsol elemanda dayanım – yerdeğiştirme ilişkisi	23
Şekil 2.15: Eğilme türü davranışın belirleyici olduğu betonarme elemanlar için farklı dayanım – yerdeğiştirme modelleri [34]	24
Şekil 2.16: İdeal elastoplastik malzeme için eğilme momenti – eğrilik (M- χ) diyagramı [17]	26
Şekil 2.17: Doğrusal olmayan şekil değiştirmeler [17]	27
Şekil 2.18: İdealleştirilmiş eğilme momenti – eğrilik (M- χ) bağıntısı [17]	28
Şekil 2.19: Tipik bir köprü kolonu için elastik ve plastik şekil değiştirmeler [25]	29
Şekil 3.1 : Kesit hasar sınırı ve hasar bölgeleri[7].	37
Şekil 3.2 : Moment - eğrilik ilişkisi [20]	38
Şekil 3.3 : Binalar için tanımlanan performans düzeyleri[7].	40
Şekil 3.4 : Binalar için tanımlanan performans düzeyleri[8]	42
Şekil 3.5 : Binalar için tanımlanan performans düzeyleri[8]	44
Şekil 3.6 : Kapasite eğrisinin kapasite spektrumuna dönüştürülmesi [8]	47
Şekil 3.7 : Kapasite spektrumunun iki doğru parçası ile idealleştirilmesi [8]	49
Şekil 3.8 : Histeristik sönüme eşdeğer viskoz sönümün belirlenmesi [8]	50

Şekil 3.9 : Talep spektrumunun (S_a-T), spektral ivme – spektral yerdeğiştirme (S_a-S_d) formatına (ADRS) dönüştürülmesi [8].....	53
Şekil 3.10 : Elastik olmayan şekildeğiştirmelere bağlı olarak elastik spektrumun indirgenmesi [8]	53
Şekil 3.11 : Performans noktasının belirlenmesi [8]	53
Şekil 3.12 : Kapasite spektrumunun iki doğru parçası ile idealleştirilmesi [8].....	54
Şekil 3.13 : Performans noktasının ADRS formatında belirlenmesi [8].....	57
Şekil 3.14 : Histeretik davranış tipleri.....	58
Şekil 3.15 : Kapasite eğrisinin şematik gösterimi	59
Şekil 3.16 : Kapasite eğrisinin iki doğru parçası ile idealleştirilmesi	59
Şekil 3.17 : %5 sönümlü elastik davranış spektrumu ile $S_a(T_1)$ 'in belirlenmesi	62
Şekil 4.1: ICONS Betonarme Çerçeveleri [11].....	68
Şekil 4.2: ICONS betonarme çerçeve plan – kesit görünüşleri [10].	69
Şekil 4.3: Kolon donatı boyuna açılımları [10].....	70
Şekil 4.4: Kolon kesitleri [10].....	71
Şekil 4.5: Döşeme Donatı Detayı [10].	71
Şekil 4.6: Kiriş donatı detayları [10].....	72
Şekil 4.7:Donatı ek bölgesinde yatay donatı yerleşimi	75
Şekil 4.8:Donatı çeliği Mander modeli	78
Şekil 4.9:Düşey statik yükler	78
Şekil 4.10: Avrupa deprem senaryosu risk eğrisi.....	79
Şekil 4.11: 475-975-2000 Deprem yer hareketi ivme kayıtları.....	80
Şekil 4.12: Deprem kaydı deplasman spektrumu.....	81
Şekil 4.13: Deprem kaydı pseudo ivme spektrumu.....	81
Şekil 5.1: SAP2000 modeli sistem kesiti	84
Şekil 5.2: S01 kolonu kesiti.....	85
Şekil 5.3: K01L kirişi kesiti	85
Şekil 5.4: Sargısız beton modeli.....	87
Şekil 5.5: Sargılı beton modeli	87
Şekil 5.6: Donatı çeliği modeli.....	88
Şekil 5.7: Kolon – kiriş plastik mafsalları konumları.....	89
Şekil 5.8 : İdealize edilmiş iç kuvvet – plastik şekil değiştirme bağıntıları[7]	89
Şekil 5.9 : SAP2000’de kirişlerin plastik mafsalları özellikleri[32]	90
Şekil 5.10 : SAP2000’de kolonların plastik mafsalları özellikleri[32]	91
Şekil 5.11 : Performans seviyelerinin belirlenmesi[8]	94
Şekil 5.12 : Kolon plastik mafsalları boyunun hesabı için L boyu [29].....	98

Şekil 5.13 : FEMA 356 yerdeğiştirme katsayıları ve çarpanları	100
Şekil 5.14 : β_{eff} , T_{eff} hesabı için tanımlanan katsayılar	101
Şekil 5.15 : FEMA 440 performans noktası plastik mafsal konumları(Model-01) .	103
Şekil 5.16 : FEMA 440 performans noktası plastik mafsal konumları(Model-02) .	106
Şekil 5.17 : FEMA 440 performans noktası plastik mafsal konumları(Model-03) .	109
Şekil 5.18 : FEMA 440 performans noktası plastik mafsal konumları(Model-05) .	113
Şekil 5.19 : FEMA 440 performans noktası plastik mafsal konumları(Model-06) .	116
Şekil A.1 : Kesme kuvveti profili (Model-01-475-yrp)	126
Şekil A.2 : Drift profili (Model-01-475-yrp).....	126
Şekil A.3 : Deplasman profili (Model-01-475-yrp)	126
Şekil A.4 : Taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği (Model-01-475-yrp)..	127
Şekil A.5 : Kesme kuvveti profili (Model-01-975-yrp)	127
Şekil A.6 : Drift profili (Model-01-975-yrp).....	127
Şekil A.7 : Deplasman profili (Model-01-975-yrp)	128
Şekil A.8 : Taban kesme kuvveti – tepe deplasman grafiği (Model-01-975-yrp)...	128
Şekil A.9 : 3. Kat 1. aks kolonu moment-dönme grafiği (Model-01-975-yrp)	128
Şekil A.10 : Kesme kuvveti profili (Model-02-475-yrp)	129
Şekil A.11 : Drift profili (Model-02-475-yrp).....	129
Şekil A.12 : Deplasman profili (Model-02-475-yrp)	129
Şekil A.13 : Taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği (Model-02-475-yrp)	130
Şekil A.14 : Kesme kuvveti profili (Model-02-975-yrp)	130
Şekil A.15 : Drift profili (Model-02-975-yrp).....	130
Şekil A.16 : Deplasman profili (Model-02-975-yrp)	131
Şekil A.17 : Taban kesme kuvveti – tepe deplasman grafiği (Model-02-975-yrp).	131
Şekil A.18 : 3. Kat 1. aks kolonu moment-dönme grafiği (Model-02-975-yrp)	131
Şekil A.19 : Kesme kuvveti profili (Model-03-475-yrp)	132
Şekil A.20 : Drift profili (Model-03-475-yrp).....	132
Şekil A.21 : Deplasman profili (Model-03-475-yrp)	132
Şekil A.22 : Taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği (Model-03-475-yrp)	133
Şekil A.23 : Kesme kuvveti profili (Model-03-975-yrp)	133
Şekil A.24 : Drift profili (Model-03-975-yrp).....	133
Şekil A.25 : Deplasman profili (Model-03-975-yrp)	134
Şekil A.26 : Taban kesme kuvveti – tepe deplasman grafiği (Model-03-975-yrp).	134
Şekil A.27 : 3. Kat 1. aks kolonu moment-dönme grafiği (Model-03-975yrp)	134
Şekil A.28 : Kesme kuvveti profili (Model-04-475-yrp)	135

Şekil A.29 : Drift profili (Model–04-475-yrp).....	135
Şekil A.30 : Deplasman profili (Model–04-475-yrp).....	135
Şekil A.31 : Taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği (Model–04-475-yrp)	136
Şekil A.32 : Kesme kuvveti profili (Model–04-975-yrp)	136
Şekil A.33 : Drift profili (Model–04-975-yrp).....	136
Şekil A.34 : Deplasman profili (Model–04-975-yrp).....	137
Şekil A.35 : Taban kesme kuvveti – tepe deplasman grafiği (Model–04-975-yrp).	137
Şekil A.36 : 3. Kat 1. aks kolonu moment-dönme grafiği (Model-04-975yrp)	137
Şekil A.37 : Kesme kuvveti profili (Model–05-475-yrp)	138
Şekil A.38 : Drift profili (Model–05-475-yrp).....	138
Şekil A.39 : Deplasman profili (Model–05-475-yrp).....	138
Şekil A.40 : Taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği (Model–05-475-yrp)	139
Şekil A.41 : Kesme kuvveti profili (Model–05-975-yrp)	139
Şekil A.42 : Drift profili (Model–05-975-yrp).....	139
Şekil A.43 : Deplasman profili (Model–05-975-yrp).....	140
Şekil A.44 : Taban kesme kuvveti – tepe deplasman grafiği (Model–05-975-yrp).	140
Şekil A.45 : 3. Kat 1. aks kolonu moment-dönme grafiği (Model-05-975yrp)	140
Şekil A.46 : Kesme kuvveti profili (Model–06-475-yrp)	141
Şekil A.47 : Drift profili (Model–06-475-yrp).....	141
Şekil A.48 : Deplasman profili (Model–06-475-yrp).....	141
Şekil A.49 : Taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği (Model–06-475-yrp)	142
Şekil A.50 : Kesme kuvveti profili (Model–06-975-yrp)	142
Şekil A.51 : Drift profili (Model–06-975-yrp).....	142
Şekil A.52 : Deplasman profili (Model–06-975-yrp).....	143
Şekil A.53 : Taban kesme kuvveti – tepe deplasman grafiği (Model–06-975-yrp).	143
Şekil A.54 : 3. Kat 1. aks kolonu moment-dönme grafiği (Model-06-975yrp)	143

SEMBOL LİSTESİ

a_1	: Modal ivme
A_s	: Çekme donatısı alanı
A_s'	: Basınç donatısı alanı
b_w	: Kesit genişliği
d_1	: Modal yer değiştirme
E	: Elastisite modülü
(EI)	: Brüt kesit atalet momenti
$(EI)_e$	: Çatlamış kesit atalet momenti
f_{cm}	: Mevcut beton dayanımı
h	: Kesit yüksekliği
L_p	: Plastik mafsallık boyu
M_1	: Modal kütle
M_y	: Kesit akma momenti
N_D	: Kolon ve perdelerde oluşan normal kuvvet
P	: Tasarım eksenel kuvvet değeri
P_{cr}	: Dallanma burkulması
P_B	: Burkulma yükü
P_{L1}	: I. mertebe limit yük
P_{L2}	: II. mertebe limit yük
σ_y	: Akma gerilmesi
Γ_1	: Modal kütle faktörü
E	: Birim boy değişmesi
ϵ_c	: Beton birim kısalma değeri
ϵ_s	: Donatı birim uzama değeri
μ_ϵ	: Malzeme sünekliği
μ_Φ	: Kesit(eğrilik) sünekliği
μ_Θ	: Eleman(dönme) sünekliği
μ_Δ	: Sistem(deplasman) sünekliği
η_{bi}	: Burulma düzensizliği katsayısı
η_{ci}	: Komşu katlar arası dayanım düzensizliği katsayısı
η_{ki}	: Komşu katlar arası rijitlik düzensizliği katsayısı
Θ_p	: Plastik dönme
P	: Çekme donatısı oranı
ρ'	: Basınç donatısı oranı
ϕ_p	: Plastik eğrilik
ϕ_t	: Toplam eğrilik
ϕ_y	: Kesit akma eğriliği
χ	: Birim dönme (eğrilik)
γ	: Birim kayma

BETONARME ÇERÇEVELERİN DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZİNDE DEĞİŞİK MODELLEME STRATEJİLERİNİN ARAŞTIRILMASI

ÖZET

Deprem etkisindeki yapıların doğrusal olmayan davranışı konusu çok sayıda deneysel araştırmada incelenmektedir. Gelişen bilgisayar teknolojisi desteğiyle, amaca yönelik gerçekleştirilen deneylerden elde edilen veriler kullanılarak, birbirinden farklı analitik modelleme stratejileri ve hesap parametreleri geliştirilmektedir.

Bu tez kapsamında, daha önce pseudo-dinamik deneyleri yapılmış olan 4 katlı betonarme bir çerçeve yapı, doğrusal olmayan davranışı dikkate alınarak modellenmiştir. 1950' li yıllarda Güney Avrupa ülkelerinin birçoğunda yapılmış olan tasarımı ve uygulamayı temsil eden bu betonarme çerçeve sisteme ait deneysel veriler bulunmaktadır. Bu deneysel veriler ölçüt alınarak, incelenen betonarme çerçeve sistemin doğrusal olmayan davranışını belirleyen hesap parametreleri üzerinde çalışılarak modelleme stratejileri belirlenmiştir. Etkin rijitlik, beton mekanik özellikleri(döküm fazları arasındaki dayanım farkı), viskoz sönüm, plastik mafsallı boyu gibi parametreler üzerinde ayrı ayrı çalışılarak numerik model kalibre edilmeye çalışılmıştır.

Bu açıklamalar doğrultusunda hazırlanan yüksek lisans tezi 6 bölümden oluşmaktadır.

Birinci bölümde konunun tanıtılması, çalışmanın amacı ve kapsamı ile konuyla ilgili çalışmaların gözden geçirilmesi yer almaktadır.

İkinci bölümde, yapıların doğrusal olmayan davranışı ve bu davranışı etkileyen faktörler açıklanmıştır.

Üçüncü bölümde, performans dayalı tasarım ve doğrusal olmayan analiz yöntemleri açıklanmıştır.

Dördüncü bölümde, pseudo dinamik deney ve deneyin uygulandığı betonarme çerçeve sistemin özellikleri hakkında bilgiler verilmiştir.

Beşinci bölümde, betonarme çerçevenin modellenmesi hakkında bilgi verilmiş ve birbirinden farklı modelleme stratejilerine göre elde edilen doğrusal olmayan analiz sonuçları ve bu sonuçların deneyden elde edilmiş olan sonuçlarla karşılaştırılması yer almaktadır.

Altıncı bölümde, çalışmadan elde edilen sonuçlar yorumlanarak konuyla ilgili öneriler verilmiştir.

INVESTIGATION OF VARIOUS MODELING STRATEGY IN NONLINEAR ANALYSIS OF CONCRETE FRAMES

SUMMARY

The recent earthquakes have dramatically demonstrated that research in earthquake engineering must be directed to the assessment and strengthening of existing constructions lacking of appropriate seismic resisting characteristics. The very recent 'European earthquakes' (e.g. Italy-1997, Turkey - August 1999, Greece - September 1999) confirm and highlight that also Europe may suffer from the vulnerability of the existing building stock.

Data on the real characteristics of buildings that have been subjected to earthquakes are in general difficult to obtain. Hence, the experimental pseudo-dynamic test results on the fullscale RC frame generated an immense amount of records, that were used to corroborate the numerical models. Therefore, the calibrated analytical models can be extensively used in reproducing the real behaviour of existing RC buildings.

The experimental tests on full-scale structure models assisted the calibration of numerical models and sustain in the assessment of proportioning and detailing rules for the different structural sub-assemblages. This complementary numerical and experimental approach emphasise the important role of the research for the mitigation of the seismic risk.

In this study, 4-storey reinforced concrete frame structure is modelled with considering the nonlinear behaviour which is done pseudo-dynamic test. This full-scale RC frame representative of the building's design and construction practice until the late 1970's in most of south European countries, and currently needing seismic retrofit, were constructed and tested pseudo-dynamically, at the ELSA laboratory (European Laboratory for Structural Assessment). The test frame had been designed without specifically considering seismic action (non-seismic resistant constructions).

This experimental study aimed at assessing the original capacity of existing structures, with and without infill masonry, and to compare performances of different retrofitting solutions. The tests have shown that the vulnerability of existing reinforced concrete frames designed without specific seismic resisting characteristics, which are an important part of the existing buildings in Europe, constitute a source of high risk for human life. Furthermore, it was demonstrated that advanced retrofitting methods, solutions and techniques substantially reduce that risk to levels currently considered in modern design.

The experimental tests on full-scale structure models assisted the calibration of those numerical models and sustain in the assessment of proportioning and detailing rules for the different structural sub-assemblages. This complementary numerical approach emphasise the important role of the research for the mitigation of the seismic risk.

The main objective of the theoretical, experimental and analytical work subject of this thesis is to achieve a numerical methodology, which is experimentally calibrated and able to reproduce rigorously the structural behaviour of existing reinforced

concrete frame buildings. The evaluation of the available refined models in analysing the seismic performance of existing buildings, proposing improvements to reach a reliable numerical methodology to predict their seismic response.

Initial calculations were performed based on the available refined models commonly used to model the new structures. Due to the unsatisfactory results, parametric analyses were performed, and confirmed with the experimental full-scale test results to identify the discrepancies. The detailed parametric analyses reveal inadequacies of the current models when applied to the existing structures. This effort led to fine-tuning of the model parameters' (as plastic hinge length, effective stiffness, concrete mechanical properties, viscous damping etc.), as well as to the inclusion of the inadequate longitudinal and transversal reinforcement detailing in beams, columns and joints, widespread use of smooth reinforcing steel, lack of concrete confinement, and, inadequate lap-splice length, transverse reinforcement in columns limited to perimeter hoops with 90° hooks, which are insufficient.

Various analysis methods, either linear elastic or non-linear, static or dynamic, are available for the performance analysis of existing reinforced concrete buildings. Elastic analysis methods include code static lateral force procedures, code dynamic lateral force procedures and elastic procedures using demand capacity ratios. At the present time, linear elastic analysis remains the instrument of the design profession, for the calculation of forces and stresses, as well as for the proportioning of structural members.

Nevertheless, linear elastic analysis inability to reflect the real behaviour of structures under abnormal or ultimate loading conditions has been pointed out. This follows because almost all structures behave in some non-linear manner prior to reaching their limit of resistance. A more realistic evaluation of the strength of structures against the failure conditions, or the factor of safety, can only be achieved by analyses that take into account various non-linear effects.

The non-linear time history analysis method, with recorded or simulated ground motion records, provides the most accurate means for predicting seismic demands. This inelastic dynamic method is widely used to model specimens tested in laboratory and real structures with a reduced number of elements. Despite its advantages, it must be admitted that non-linear time history analysis can frequently become overly complex and impractical for general use as a first assessment. An alternative is to use simplified nonlinear static analysis methods.

The improved models were found capable to analyse existing reinforced concrete structures, reproducing accurately their non-linear response. This numerical models are calibrated against experimental PsD test results on RC full-scale structures. The tests on full-scale models of existing structures constitute an exceptional opportunity for improvement of knowledge on behaviour and capacity of RC structures designed and constructed in Europe until the late 1970's.

The numerical analyses performed in this thesis are based in a non-linear plastic hinge model, and take into account the material non-linearity according to the specific materials properties. The influence of physical phenomena and model parameters in the structural response was thoroughly understood due to the integrated numerical and experimental research approach. In the numerical study, it was proposed a simplified model to account for the slippage of the reinforcement in existing RC structures.

These statements prepared in accordance with the master's thesis consists of 6 chapters.

In the first chapter; introducing the topic, revision of the studies on the subject with the purpose and scope of the study is situated.

The second part describes the nonlinear behavior of structures and factors influencing this behavior.

The third section describes the performance-based design and nonlinear analysis.

In the fourth section contains information about the properties of reinforced concrete frame system that has been applied to pseudo-dynamic testing.

In the fifth chapter, which provides information about the reinforced concrete frame modeling and nonlinear analysis results obtained by different modeling strategies from each other and to the comparison with the results obtained from experiments with these results.

In the sixth chapter, the results obtained from the study are given advice on the subject interpreted.

1. GİRİŞ

Depreme dayanıklı yapı tasarımı, mevcut yapıların onarımı ve güçlendirilmesi konuları hakkında birbirinden farklı araştırmalar bulunmaktadır. Araştırma sonuçları ve büyük depremlerden elde edilen bulgular tasarım ilkelerinin tekrar gözden geçirilmesine neden olmuştur. Deprem etkisindeki yapılarda oluşabilecek hasarların kontrolünün sağlanması, özellikle karmaşık taşıyıcı sisteme sahip ve yüksek katlı yapıların davranışının belirlenmesi için doğrusal olmayan yapı davranışı ve deprem hareketinin karakteristik özellikleri oldukça önem kazanmaktadır.

Yapıların doğrusal olmayan davranışı; malzemeden kesite, kesitten elemana, elemandan yapıya doğru etkileşim halindedir. Yapıda kullanılan malzeme, elemanlara ait modelleme ve deprem yer hareketi parametreleri, özellikle göçme öncesi hasar bölgesinde bulunan yapıların doğrusal olmayan davranışının belirlenmesinde önemli bir rol almaktadır.

Yapıların deprem etkisindeki gerçek davranışını belirlemek için çeşitli deneyler yapılmaktadır. Sarsma tablası, çevrimsel veya pseudo-dinamik deneyler gibi yaklaşımların kullanımıyla, tam ölçekli bina numuneleri deprem etkisi altında incelenebilmektedir. Deneylerin sonucunda; kat deplasmanları, yapı elemanları için deformasyon talepleri ve göçme mekanizmaları gibi bilgiler elde edilmektedir. Elde edilen bilgiler doğrultusunda yapının tepkisine bağlı olarak oluşturulan sayısal kriterlerin en önemli amaçlarından biri modelleme parametrelerinin özelliklerini tanımlayarak, doğrusal olmayan davranışı dikkate alan en uygun sayısal modeli belirlemektir.

Deneyler ve numerik modellerden elde edilen bilgiler doğrultusunda; doğrusal olmayan yapı davranışını dikkate alan metodların oluşturulması amacıyla, Structural Engineers Association of California (SEAOC) tarafından yayınlanan Bluebook [1] ve Vision 2000 [2], Applied Technology Council (ATC) tarafından ATC 40 [3] ve Federal Emergency Management Agency (FEMA) tarafından FEMA 273 [4], FEMA 356 [5], yayınları çıkartılmıştır. Bu çalışmaların yanında, Building Seismic Safety Council (BSSC), American Society of Civil Engineers (ASCE) ve Earthquake

Engineering Research Center of University of California at Berkeley (EERC-UCB), Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) ve Earthquake Engineering Research Institute (EERI) tarafından yönetilen diğer çalışmalar da bu alandaki gelişmelere katkı sağlamaktadır.

Doğrusal olmayan analiz yöntemlerinin kullanımı FEMA 273, FEMA 356 ve ATC 40'ın yayınlanmasından sonra hızla artmıştır. Araştırmacılar aynı deprem seviyesi altındaki aynı binalar için doğrusal olmayan statik analiz yöntemlerinin farklı davranış talepleri verdiğini ortaya koymuşlardır. Bu davranış taleplerindeki farklılıklar ilgili yöntemler üzerinde araştırmalar yapılarak yöntemlerin birbirleri ile kıyaslanmasını gerektirmiştir. Bunun sonucu olarak yöntemlerin yapı davranış taleplerinin belirlenmesindeki eksikliklerini gidermek ve daha güvenilir doğrusal olmayan statik analiz yöntemleri geliştirmek amacıyla ATC 55 projesi başlatılmıştır. ATC 55 projesi kapsamında doğrusal olmayan statik analiz yöntemlerinden Kapasite Spektrum Yöntemi (KSY) ve Yerdeğiştirme Katsayıları Yöntemi (YKY) ile ilgili araştırmalar yapılmış ve FEMA 440 [6] raporunda ilgili yöntemlerin değerlendirilmesi ve bu yöntemlerin geliştirilmesi ile ilgili bilgiler yayınlanmıştır [8]. Bu gelişmelerin neticesinde ASCE 41-06(2007) yeni yapıların tasarımında kullanılacak kriterleri içeren bir yönetmelik haline getirilmiştir. Son olarak 2009 yılında FEMA 440 [6] raporunun devamı niteliğinde “Effects of Strength and Stiffness on Degradation on Seismic Response”, FEMA P440A [9] çalışması yayımlanmıştır.

Benzer bilimsel araştırmalar Türkiye’de de yapılmış ve 1998 Türk Deprem Yönetmeliği güncellenmesi ihtiyacı ortaya çıkmıştır. Bunun sonucunda Bayındırlık ve İskan Bakanlığı tarafından 06 Mart 2006 tarihli Resmi gazetede yayımlanan ve bu tarihten bir yıl sonra yürürlüğe girecek olan “Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik” hazırlanmıştır [7]. Bu yönetmeliğin kapsamı, deprem bölgelerinde bulunan mevcut ve güçlendirilecek tüm binaların ve bina türü yapıların deprem etkileri altındaki performanslarının değerlendirilmesinde uygulanacak hesap kuralları, güçlendirme kararlarında esas alınacak ilkeler ve güçlendirilmesine karar verilen binaların güçlendirme tasarım ilkelerini içermektedir. Deprem yönetmeliği’ndeki mevcut binaların performansa dayalı değerlendirmesinin, yakın bir gelecekte performansa dayalı tasarım olarak yeni binalara da genişletileceği beklenmektedir.

1.1 Tezin Amacı ve Kapsamı

Bu çalışmanın amacı, betonarme çerçeve sistemlerin doğrusal olmayan davranışını esas alan numerik modellere ait çeşitli hesap parametrelerinin ele alınarak, değiştirilmesi ve karşılaştırılmasını içeren modelleme stratejilerini deneysel verileri ölçüt olarak belirlemektir. Bu tez kapsamında; daha önceki yıllarda deneysel çalışmaları yapılmış 4 katlı ve 3 açıklıklı ICONS betonarme çerçeveye ait deneysel ve analitik veriler kullanılarak, ilgili çerçeve sistemin gerçeğe yakın doğrusal olmayan davranışını temsil eden, numerik modelleme metodolojisi elde edilmeye çalışılmıştır.

Malzeme modeli, plastik mafsallı model, etkin rijitlik, plastik mafsallı boyu, viskoz sönüm gibi farklı parametreler kullanılarak, modelleme stratejileri araştırılmıştır. Bu tez çalışmasında statik itme ve zaman tanım alanında hesap yöntemleri kullanılarak, söz konusu betonarme çerçevenin analiz sonuçları elde edilmiştir. Analiz sonuçlarından elde edilen, tepe deplasmanı, global yer değiştirmesi, göreceli kat ötelemeleri, kat kesme kuvvetleri, plastik dönme, mafsallı yerleri deney sonuçlarıyla mukayese edilerek, yapının gerçeğe yakın doğrusal olmayan davranışını elde edilmeye çalışılmıştır.

Çalışmada izlenen yol aşağıda belirtilmiştir.

- a) Tez konusu ile ilgili yapılan araştırma ve çalışmaların incelenmesi.
- b) Doğrusal olmayan davranış ve bu davranışa etki eden parametrelerin açıklanması.
- c) Performansa dayalı tasarımın ve doğrusal olmayan analiz yöntemlerinin irdelenmesi.
- d) Pseudo - dinamik deney ve deneyin uygulandığı ICONS betonarme çerçeve taşıyıcı sistem hakkında bilgi verilmesi.
- e) Betonarme çerçevenin modellenmesi ve birbirinden farklı modelleme stratejilerine göre elde edilen doğrusal olmayan analiz sonuçlarının elde edilmesi.
- f) Analitik modelden elde edilen sonuçlar ile deney sonuçlarının karşılaştırılması ve en uygun modelleme yönteminin belirlenmesi.

1.2 Konu İle İlgili Çalışmalar

Konu ile ilgili yapılmış çalışmaların incelenmesi iki grupta ele alınmıştır. İlk grupta doğrusal olmayan statik analiz yöntemleri, performansa dayalı tasarım ve değerlendirme konuları hakkındaki çalışmalar incelenmiştir. İkinci grupta deneyi yapılmış olan ICONS betonarme çerçeve sistemin kullanıldığı çalışmalar literatür incelenerek özetlenmiştir.

- a) Doğrusal olmayan statik analiz yöntemleri, performans esaslı tasarım ve değerlendirme konularındaki çalışmalar
- BlueBook (1991)'de, performansa dayalı tasarım ile ilgili son gelişmelerin yer aldığı deprem tasarımı ile genel hususlara (performans hedefleri, yatay yükler, yöntemler vb.) yer verilmiştir.
- VISION 2000 (1995)'de, 1994 Northridge depreminden sonra, geçmiş depremlerden edinilen tecrübelerden de yararlanarak performansa dayalı tasarımın ilk adımları atılarak yapılar için performans hedefleri, performans seviyeleri, deprem tehlike seviyelerinin tanımlamaları yapılmıştır. Projede ayrıca performansa dayalı tasarım için doğrusal olmayan analiz yöntemlerine, bu yöntemlerin avantaj ve dezavantajlarına yer verilerek, performansa dayalı tasarımın genel çerçevesi çizilmiştir.
- ATC 40 (1996)'da, betonarme yapıların deprem yükleri altındaki performansının değerlendirilmesi, onarımı ve güçlendirilmesi ile ilgili konulara yer verilmiştir. Aynı zamanda doğrusal olmayan statik analiz yöntemleri, yapıların performansa dayalı tasarım ve değerlendirilmesi için performans hedefleri, yapılarda karşılaşılan yapısal eksiklikler ve bunların giderilmesi için onarım ve güçlendirme teknikleri de açıklanmıştır. Ayrıca yapıların performansa dayalı tasarımı ve değerlendirilmesi için modelleme parametreleri ve bu parametrelere ait sınırlar da verilmiştir.
- FEMA 273 (1997)'de, betonarme, çelik, ahşap ve hafif metal yapıların deprem yükleri altındaki performansının belirlenmesi, onarımı ve güçlendirilmesi hakkında tanımlamalara ve yaklaşımlara, doğrusal ve doğrusal olmayan statik analiz yöntemlerine yer verilmiştir. Aynı zamanda deprem tehlike seviyeleri, performans hedefleri bina performans seviyelerinin vb. tanımları yapılmış ve sınır değerleri belirtilmiştir. Ayrıca, taşıyıcı sistem

elemanları için modelleme parametreleri ve davranış sınırlarına ait kriterler önerilmiştir.

- FEMA 356 (2000)'de, FEMA 273 projesinin 2000 yılında düzenlemesi ile ön standart olarak ortaya çıkan bu projede, betonarme, çelik, ahşap ve hafif metal yapıların performans esaslı tasarım ve değerlendirmede yeni yaklaşım ve önerilere yer verilmiştir. Deprem yükleri altındaki yapıların performanslarının belirlenmesi, onarımı ve güçlendirilmesi ile ilgili yöntem ve yaklaşımlar sunulmuştur. Ayrıca, betonarme ve çelik elemanlara ait yapısal davranış kriterleri revize edilmiştir.
 - FEMA 440 (2004)'da ATC 40'da açıklanan Kapasite Spektrum Yöntemi (KSY) ve FEMA 356'da yer alan Yerdeğiştirme Katsayıları Yöntemi'nin (YKY), yapı davranış taleplerini belirlemekteki parametreler değerlendirilmiştir. ATC 55 kapsamında ortaya çıkan bu raporda, yöntemlerde belirlenen eksiklikleri gidermek ve daha güvenilir doğrusal olmayan statik analiz yöntemleri geliştirmek amacıyla yöntemlerin değerlendirilmesi ve bu yöntemlerin geliştirilmesi ile ilgili bilgiler yer almıştır. Ayrıca ATC 40'daki etkin sönümün hesaplanması, eşdeğer doğrusallaştırma ve FEMA 356'daki hedef yerdeğiştirmenin belirlenmesinde kullanılan katsayılar üzerine yapılan çalışmalar hakkında bilgiler verilmiştir [8].
 - FEMA P440A (2009)' da doğrusal olmayan analizlerde kullanılan dayanım ve rijitlik bozunmalarını daha gerçekçi bir şekilde dikkate alan modeller ve mevcut doğrusal olmayan analiz yöntemlerindeki ilerlemeler hakkında öneriler verilmiştir [9].
- b) Tez çalışmasında incelenen, ICONS betonarme çerçeve sisteminin davranışının değerlendirildiği çalışmalar
- Varum, Coelho, Carvalho, Pinto (1999), tarafından yapılan çalışmada 50~60 yıl önceki Güney Avrupa'nın birçok ülkesindeki genel uygulamayı temsil eden 4 katlı çıplak çerçevenin pseudo-dinamik deneyi sonuçları sunulmuş ve irdelenmiştir. Yapının rijitliğini artırıp, sönümün azaltılmasını sağlayarak, deformasyon talebini azaltan kauçuk sönümleyiciler ve çaprazlarla teşkil edilen güçlendirme yöntemleri üzerinde durulmuştur. Doğrusal olmayan

analizler sonucunda, dolgu duvarların betonarme çerçevelerin depreme karşı olan güvenliğini önemli ölçüde arttırdığı, tespit edilmiştir [10].

- Pinho, Elnashai (2000), tarafından yapılan çalışmada pseudo-dinamik yöntem kullanılarak, Avrupa eğitim ağı ICONS' un kontrolünde ELSA ve JRC laboratuvarlarında test edilen tam ölçekli betonarme çerçeve sistem numunesinin tasarımı ve uygulamasının ayrıntıları verilmiştir. Sonrasında, numunenin öz ağırlığının üstüne yerleştirilen ilave kütlelerin dağılımı, yükleme sistemi konfigürasyonu ve teçhizatların kullanım planı dahil olmak üzere, test ekipmanı genel olarak değerlendirilmiştir. Sonuç olarak, deney prosedürü tanımlanmış ve deney sonuçları özetlenmiştir [11].
- Varum (2003), bu tez çalışmasında ICONS betonarme çerçeve sistemini teorik, deneysel ve analitik olarak inceleyerek, numerik modelleme metodolojilerini araştırmıştır. Dolgu duvarlı ve çıplak olmak üzere 2 adet betonarme çerçeve sistem pseudo-dinamik deneye tabi tutularak, bu sistemlerin kapasiteleri elde edilmiştir. Sonrasında, bu çerçevelere birbirinden farklı onarım ve güçlendirme teknikleri uygulanmasıyla elde edilen sonuçlar, orijinal çerçeveye ait deneysel sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Deneyden elde edilen sonuçlar numerik modelin geliştirilmesi aşamasında kullanılarak, çerçeve sistemlerin doğrusal olmayan davranışını belirleyen parametrik çalışmalar yapılmıştır. Numerik modellerin analizi sonucunda, modern yönetmeliklerin tasarım kriterlerini sağlamayan mevcut yapıların doğrusal olmayan davranışının belirlenmesinde, düz donatılar için ankraj sıyrılması mekanizması, döşeme katkısı, donatı bindirme bölgesi konumunun ve plastik mafsallık boyunun oldukça önemli etkilerinin olduğu belirtilmiştir. Çıplak ve dolgu duvarlı betonarme çerçeve sisteme uygulanan güçlendirme çalışmalarının sonucunda, sistemin deprem performansının oldukça arttığı gözlemlenmiştir [12].
- Pavia Rose School'da Smyrou (2006), tarafından yapılan tez çalışmasında betonarme çerçeve sistemlerde kullanılan dolgu duvarların doğrusal olmayan modelleme şekli tanımlanmıştır. Tam ölçekli dolgu betonarme çerçeve sistemin kullanıldığı pseudo-dinamik deney sonuçları kullanılarak, dolgu duvarı temsil eden modelin doğruluğu değerlendirilmiştir. Modeli kalibre etmek için gerekli olan önemli parametreler ayrı ayrı çalışılmıştır. Buna ilave olarak, birbirinden farklı geometrik ve malzeme özelliklerine sahip dolgu

duvarı modelleri kullanılmıştır. Dolgu duvarı modelinin davranışı, modelin doğrusal olmayan dinamik koşullar altında yapılan analiziyle değerlendirilmiştir. Dolgu duvarlı betonarme çerçeve modelin analiz sonuçlarından elde edilen kat kesme kuvveti, görelî kat ötelemesi ve deprem hareketi sürecinde yitirilen enerji gibi bulgular pseudo-dinamik deneyden elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Numerik modelinin doğruluğu yapılan karşılaştırmalarla değerlendirilmiştir [13].

2. YAPILARIN DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞI VE BU DAVRANIŞA ETKİ EDEN FAKTÖRLER

Betonarme yapıların tasarımında doğrusal olmayan davranışın kullanılması oldukça eskidir. Ancak, betonarme malzemesinin daha yakından tanınması ve bunun yanında bilgisayar teknolojisinin gelişerek daha ayrıntılı sayısal hesabı mümkün kılması, doğrusal olmayan davranışın daha ayrıntılı ve gerçekçi biçimde göz önüne alınmasını sağlamıştır. Bu gelişmeler doğrultusunda, betonarme taşıyıcı sistemlerin doğrusal olmayan davranışı ve bununla ilgili kavramlar yaygın bir şekilde kullanılmaya ve akademik çevrede kullanılan bazı kavramlar uygulamadaki tasarım mühendisleri tarafından da tartışılmaya başlanmıştır. Deprem Yönetmeliği 2007’ de mevcut binaların deprem güvenliklerinin değerlendirilmesinde kullanılan kurallarda daha belirgin biçimde doğrusal elastik olmayan davranışın esas alındığı görülmektedir [14]. Ancak, yeni yapılacak binaların doğrusal analiz yöntemleri kullanılarak yapılan tasarımında doğrusal olmayan davranış da kısmen dikkate alınmaktadır. Doğrusal olmayan davranışın dikkate alınmaması, elastik davranış spektrumu kullanılarak hesaplanan elastik deprem yüklerinin etkitildiği sistemde hiçbir hasarın oluşmamasını hedefler. Bu durumda şiddetli depremlerin etkisi altında ortaya çıkacak elastik deprem kuvvetleri çok büyük değerlere ulaşacaktır ve bu değerlerle ekonomik bir yapı tasarımı olanaksız olacaktır. Bu nedenle yeni yapılacak binalarda, kullanacak kişilerin can güvenliğini sağlamak koşulu ile şiddetli depremlerde taşıyıcı sistemde belirli düzeyde hasara tasarımda bilerek izin verilmektedir. Burada tasarımda hasara izin verilmesi taşıyıcı sistemin bazı elemanlarının doğrusal olmayan davranış gösterebilecek şekilde tasarlanması anlamına gelmektedir. Yapıda hasar oluşumuna izin verilmesi durumunda yeterli enerjinin tüketilebilmesi için hasar oluşan kesitlerin sünek davranış göstermeleri gerekmektedir [15].

Ulusal ve uluslararası deprem yönetmeliklerinin yakın bir gelecekte doğrusal elastik olmayan davranışı esas alan kuralların yeni tasarımı yapılacak yapıları da içerecek biçimde değiştirileceği kolayca tahmin edilebilir. Bu konuda dikkat edilecek husus, betonarme yapılardaki malzeme bilgisi, yük bilgisi, taşıyıcı sistem çözümü ve

yapının inşa edilmesinde benzer yaklaşım derecesinin sağlanmasıdır. Bunlardan birisinin yaklaşımının yetersiz olması, diğerlerinin çok incelikle ele alınmasından oluşacak faydayı ortadan kaldıracaktır. Örneğin, malzeme bilgisi yetersiz olan bir taşıyıcı sistemin ayrıntılı hesap ve yük kabulleri altında incelenmesinden beklenen yaklaşıklık elde edilemez [16].

2.1 Doğrusal Olmayan Davranışa Neden Olan Etkenler

Bir yapı sisteminin dış etkiler altındaki davranışının doğrusal olmaması genel olarak iki nedenden kaynaklanmaktadır. Bu nedenler aşağıda verilmiştir.

- Malzemenin iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntılarının, diğer bir ifadeyle bünye denklemlerinin doğrusal olmaması.
- Geometri değişimlerinin etkisi nedeniyle denge denklemlerinin doğrusal olmaması.

Yerdeğiştirmelerin denge denklemlerinde ihmal edilebilecek kadar küçük kabul edilemeyeceği sistemlerde denge denklemleri şekildeğiştirmiş sistem eksenini üzerinde yazılması gerekmektedir.

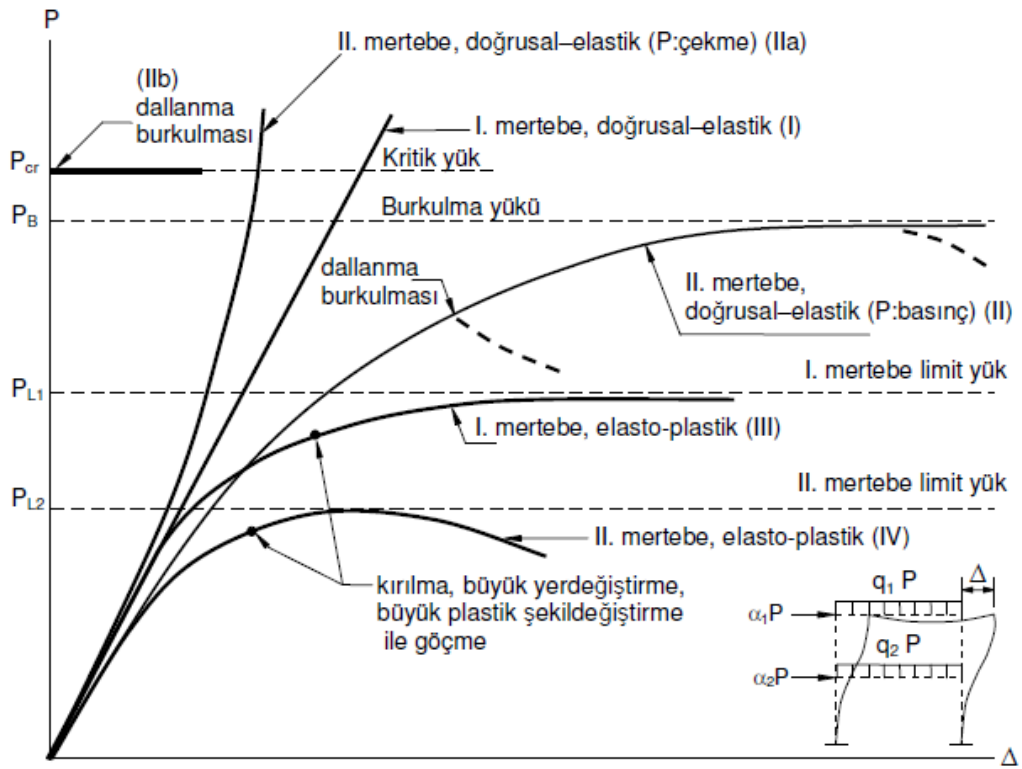
Yerdeğiştirmelerin geometrik uygunluk koşullarında ihmal edilebilecek kadar küçük kabul edilemeyeceği sistemlerde ise, geometrik süreklilik denklemlerinin de şekildeğiştirmiş sistem eksenini üzerinde yazılması gerekmektedir.

2.2 Dış Etkiler Altındaki Doğrusal Olmayan Davranış

Sabit düşey yükler ve monotonik artan yatay yükler etkisindeki bir yapı sisteminin doğrusal ve doğrusal olmayan teorilere göre hesabı ile elde edilen yatay yük parametresi-yatay yerdeğiştirme ($P-\Delta$) bağıntıları Şekil 2.1’de şematik olarak gösterilmiştir [17].

Malzemenin artan yüklerle birlikte sınırsız (sürekli) olarak doğrusal elastik davranış gösterdiği varsayımının yapıldığı bir yapı sisteminin, artan dış yükler altında birinci mertebe teorisine göre elde edilen davranışı Şekil 2.1’de (I) doğrusu ile temsil edilmektedir. Geometri değişimlerinin denge denklemlerine etkisinin, diğer bir deyişle, elemanlardaki eksenel kuvvetlerden oluşan ikinci mertebe etkilerinin hesaba katıldığı ikinci mertebe teorisinde ise, sistemdeki elemanların eksenel kuvvetinin basınç veya çekme olmasına göre yapı sisteminin davranışı farklı olabilmektedir.

Örneğin aksenal kuvvetin basınç olması halinde, Şekil 2.1'deki (II) eğrisinden görüldüğü gibi, artan dış yüklere daha da çok artan yerdeğiştirmeler karşı gelmektedir. Dış yüklerin şiddetini ifade eden yük parametresi (P) artarak doğrusal-elastik burkulma yükü adı verilen bir P_B değerine eşit olunca yerdeğiştirmeler daha da hızla artarak sonsuza erişir ve bu durumda sistem burkularak geçer. Bazı özel durumlarda, burkulmadan sonra artan yerdeğiştirmelere azalan yük parametresi karşı gelebilir. Örneğin asma sistemler gibi aksenal kuvvetin çekme olduğu durumlarda ise, Şekil 2.1'de (IIa) ile gösterilen P - Δ diyagramı pekleşen özellik göstermektedir [17].



Şekil 2.1: Farklı teoriler için düşey yük – yatay yerdeğiştirme (P - Δ) bağıntıları [17]

Yanal yük etkisinde olmayan ve bu nedenle burkulmadan önce şekil değiştirmeyen sistemlerde, P yük parametresinin bir P_{cr} değerinde Şekil 2.1'de (IIb) eğrisinde görüldüğü gibi yerdeğiştirmeler aniden artarak sonsuza ulaşır, bu dallanma burkulması olarak tanımlanmaktadır. Dallanma burkulmasına neden olan yüke kritik yük (P_{cr}) denilmektedir. Kritik yük genellikle P_B burkulma yükünden biraz büyük veya ona eşittir. Dallanma burkulması, bazı hallerde Şekil 2.1 (II) eğrisinde olduğu gibi burkulmadan önce şekil değiştiren sistemlerde de oluşabilir [17].

Malzemenin doğrusal olmayan davranış gösterdiği sistemlerde, artan dış yüklerle birlikte iç kuvvetler de artarak bazı kesitlerde doğrusal-elastik sınırı aşmakta ve bu kesitler ve çevresindeki sınırlı bölgede doğrusal olmayan (plastik) şekildeğişiklikler meydana gelmektedir. Doğrusal olmayan şekildeğişiklikler genel olarak oluştuğu sistem elemanı üzerinde sürekli olarak yayılmaktadır. Buna karşılık, kopma sırasındaki toplam şekildeğişikliklerin doğrusal şekildeğişikliklere oranının büyük olduğu, yani sünek davranış gösteren malzemeden yapılmış sistemlerde, doğrusal olmayan şekildeğişikliklerin plastik mafsallara (veya genel anlamda plastik kesit) adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde ise sistemin doğrusal-elastik davrandığı varsayılabilir. Bu varsayım plastik mafsallara hipotezi olarak isimlendirilmektedir. Plastik mafsallara hipotezinin esas alındığı bir yapı sisteminin birinci mertebe teorisine göre hesabında Şekil 2.1 (III) eğrisinde görüldüğü gibi, oluşan plastik mafsallar nedeniyle sistemin tümü veya bir bölümü mekanizma durumuna gelebilir. Bu duruma karşı gelen yüke birinci mertebe limit yük adı verilir ve P_{L1} ile gösterilir [17].

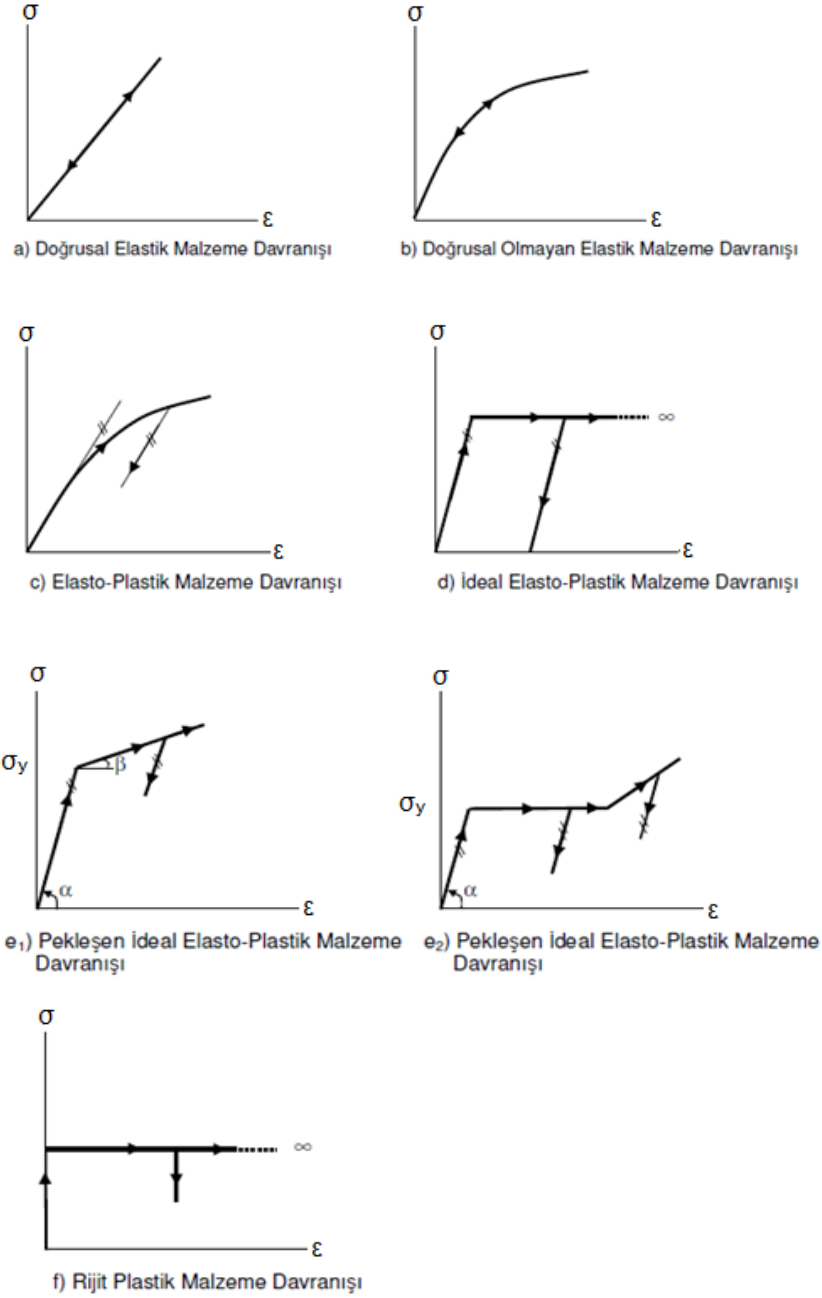
Malzeme davranışı ve geometri değişimi bakımından doğrusal olmayan etkinin gözönüne alınması halinde, yani yapı sisteminin ikinci mertebe elasto-plastik teoriye göre hesabı ile elde edilen $P-\Delta$ diyagramı Şekil 2.1’de (IV) eğrisi ile gösterilmiştir. Bu diyagram ilk kritik kesitte doğrusal-elastik sınırın aşılmasına kadar Şekil 2.1’deki (II) eğrisini izlemekte, daha sonra oluşan plastik şekildeğişiklikler nedeniyle artan yatay yük parametresine karşılık daha hızlı artan yerdeğişiklikler gelmektedir. Plastik mafsallara hipotezinin esas alındığı yapı sistemlerinde, dış yükler artarak bir P_{L2} sınır değerine eşit olunca, meydana gelen plastik mafsallar nedeniyle rijitliği azalan sistemin burkulma yükü dış yük parametresinin altına düşer, diğer bir deyişle, $P-\Delta$ diyagramında P_{L2} ’den sonra artan yerdeğişikliklere azalan P yükleri karşı gelir. Sistemde stabilite yetersizliğine neden olan bu yük parametresine ikinci mertebe limit yük (P_{L2}) denilmektedir [17].

Bazı hallerde, dış yükler limit yüke erişmeden önce, meydana gelen büyük yerdeğişiklikler, büyük plastik şekildeğişiklikler ile betonarme sistemlerde oluşan büyük çatlaklar ve kırılmalar nedeniyle yapı işletme dışı (göçme) kalabilir [17].

Yapı sistemlerinin değişen dış etkiler altındaki doğrusal olmayan davranışlarının incelenmesi, taşıma kapasitelerinin belirlenmesi ve özellikle deprem etkileri altında yerdeğişiklik ve şekildeğişiklikmeye bağlı performans değerlendirmelerinde, plastik

mafsal teorisini esas alan yöntemleri uygulayarak gerçekçi çözümler elde edilebilmektedir. Deprem etkisi altındaki yapıların performanslarının gerçekçi bir biçimde elde edilebilmesi için öncelikle malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan teoriye göre analizi yapılarak kapasite eğrisinin elde edilmesi gerekmektedir [17].

2.3 Malzeme Modelleri



Şekil 2.2: Tipik malzeme modelleri [17]

Gerçek malzemenin gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi genel olarak doğrusal olmayıp, malzeme özelliğine bağlı olarak, karmaşık bir değişim sergiler. Çözümlerde değişik yaklaşıklık derecelerinde sonuç elde etmek için basit malzeme modelleri kabul edilir.

Bu suretle taşıyıcı eleman ve sistem davranışını bazı durumlarda kapalı matematiksel çözümler elde etmek ve yorumlamak mümkün olur. İleri matematiksel modellerin kullanılması durumunda özellikle taşıyıcı sistem karmaşık ise, yorum yapılması zorlaşır. Bu sebepten dolayı basit malzeme modelleri ile yapılan çözümler basit çözüm elde etmek ve karmaşık çözüm sonuçlarını yorumlamak için önemlidir. Tipik malzeme modelleri Şekil 2.2’ de gösterilmektedir [16].

Genellikle küçük gerilmeler için malzeme doğrusal elastik kabul edilmektedir. Gerilme-şekil değiştirme arasında $E = \tan \alpha$ elastiklik modülü kullanılarak ilişki tanımlanmaktadır. Doğrusal elastik durumda yükleme ve boşalma durumu tek bir bağıntı ile ortaya çıkar. Elastik bir modelde önemli husus, bu davranışın sona erme sınırının tanımlanmasıdır. Şekil 2.2’ de bulunan el modelinde gerilmenin σ_y akma gerilmesine erişmesi durumunda elastik davranışın sona erdiği kabul edilmektedir. Malzemenin elastik ötesi davranışının gerilme-şekil değiştirme ilişkisi ayrıca tanımlanmaktadır. Burada $E' = \tan \beta$ pekleşme modülü kullanılarak bu tanımlama yapılmaktadır.

2.4 Düzlem Çubuk Elemanlarda İç Kuvvet-Şekil Değiştirme Bağıntıları

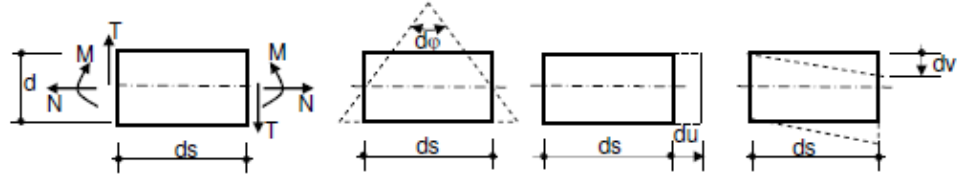
Bilindiği gibi, düzlemi içindeki kuvvetlerin etkisi altında bulunan düzlem çubuk elemanlarda oluşan iç kuvvetler (kesit zorları), M eğilme momenti, N normal kuvveti ve T kesme kuvvetidir. d_s boyundaki bir çubuk elemanın bir yüzünün diğer yüzüne göre bağlı (rölatif) yerdeğiştirmelerinin kesit zorları doğrultularındaki bileşenleri d_s elemanının şekil değiştirmeleri olarak tanımlanmaktadır. Bunlar, d_ϕ kesitin dönmesini, d_u ve d_v sırasıyla kesitin çubuk eksenini ve ona dik doğrultudaki yerdeğiştirmelerini göstermek üzere;

$\chi = d_\phi / d_s$: birim dönme (eğrilik)

$\epsilon = d_u / d_s$: birim boy değişmesi

$\gamma = d_v / d_s$: birim kayma

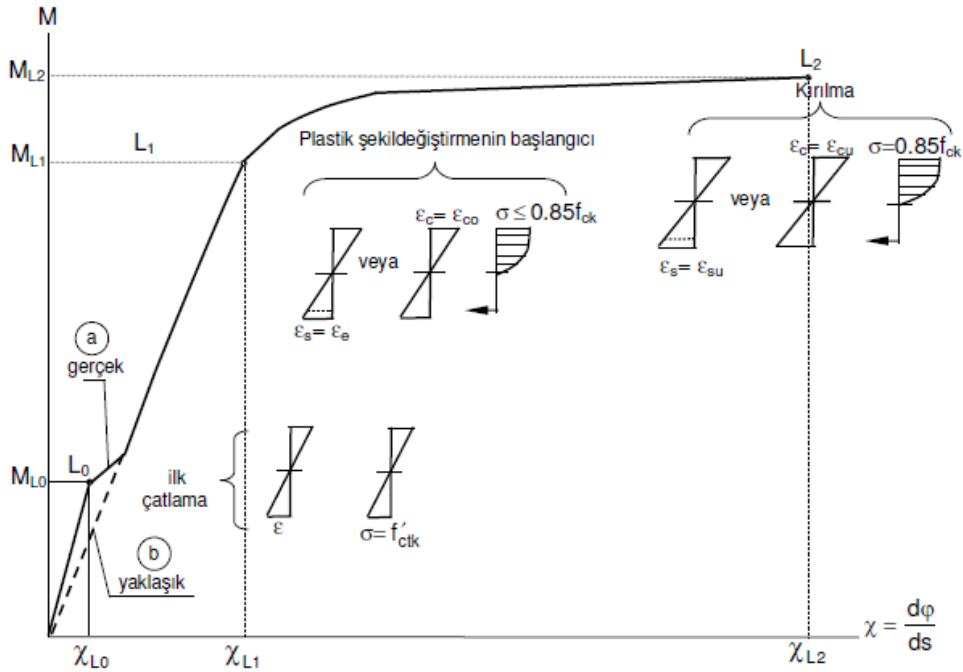
olarak tanımlanmaktadır (Şekil 2.3) [17].



Şekil 2.3: Düzlem çubuk elemanda iç kuvvetler ve şekil değiştirmeler [17]

2.4.1 Moment – eğrilik bağıntısı

Sabit normal kuvvet altında, artan eğilme momenti ile zorlanan betonarme bir kesitte M eğilme momenti ile χ birim dönmesi (eğriliği) arasındaki bağıntı üç bölgeden oluşmaktadır. Şekil 2.4'deki bölgeleri sınırlayan L_0 , L_1 ve L_2 noktalarına karşı gelen durumlar aşağıda açıklanmıştır [17].



Şekil 2.4: Betonarme kesitlerde M- χ diyagramı [17]

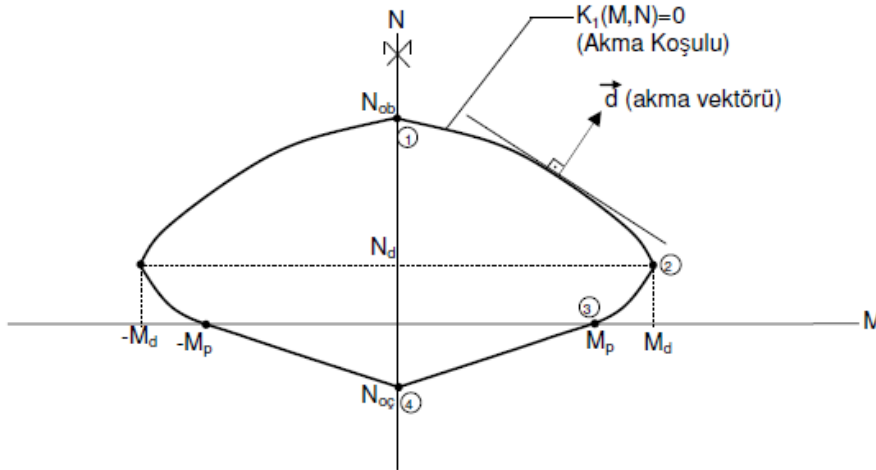
L_0 : Beton kesitin dış çekme lifinde çatlakların başladığı durumdur. Dış çekme lifindeki normal gerilme eğilimindeki betonun çekme dayanımına eşit olunca betonda çatlaklar meydana geldiği kabul edilmektedir. L_0 çatlama noktasına karşı gelen M_{L0} momentinin hesabında beton kesitin homojen olduğu varsayılmakta ve betonun σ - ϵ bağıntısı doğrusal-elastik olarak alınmaktadır [17].

L_1 : Betonun dış basınç lifinde veya çekme donatısında plastik şekil değiştirmelerin başlamasına karşı gelen durumdur. M_{L1} eğilme momentinin hesabında betonun çekme dayanımı hesaba katılmamaktadır [17].

L_2 : Eğilme momenti artarak kesitin taşıma gücü adı verilen $M_{L2} = M_p$ değerine eşit olunca basınç bölgesindeki beton ezilerek kırılır veya çekme donatısı kopar. Basınç bölgesindeki betonun ezilerek kırılması birim kısalmanın ϵ_{cu} sınır değerine erişmesi suretiyle meydana gelir. Sargısız betonda kısa süreli yükler için $\epsilon_{cu} = 0.0035$ olan bu sınır değer, sargı donatısına bağlı olarak artmaktadır. Betonarme kesitlerin boyutlandırılmasında, çekme donatısının kopması yerine, genellikle çelikteki birim uzamanın $\epsilon_{su} = 0.01$ değeri ile sınırlandırılması esas alınmaktadır [17].

2.4.2 Karşılıklı etki diyagramı

Normal kuvvet ve tek eksenli eğilme momenti etkisindeki betonarme bir kesitin taşıma gücünü (akma koşulu $K_1(M,N)=0$) ifade eden karşılıklı etki diyagramı (akma eğrisi) Şekil 2.5’de şematik olarak gösterilmiştir. Akma eğrisi dört karakteristik nokta ile tanımlanmaktadır. Akma eğrisinin idealleştirilmesinde (doğrusallaştırılmasında) yararlanılabilecek olan bu noktalar eksenel basınç, basit eğilme ve eksenel çekme hallerine karşı gelen sırasıyla (1), (3) ve (4) noktaları ile kesitin en büyük eğilme momenti taşıma gücüne sahip olduğu dengeli duruma karşı gelen (2) noktasıdır [17].



Şekil 2.5: Betonarme kesitlerde $K_1(M,N)=0$ için karşılıklı etki diyagramı [17]

2.5 Süneklik

Süneklik, bir yapının, yapı elemanının veya kesitin dayanımında kayda değer bir azalma oluşmadan yapabildiği şekildeğiştirmedir. Bir yapının dayanımını kaybetmeden deprem enerjisinin önemli bir bölümünü tüketebilmesi için yapıda yeterli sünekliğin bulunması gerekmektedir. Süneklik;

- a) Malzeme Sünekliği
- b) Kesit Sünekliği
- c) Eleman Sünekliği
- d) Sistem Sünekliği

olarak sınıflandırılabilir.

Bu süneklik türlerinden malzeme sünekliği dışındakiler tasarımcının kontrolündedir. Kesit sünekliği, eleman sünekliği ve sistem sünekliği birbiri ile ilişkili ve etkileşimlidir. Bu sünekliklerin yaklaşık sayısal değerleri;

Malzeme sünekliği : $\mu_e = 100$

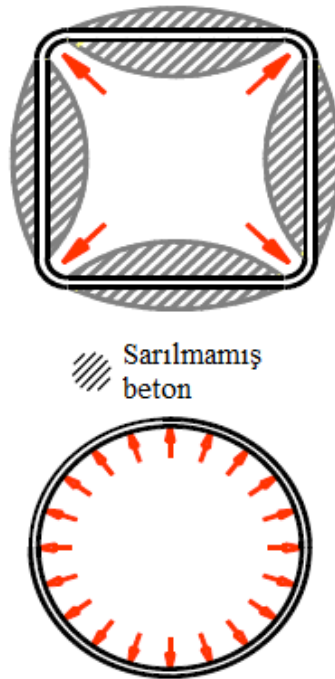
Kesit(eğrilik) sünekliği : $\mu_\phi = 12\sim 20$

Eleman(dönme) sünekliği : $\mu_\theta = 8\sim 14$

Sistem(deplasman) sünekliği : $\mu_\Delta = 4\sim 10$

şeklinde verilebilir [22].

Yapı malzemelerinden beton ve çeliği süneklik açısından karşılaştırdığımızda betonun gevrek, çeliğin ise sünek bir davranış sergilediğini söyleyebiliriz. Betonarme sistemlerde gevrek davranış ani göçme, bölgesel mekanizma veya kat mekanizmalarına sebep olmaktadır.

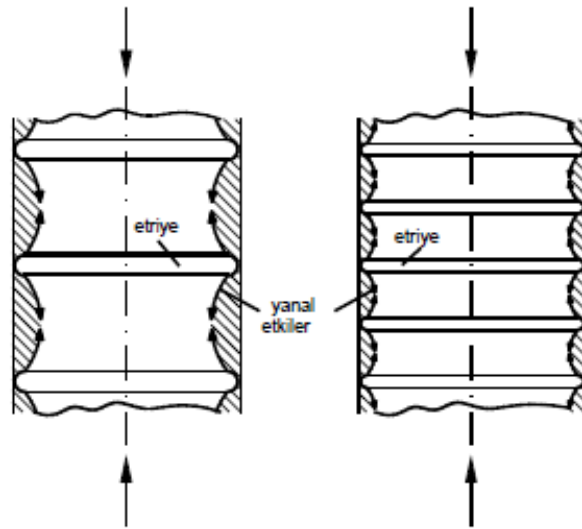


Şekil 2.6: Dairesel ve dikdörtgen sargı etkisi[18]

Betonun gevrek davranış göstermemesi için sargı donatısı ile sarılması durumunda, betonun dayanımı ve daha büyük oranda sünekliği artmaktadır. Eksenel basınç etkisiyle oluşan boyuna kısalma yanında meydana gelen enine genişlemelerin, enine donatı ile engellenmesi sonucu meydana gelen üç eksenli gerilme durumunda yanıl basınç ortaya çıkar. Eksenel yükün az olduğu durumda yanıl genişleme sınırlı olacağından dolayı beton ile enine donatı arasında etkileşim olmaz. Ancak büyük eksenel kuvvet etkisinde betondaki yanıl şekil değışimleri artarak enine donatıyı zorlar. Diğler bir ifadeyle enine donatı yanılara doğru açılmak isteyen betona basınç uygulayarak şekil değışimini kısıtlar. Bu sayede sargı donatısı betonun dayanımını ve şekil değıştirme kapasitesini artırır.

Şekil 2.6’da dikdörtgen etriye ve dairesel fret kullanımı sonucunda oluşan sargı etkisi gösterilmektedir. Dönel simetrik özelliğinden dolayı, dairesel fret içinde kalan tüm beton kesiti yanıl basınç etkisi altında iken, dikdörtgen kesitte etriyenin köşle oluşturduğu yerlerde yanıl basınç daha etkili olmaktadır. Şekil 2.6’ da yanıl şekil değıştirmesi önlenmiş bölgenin etriyeler arasında küçüldüğü görölmektedir. Dairesel fret kullanımında ise merkezden dışarıya doğru oluşan radyal gerilmelerin etkisine karşılık yanıl yerdeğıştirmeler çevre boyunca önlenmektedir.

Yanıl şekil değışiminin boyuna doğrultuda daha etkin önlenebilmesi için enine donatının aralığı azaltılabilir. Bu sayede iki etriye arasında yanıl şekil değıştirmesi önlenmemiş bölge küçölerek sargı etkisi artırılmış olur. Bu durum Şekil 2.7’de şematik olarak verilmiştir.



Şekil 2.7: Enine donatı aralığının sargı etkisiyle ilişkisi[19]

2.5.1 Betonarme sistemlerde sünek davranışı etkileyen faktörler

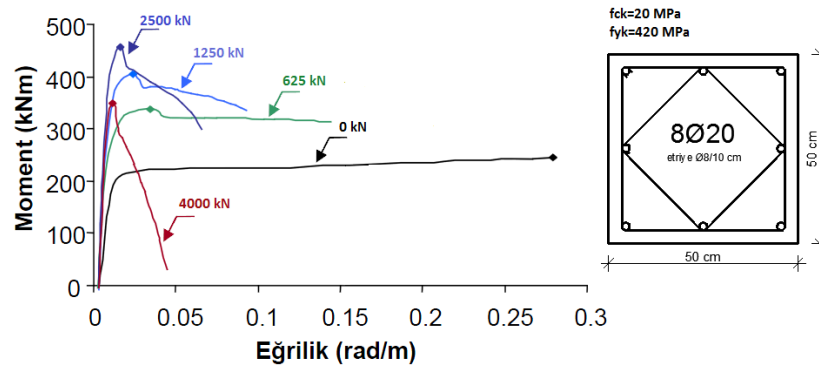
Betonarme sistemlerde sünek davranış, kolon ve perdelerde eğilme ve eksenel kuvvet, kirişlerde ise basit eğilme etkisinde görülmektedir. Ayrıca yapıların gevrek davranış gösteren kesme kuvveti, burulma, eksenel basınç etkisi altında büyük kapasiteye sahip olmaları çok önemlidir. Bu sayede sünek güç tükenmesi gevrek güç tükenmesinden daha önce oluşarak yapının sünek kalması sağlanır [20]. Şekil 2.8’ de 1994 Northridge depremine maruz kalmış bir binanın yüksek sünek davranış göstererek, yıkılmadığı görülmektedir. Bu bina deprem sonrasında büyük hasar almış olsa da, sünek davranış göstererek can güvenliğini sağlamaktadır.



Şekil 2.8: 1994 California – Northridge Depremi’nde hasar alan bir yapı [22]

2.5.1.1 Eksenel yük etkisi

Yapıda düşey taşıyıcı olarak kullanılan kolonlar yüksek eksenel kuvvet etkisinde kalabilmektedir. Eksenel kuvvet değişiminin dayanım ve sünekliğe olan etkisi Şekil 2.9’da şematik olarak verilmiştir [20].

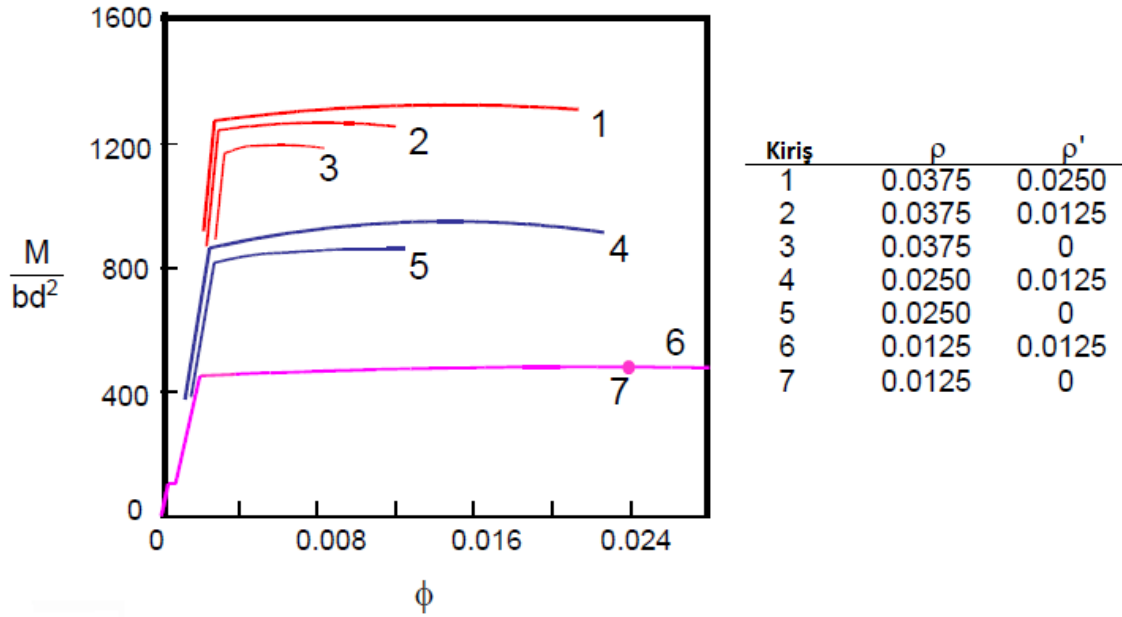


Şekil 2.9: Kolonda eksenel yük değişiminin dayanım ve sünekliğe etkisi [21]

Yukarıda boyutları verilen kolon için eksenel yük 2500 kN aşıldığında, gerekli sargı koşullarının sağlanmasına rağmen ani dayanım kaybının olduğu ve dönme kapasitesinin azaldığı görülmektedir. İlgili kolonda oluşan gevrek davranış gösteriyor ki eksenel yük değişimi kesit sünekliğini etkileyen önemli bir parametredir. Sonuç olarak betonarme elemanlarda kesitin taşıyabileceği normal kuvvet değerine kadar eksenel yük arttıkça yanal basıncın etkisiyle dayanım artmakta ancak süneklik azalmaktadır. Kesitin taşıyabileceği normal kuvvet değeri aşıldığında ise istenmeyen bir durum olan gevrek davranış oluşmaktadır [20].

2.5.1.2 Basınç donatısının etkisi

Kirişlerde basınç bölgesinde bulunan basınç donatısının sünekliğe olan etkisi Şekil 2.10'da verilmiştir.



Şekil 2.10: Basınç donatısı değişiminin sünekliğe etkisi[18]

Yukarıda verilen şekle göre;

ρ : Çekme donatısı oranı

ρ' : Basınç donatısı oranını ifade etmektedir.

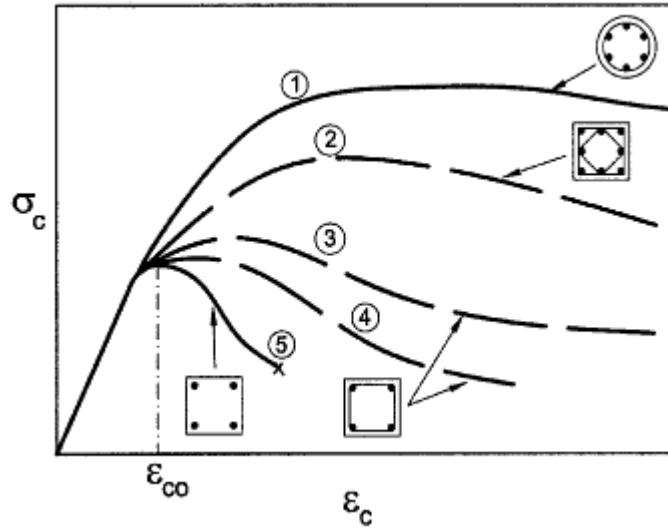
Aynı çekme donatısı oranına sahip 1-2-3, 4-5 ve 6-7 nolu kirişlerde basınç donatısı oranı arttıkça kirişin dönme kapasitesinin arttığı görülmektedir. Basınç donatısındaki artış nedeniyle kesitte basınç bölgesi küçülerek tarafsız eksen yukarı doğru kaymaktadır. Bunun sonucunda basınç bölgesindeki betonun birim şekil değiştirmesi

azalarak kirişin dönme kapasitesinin arttığı görülmektedir. Sonuç olarak aynı çekme donatısına sahip kirişlerde basınç donatısı arttıkça süneklik artmaktadır [20].

2.5.1.3 Sargı etkisi

Gevrek davranış gösteren betonun davranışını iyileştirmek ve sünekliğini artırmak için sargı kullanılarak çekirdek betonuna yanal basınç uygulanır. Bu sayede kolondaki şekildeğiştirme kapasitesi artarak sünek bir eleman elde edilmiş olur [20].

Çekirdek betonunu saran etriyenin çözülmesini engelleyen bu koşullar sayesinde kolonlarda, kolon kiriş birleşim bölgelerinde ve kirişlerin sarılma bölgelerinde ilgili elemanın dayanımını hemen kaybetmesi engellenmiş olur. Şekil 2.11’de sargı etkisi görülmektedir.



Şekil 2.11: Sargı etkisi[23]

Yukarıdaki şekilde görüldüğü gibi 1, 2, 3-4 eğrilerinde farklı enine donatı düzeni kullanılarak sargı etkisi incelenmiş, 5 nolu eleman ise herhangi bir şekilde sarılmamıştır. Yukarıda elde edilen sonuçlara göre;

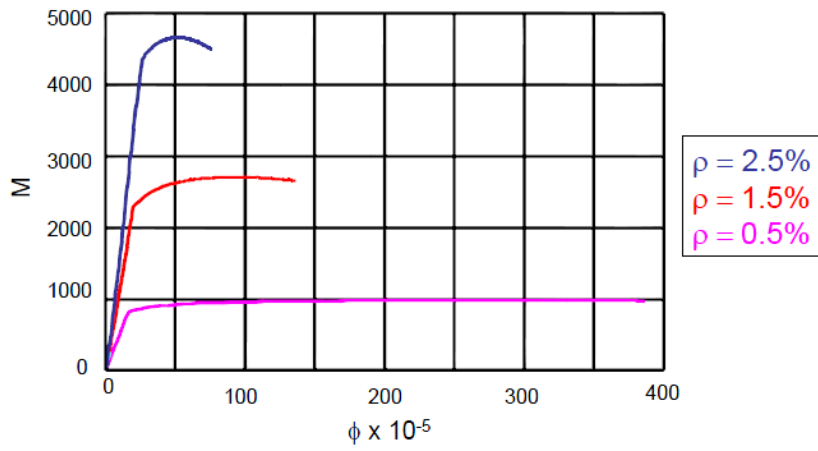
- Dikdörtgen etriye, sargısız duruma kıyasla sünekliği önemli derecede artırmış ancak dayanım artışı sınırlı olmuştur.
- 4 nolu elemana göre enine donatı aralığının daha az olduğu 3 nolu elemanda süneklik artışı görülmüştür.
- Çift etriye kullanılan 2 nolu elemanda, etriye serbest açıklığı azaldığı için süneklik ve dayanımda önemli bir artış olmaktadır.

- d) Dayanım ve süneklikte meydana gelen artışın en çok olduğu en etkili sargı düzeni dairesel fret uygulamasıdır.[23]

Sonuç olarak betonarme elemanlarda sargı etkisi ile süneklik artmaktadır.

2.5.1.4 Çekme donatısının etkisi

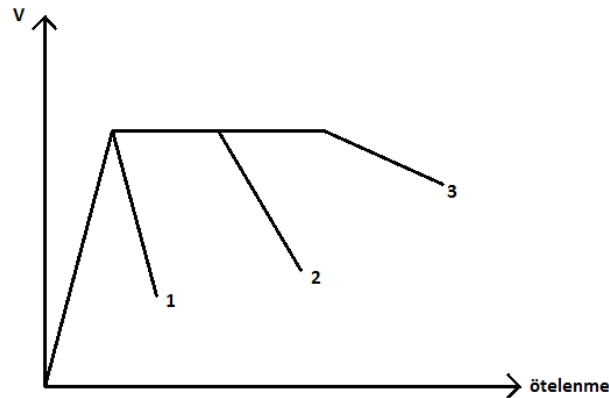
Betonun çekme dayanımı basınç dayanımının yaklaşık 1/10'u kadardır. Bu yüzden çekme bölgesinde donatı kullanılarak gerekli çekme dayanımı sağlanmış olur. Kirişlerde kullanılan çekme donatısının sünekliğe olan etkisi Şekil 2.12'de verilmiştir. [20].



Şekil 2.12: Çekme donatısı değişiminin sünekliğe etkisi[18]

Yukarıdaki şekilde çekme donatısı oranı arttıkça kesitin taşıyabileceği moment artarken süneklik azalmaktadır. Sonuç olarak betonarme elemanlarda çekme donatısı artarsa süneklik azalmaktadır.

2.5.1.5 Kesme kuvveti düzeyi



Şekil 2.13: Kesme kuvveti değişiminin sünekliğe etkisi [20]

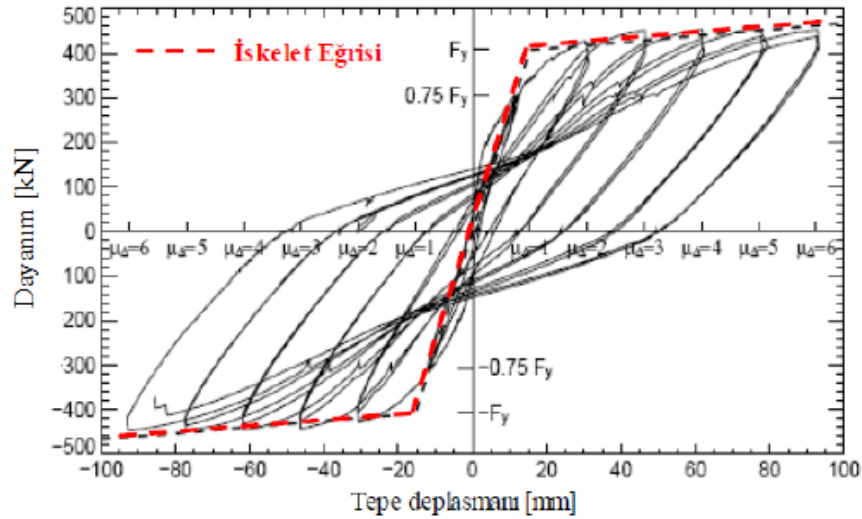
Betonarme elemanlarda kesme kuvvetinin değişimi sünekliği etkileyen bir diğer parametredir. Şekil 2.13’de bu durum şematik olarak görülmektedir.

Şekil 2.13’e göre kesme kuvveti düzeyindeki farklılıklar sonucunda kesitteki hasar eğilme(3), kesmeli-eğilme(2) ve kesme kuvveti(1) etkisinde oluşabilmektedir. Sonuç olarak betonarme elemanlarda kesme kuvveti düzeyi arttıkça sünekliğin azaldığı söylenebilir [20].

2.6 Betonarme Elemanlarda Çevrimsel Davranışın Hesaplarda Kullanım

Amacıyla İdealleştirilmesi

Depremi oluşturduğu yer hareketinin özelliğine bağlı olarak, deprem yüklerinde tersinmeler oluşur. Deprem sırasında, bu yük tersinmeleri bir çok kez yinelenir. Bu yük tersinmelerine yük çevrim halkaları adı da verilmektedir. Şiddetli depremlerde oluşan yük çevrim halkaları, dayanım ile ötelenme arasında, tersinir etkileri de içeren ilişkiyi göstermektedir. Şekil 2.14’ de konsol bir kolonun taban kesitindeki belirli bir bölgede oluşan plastik şekildeğiştirmelere bağlı olarak çevrimsel yükleme altında dayanım – yerdeğiştirme eğrisi gösterilmektedir. Kırmızı kesikli lejant ile gösterilen çevrimsel yüklemede elde edilen eğrilerin tepe noktalarının birleştirilmesi ile çizilen eğri zarf eğrisi veya iskelet eğrisi adını almaktadır.



Şekil 2.14: Betonarme konsol elemanda dayanım – yerdeğiştirme ilişkisi

Hesaplamalarda kullanılmak üzere Şekil 2.14’ de gösterilen doğrusal olmayan davranışın basitleştirilerek idealleştirilmesi gerekmektedir.

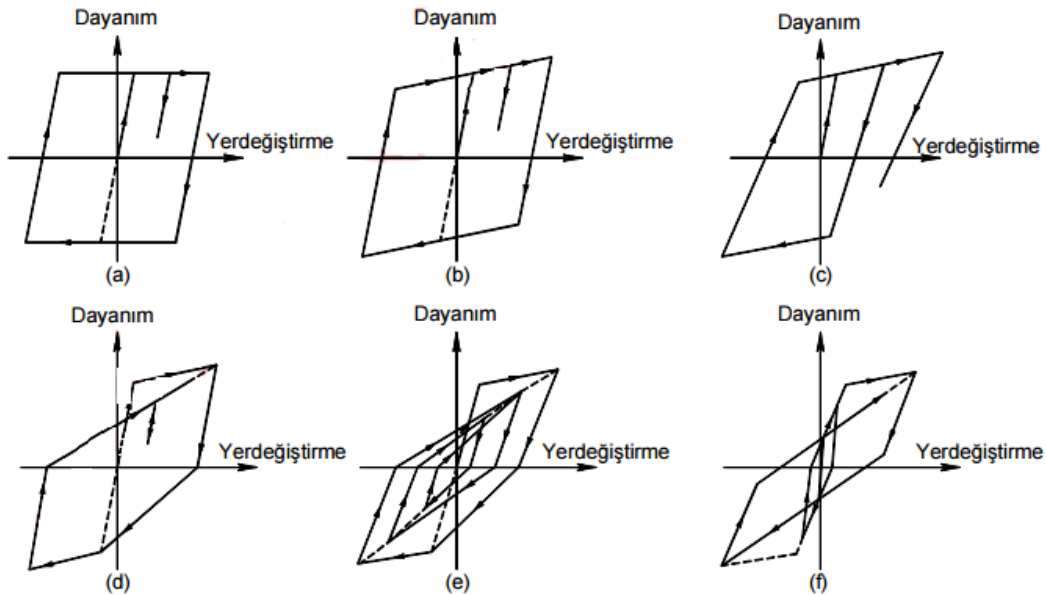
Çevrim halkaları davranış hakkında fikir verebilecek özelliklere sahiptir. Çevrim halkaları içinde kalan alan deprem sırasında tüketilen enerjinin ölçüsünü göstermektedir. Çevrim halkaları;

- a) Eğilme momentinin etkin olduğu
- b) Kesme kuvvetinin etkin olduğu

halkalar olarak iki grupta sınıflandırılabilir. Taşıyıcı sisteme deprem sırasında aktarılan enerji taşıyıcı sistem içinde tüketilmelidir. Bu tüketimin, taşıyıcı elemanlarda eğilme momentinin etkin olduğu çevrim halkaları oluşturularak sağlanması gereklidir. Bunun nedeni, güç tükenmesinin eğilme momenti dayanımına ulaşarak oluşmasının sünek bir davranış türü olmasıdır.

Kesme kuvvetinin davranışı belirlediği durumdaki çevrim halkalarında tüketilen enerjinin miktarı, eğilme momentinin etkin olduğu çevrim halkalarında tüketilene göre çok azdır. Bu nedenle kesme kuvvetinin davranışı belirleyeceği bir tasarımdan kaçınılmalıdır.

Hesaplarda kullanılan ve betonarme elemanların çevrimsel davranışlarını temsil etmek üzere geliştirilen çeşitli davranış modelleri bulunmaktadır. Sıkça kullanılan ve eğilme davranışının belirleyici olduğu davranış modellerine örnekler Şekil 2.15’ de gösterilmektedir.



Şekil 2.15: Eğilme türü davranışın belirleyici olduğu betonarme elemanlar için farklı dayanım – yerdeğiştirme modelleri [34]

Şekil 2.15' de bazı örnekleri görülen histeretik modellerin büyük bir kısmı deneysel araştırmalara dayanmaktadır. Deney sonuçlarını yansıtan bu eğrilerin incelenmesiyle birçok elemanın enerji tüketme güçlerinin sınırlı olduğu görülmüştür.

Şekil 2.15' de gösterilen dayanım – yerdeğiştirme modelleri;

- a) İdeal elasto-plastik model
- b) Pekleşmeli elasto-plastik model
- c) İki doğrulu rijitliğin azaldığı model
- d) Değiştirilmiş Clough modeli
- e) Takeda modeli
- f) Üç doğrulu rijitliğin azaldığı model

İdeal elasto-plastik model olarak adlandırılan modelde yükleme ve boşaltma eğrileri, iskelet eğrisinin başlangıç doğrusuna paralel doğru parçalarından oluşmaktadır. İskelet eğrisindeki iki doğrunun kesişme noktası akma noktası olarak adlandırılır.

Pekleşmeli elasto-plastik modelde gerilme pekleşmesi özelliği hesaba katılır. Akmadan sonra kesitte oluşacak rijitlik akmadan önceki kısmın rijitliği cinsinden ifade edilir. Bu model elastoplastik modelden daha gerçekçidir fakat akmadan sonraki yük boşalımı ve ters yükleme durumlarında gerçekleşecek rijitlik azalımı davranışını içermez.

İki doğrulu rijitliğin azaldığı modelde kesitteki çatlama da dikkate alınır. Yükleme anındaki elastik rijitlik ve yükün boşaltılması anındaki rijitlik arasındaki ilişkiyi ardışık maksimum deplasman değerleri ve rijitlik azaltma parametreleri belirlemektedir.

Rijitliği azalan (Clough) modelde, yükün geri yükleme durumunda rijitlik azalımı etkisini içerecek şekilde oluşturulmuştur. Model, gerilme pekleşmesi etkisini hesaba katan çift doğrulu model üzerinde çalışır.

Takeda modelinde eğri çatlama, çatlama ve akma sonrası durumu ifade eden üç doğrusal kısımdan oluşur. Doğrusal olmayan yerdeğiştirmeler kesitin çatlamaıyla başlar. Yük boşalması ve ters yükleme durumlarındaki rijitlikler akma durumundaki rijitlikten ve birbirlerinden farklıdır.

Üç doğrulu rijitliğin azaldığı modelde kesitteki çatlama da dikkate alınır. Bu yüzden değişim çatlama öncesi, çatlama sonrası ve akma sonrasını ifade eden üç doğru

şeklindedir. Bu modelde gerçekleşen yük boşalması çatlamamış kesitin rijitliğine eşit şekilde oluşur.

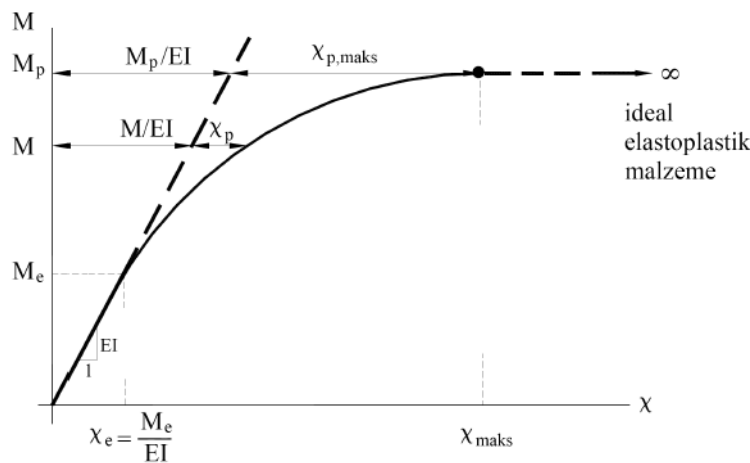
2.7 Plastik Mafsal Hipotezi

Yeterli düzeyde sünek davranış gösteren yapı sistemlerinde (çelik yapılarda ve bazı koşullar altında betonarme yapılarda), plastik mafsal hipotezi ile sistem hesapları önemli ölçüde kısaltılabilmektedir. Kırılma sırasındaki toplam şekildeğiştirmelerin doğrusal şekildeğiştirmelere oranı olarak tanımlanan süneklik oranının büyük olduğu ve doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin küçük bir bölgeye yayıldığı sistemlerde, doğrusal olmayan eğilme şekildeğiştirmelerinin plastik kesit (plastik mafsal) adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde (kesitlerde) sistemin doğrusal–elastik davrandığı varsayılabilir (Şekil 2.16–2.17). Bu hipoteze plastik mafsal hipotezi adı verilir. İdeal elastoplastik malzeme için gerçek eğilme momenti–eğrilik bağıntısı Şekil 2.16’da verilen bir düzlem çubuk elemanın belirli bir bölgesine ait eğilme momenti diyagramı, toplam eğilme şekildeğiştirmeleri ve doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler Şekil 2.17’de görülmektedir [17].

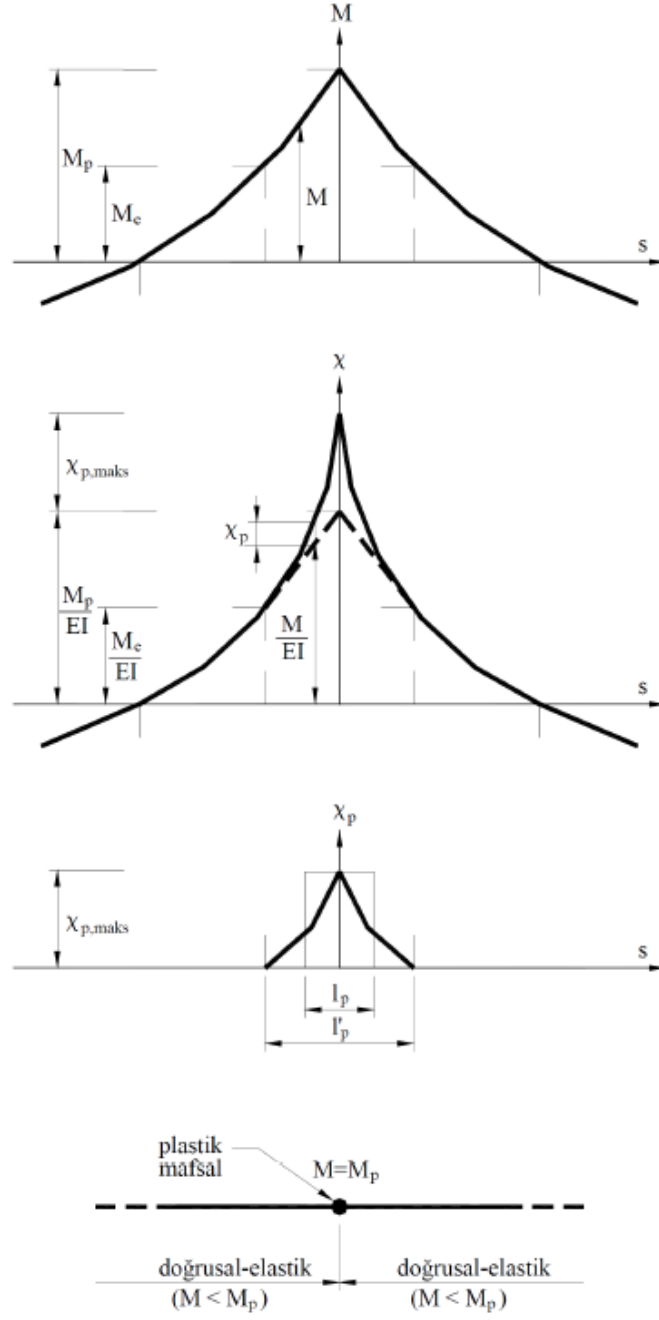
Plastik mafsal hipotezinde, çubuk eleman üzerinde l_p uzunluğundaki bir bölgeye yayılan doğrusal olmayan (plastik) şekildeğiştirmelerin plastik mafsal olarak tanımlanan bir noktada toplandığı varsayılmaktadır (2.1) (Şekil 2.17) [17].

$$\theta_p = \int_{l_p} \chi_p ds \quad (2.1)$$

Burada, θ_p plastik mafsalın dönmesini göstermektedir.



Şekil 2.16: İdeal elastoplastik malzeme için eğilme momenti – eğrilik (M-χ) diyagramı [17]

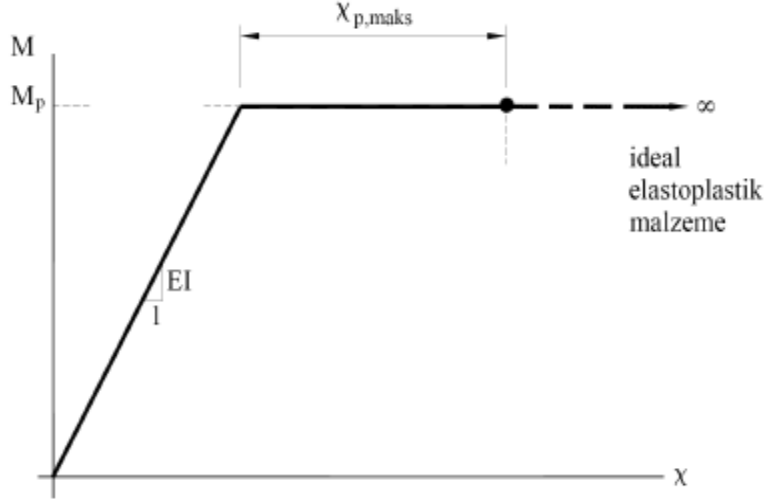


Şekil 2.17: Doğrusal olmayan şekil değiştirmeler [17]

Plastik mafsal hipotezinin uygulanması, gerçek eğilme momenti – eğrilik ($M-\chi$) bağıntısının iki doğru parçasından oluşacak şekilde idealleştirilmesine karşı gelmektedir (2.2–2.3) (Şekil 2.18) [17].

$$M \leq M_p \quad \text{için} \quad \chi = \frac{M}{EI} \quad (2.2)$$

$$M = M_p \quad \text{için} \quad \chi \rightarrow \chi_{p,maks.} \quad (2.3)$$



Şekil 2.18: İdealleştirilmiş eğilme momenti – eğrilik ($M-\chi$) bağıntısı [17]

Dönme kapasitesinin yaklaşık olarak hesabı için (2.4) bağıntısı kullanılabilir.

$$\theta_{P,maks.} = l_p \chi_{P,maks.} \quad (2.4)$$

Burada l_p plastik bölge uzunluğunu (plastik mafsalsal boyunu) ifade eder.

Betonarme yapı sistemlerinde dönme kapasitesinin ($\chi_{P,maks.}$) değeri çeşitli etkenlere bağlıdır. Bunların başlıcaları aşağıda verilmiştir.

- Betonarme betonu ve beton çeliğinin $\sigma-\epsilon$ diyagramlarını belirleyen ϵ_{cu} ve ϵ_{su} sınır birim boy değişimleri.
- Betonarme betonunun ϵ_{cu} birim boy değişmesini etkileyen sargı donatısının miktarı, şekli ve yerleşim düzeni.
- Plastik bölge uzunluğunu etkileyen en kesit boyutları.
- Eğilme momenti diyagramının şeklidir.

Diğer taraftan, performansa dayalı tasarım ve değerlendirme yöntemlerinde, dönme kapasitesinin belirlenmesinde yapıdan beklenen performans seviyesi de etken olmaktadır, [17].

2.7.1 Plastik mafsalsal hipotezinin esasları

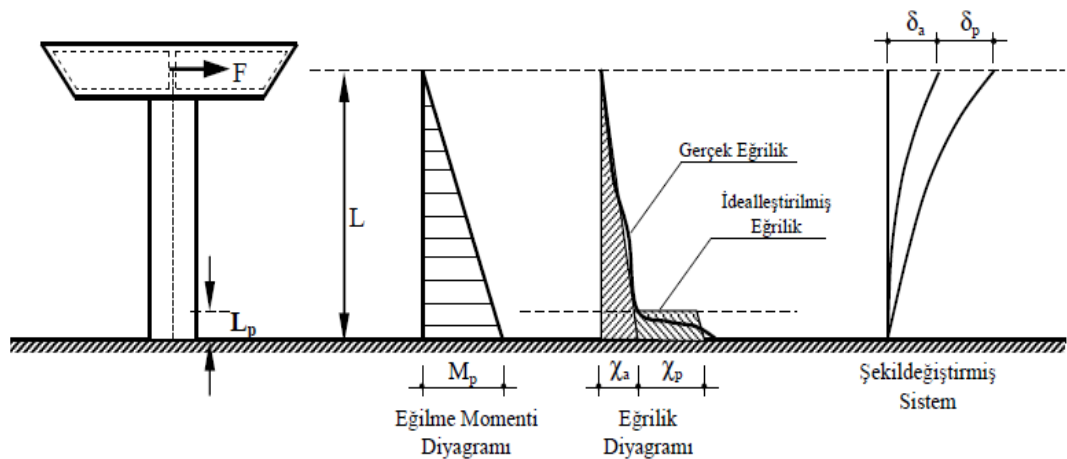
Malzemenin doğrusal olmayan davranışı plastik mafsalsal hipotezi ile gözönüne alınmaktadır. Buna göre plastik şekil değiştirmelerin plastik kesit adı verilen belirli bölgelerde toplandığı diğer bölgelerin malzeme davranışının doğrusal elastik kaldığı kabul edilmiştir.

Plastik mafsal hipotezinin esasları aşağıda üç ana madde halinde verilmiştir.

- Bir kesitteki eğilme momenti artarak M_p plastik moment değerine eşit olunca, o kesitte bir plastik mafsal oluşur. Daha sonra, kesitteki eğilme momenti $M=M_p$ olarak sabit kalır ve kesit serbestçe döner. Plastik mafsaldaki Θ_p plastik dönmesi artarak $\Theta_{p,maks}$ dönme kapasitesine ulaşınca kesit kullanılamaz duruma gelir.
- Plastik mafsallar arasında eleman davranışı doğrusal–elastiktir. Kesite eğilme momenti ile birlikte normal kuvvetin de etkimesi halinde, M_p plastik momentini yerine, kesitteki N normal kuvvetine bağlı olarak akma koşulundan bulunan indirgenmiş plastik moment (M_p') değeri esas alınmaktadır [17].

2.7.2 Plastik mafsal boyu ile ilgili literatürdeki çalışmalar

Literatürde, özellikle köprü türü betonarme yapıların yerdeğiştirme esaslı tasarımı için gerekli olan L_p plastik mafsal boyu (plastik bölge uzunluğu) ile ilgili olarak, deneysel çalışmaları esas alan birçok yaklaşım önerilmiştir. Tek serbestlik dereceli yapı sistemlerinin yerdeğiştirme davranışı, kolon plastik kesitindeki eğrilik talepleri ile doğrudan doğruya elde edilebilmesi nedeniyle, köprü türü yapı sistemlerinin doğrusal olmayan davranışının belirlenmesinde plastik mafsal boyu yaklaşımı önem arz etmektedir (Şekil 2.19). Tipik bir köprü kolonunun alt ucundaki plastik kesite ait L_p plastik mafsal boyu, oluşan elastik ve plastik eğrilikler (χ_a ve χ_p) ile sistemin elastik ve plastik yerdeğiştirmeleri (δ_a ve δ_p) Şekil 2.19’da gösterilmiştir [25].



Şekil 2.19: Tipik bir köprü kolonu için elastik ve plastik şekil değiştirmeler [25]

Betonarme köprü türü yapı sistemleri için önerilen plastik mafsal boyu yaklaşımları, betonarme binaların doğrusal olmayan analizlerinde de yaygın olarak

kullanılmaktadır. Literatürde deneysel ve nümerik çalışmalar sonucu önerilen plastik mafsal boyu bağıntıları ve bunların değerlendirildiği bazı çalışmalar aşağıda özetlenmiştir [25].

Baker (1956) tarafından, kiriş ve kolonlar için eğilme momenti – eğrilik bağıntılarının incelendiği deneysel çalışmada, beton basınç dayanımı, boyuna donatının akma dayanımı ve hacimsel oranı, normal kuvvetin düzeyi gibi parametrelerin etkisi incelenmiştir.

Deneysel çalışmalardan elde edilen sonuçlar esas alınarak, sargılı ve sargısız beton modelleri için plastik mafsal boyunu hesaplamada (2.5–2.6) bağıntıları önerilmiştir [25].

$$L_p = k_1 k_2 k_3 \left(\frac{z}{d} \right)^{0.25} d \text{ (Sargısız beton modeli için)} \quad (2.5)$$

$$L_p = 0.8 k_1 k_3 \left(\frac{z}{d} \right)^{0.25} c \text{ (Sargılı beton modeli için)} \quad (2.6)$$

Burada;

k_1 : Yumuşak çelik için 0.7, soğukta işlenmiş çelik için 0.9,

$$k_2 = 1 + 0.5(P / P_0), \quad k_3 = 0.9 - \frac{0.3}{23.5} (f'_c - 11.7) \text{ (N/mm}^2\text{)},$$

z : kolonun kritik kesiti ile eğilme momentinin sıfır olduğu kesit arasındaki uzaklığı (mm),

d : kesitin etkin yüksekliğini (mm),

c : maksimum momentteki tarafsız eksen derinliğini (mm),

P : normal kuvveti (kN),

P_0 : kesitin aksenal basınç hali için normal kuvvet taşıma kapasitesini (kN),

f'_c : beton basınç dayanımını (N/mm²)

göstermektedir [25].

Mattock (1964)'de, betonarme kirişlerin davranışı üzerinde çeşitli parametrelerin (beton basınç dayanımı, kirişin etkin yüksekliği, kesme açıklığı–yükseklik oranı

(z/d), boyuna donatının akma dayanımı ve hacimsel oranı) etkisini incelemek için çok sayıda deneysel çalışma yapılmıştır.

Çalışmada, kirişin (z/d) oranı arttıkça veya çekme donatısının hacimsel oranı azaldıkça, plastik bölge uzunluğunun arttığı belirlenmiştir. Çalışmada plastik mafsal boyunu hesaplamak için (2.7) bağıntısı önerilmiştir [25].

$$L_p = \frac{d}{2} \left[1 + \left(1.14 \sqrt{\frac{z}{d}} - 1 \right) \left(1 - \left(\frac{\rho - \rho'}{\rho_b} \right) \sqrt{\frac{d}{16.2}} \right) \right] \quad (2.7)$$

Burada:

d : kirişin etkin yüksekliğini (inç),

z : kritik kesit ile eğilme momentinin sıfır olduğu kesit arasındaki uzaklığı (inç),

q : çekme donatısı indeksini,

q' : basınç donatısı indeksini,

q : dengeli çekme donatısı indeksini,

göstermektedir [25].

Çalışmanın yazarı Mattock tarafından yapılan daha sonraki çalışmalarda, (2.7) bağıntısı basitleştirilmiş ve (2.8) bağıntısı önerilmiştir.

$$L_p = \frac{d}{2} + 0.05z \quad (2.8)$$

Priestley ve diğ. (1996) tarafından yapılan ve deneysel çalışmalardan elde edilen sonuçların esas alındığı çalışmada, betonarme köprü sistemlerinin yerdeğiştirme davranışını belirlemek amacıyla (2.9)'daki plastik mafsal boyu bağıntısı önerilmiştir. Literatürdeki plastik mafsal boyu ile ilgili karşılaştırma ve değerlendirme çalışmalarının çoğunda bu yaklaşım kullanılmaktadır. Eurocode-8 ve AASHTO'da, plastik mafsal boyu için (2.9) bağıntısına benzer bağıntılar önerilmektedir. (2.9) bağıntısındaki birinci terim (0.08L) plastik mafsal boyunu belirlemede eğilme davranışının etkisini, ikinci terim (0.022f_yd_b) ise boyuna donatıya ait aderansın etkisini göstermektedir [25].

$$L_p = 0.08L + 0.022 f_y d_b \quad (2.9)$$

Burada:

L : kritik kesit ile eğilme momentinin sıfır olduğu kesit arasındaki uzaklığı (mm),

f_y : boyuna donatının akma dayanımını (N/mm^2),

d_b : boyuna donatının çapını (mm)

göstermektedir [25].

Galal ve Ghobarah (2003)'de, tekrarlı ve dinamik yükler etkisi altındaki betonarme elemanların doğrusal olmayan analizi için plastisite teorisini esas alan iki eksenli bir model önerilmiştir. Önerilen model, deneysel olarak yapılmış başka bir çalışmanın sonuçları ile de değerlendirilmiştir. Çalışmada plastik mafsalsal boyu olarak, plastik şekildeğiştirmelerin başladığı akma durumu için kesit yüksekliğinin yarısı ($L_p=0.5h$), maksimum eğrilik durumuna ulaşıldığında ise kesit yüksekliğinin alındığı ($L_p=h$) basitleştirilmiş bir yaklaşım kabul edilmiştir [25].

Ho ve Pam (2003)'de, sargılı ve yüksek dayanımlı betonarme kolonların düşük normal kuvvet düzeyi altındaki doğrusal olmayan davranışları deneysel olarak incelenmiştir. İncelenen test numuneleri için kolon – kiriş birleşiminden itibaren gözlenen plastik mafsalsal boyları, kolonun her iki yüzü için de belirlenmiştir. Çalışmada, plastik mafsalsal boyu olarak kolon enkesit yüksekliğinin alınması ($L_p=h$) önerilmiştir. Çalışmada deneysel gözlemler sonucunda, incelenen kolon numunelerinin her iki yüzündeki plastik mafsalsal boylarının birbirine yakın olduğu ($L_{px}=L_{py}$) ve plastik mafsalsal boyunun sargı donatısı oranından etkilenmediği belirlenmiştir [25].

Lu ve diğ. (2005) tarafından deneysel ve olasılıksal incelemelerin yapıldığı çalışmada, betonarme kolonların üç farklı performans seviyesindeki öteleme sınırları için, Monte Carlo Simülasyon Yöntemi ile olasılıksal analizleri yapılmış ve plastik mafsalsal boyu için (2.10) bağıntısı önerilmiştir.

Çalışmada deneysel sonuçlar referans alınarak, literatürdeki plastik mafsalsal boyu yaklaşımları ile önerilen yaklaşımın sayısal karşılaştırması yapılmıştır. Yazarlar, literatürde önerilen plastik mafsalsal boyu yaklaşımlarının, maksimum hasara karşı gelen şekildeğiştirme durumu için elde edildiklerini belirtmişlerdir.

Bunun için, plastikleşmenin başladığı şekildeğiştirme durumunda, plastik mafsalsal boyu olarak hesaplanan boyun yarısının alınması ($L_p^*=0.5L_p$), orta düzeyde

performans düzeyine karşı gelen şekildeğiştirme durumunda ise, hesaplanan boyun yarısı ile tamamı arasında interpolasyon yapılması ($L_p^* = 0.5L_p \sim L_p$) önermiştir [25].

$$L_p = 0.077z + 8.61d_b \quad (2.10)$$

Burada:

z : kritik kesit ile eğilme momentinin sıfır olduğu kesit arasındaki uzaklığı (mm),

d_b : boyuna donatının çapını (mm)

göstermektedir [25].

Bae ve Bayrak (2008) tarafından deneysel çalışmaların esas alındığı çalışmada, betonarme kolonların plastik mafsallı boyunu belirlemede, normal kuvvetin düzeyi ile kesme açıklığı-yükseklik oranının etkisi araştırılmıştır.

Çalışmada deneysel sonuçlar esas alınarak, kolonların plastik mafsallı boyunun hesabı için (2.11) bağıntısı önerilmiştir. Çalışmada, yazarlar tarafından önerilen bağıntı ile literatürde önerilen sekiz plastik mafsallı boyu yaklaşımından elde edilen L_p boyları, deneysel sonuçlar referans alınarak karşılaştırılmıştır [25].

$$L_p = \left[0.3 \left(\frac{P}{P_0} \right) + 3 \left(\frac{A_s}{A_g} \right) - 0.1 \right] \left(\frac{L}{h} \right) + 0.25 \geq 0.25 \quad (2.11)$$

Burada,

P : normal kuvveti (kN),

P_0 : kesitin eksenel basınç hali için normal kuvvet taşıma kapasitesini (kN),

L : kolonun kritik kesiti ile eğilme momentinin sıfır olduğu kesit arasındaki uzaklığı (mm),

h : kesitin etkin yüksekliğini (mm),

A_g : brüt enkesit beton alanını (mm^2),

A_s : boyuna donatıların alanını (mm^2)

Çalışmada, plastik mafsallı boyunu etkileyen en önemli parametrelerin, normal kuvvetin düzeyi, eğilme momenti diyagramının şekli, plastik mafsallı bölgedeki kayma gerilmelerinin seviyesi, boyuna ve enine donatıların mekanik özellikleri, sargı donatısının miktarı ve betonun basınç dayanımı olduğu belirtilmiştir [25].

3. PERFORMANSA DAYALI TASARIM VE DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ YÖNTEMLERİ

Dayanıma göre tasarım yaklaşımı'nın en önemli sakıncası, elastik eşdeğer deprem yüklerinin azaltılması için yararlanılan süneklik kapasitesinin yönetmeliklerde sadece taşıyıcı sistem türü ve süneklik düzeyine bağlı olarak, taşıyıcı sistemin tümü için tek bir parametre olarak tanımlanmasıdır. Öte yandan, tasarım depremi (50 yılda aşılma olasılığı %10 olan şiddetli deprem) altında taşıyıcı sistemde belirli düzeyde hasar oluşacağı kabul edilmesine karşılık, dayanıma göre tasarımda bu hasarın büyüklüğü ve dağılımı sayısal olarak belirlenememektedir. Şekildeğiştirmeye göre değerlendirme veya tasarımda süneklik isteminin hesapla elde edilebilmesi, gözönüne alınan deprem etkisi altında bina taşıyıcı sistem elemanlarında meydana gelecek hasar dağılımının ve büyüklüğünün sayısal olarak belirlenebilmesini mümkün kılmaktadır [27].

Doğrusal olmayan analiz sonucunda, verilen bir deprem etkisi altında istem büyüklükleri olarak taşıyıcı elemanların kritik kesitlerinde oluşan plastik mafsallık dönmeleri doğrudan elde edilebilmektedir. Bunlara bağlı olarak aynı kritik kesitlerdeki plastik eğrilik istemleri ve toplam eğrilik istemleri ile beton ve donatı çeliğinde meydana gelen en büyük birim şekildeğiştirme istemleri sayısal olarak elde edilmektedir [27].

Yapıların performansa dayalı tasarımı ve değerlendirilmesi üç temel aşamadan oluşmaktadır.

1. Yapı için bir performans hedefi seçilir. Bu aşamada, performans hedefinin seçilebilmesi için deprem tehlike seviyelerinin ve yapı için öngörülecek olan performans seviyesinin de belirlenmesi gerekir.
2. Öngörülen deprem risk seviyeleri için doğrusal olmayan statik analiz yöntemleri ile yapının analizi yapılır.
3. Bu aşamada yapının performans seviyesi değerlendirilir ve yapı için öngörülen performans seviyesinin gerçekleşip gerçekleşmediğinin kontrolü yapılmaktadır [29].

Doğrusal olmayan analiz sonucunda, performans kriterlerinin sağlanıp sağlanmadığı aşağıda belirtilen performans kriterlerine göre belirlenmektedir.

- Global yerdeğiştirme(çatı veya bir başka referans noktasının yerdeğiştirmesi),
- Göreli kat ötelemeleri,
- Kat kuvvetleri (kesme ve devrilme momenti)
- Yapı elemanlarının deformasyonları ve eleman iç kuvvetleri (kolon, kiriş ve perdeler) [28].

Bu tez çalışmasında, betonarme çerçeve sistemin doğrusal olmayan davranışının belirlenmesinde FEMA 356 [FEMA, 2000], ATC 40 [ATC, 1996] ve DBYBHY2007’de tanımlanan kriterlerden yararlanılmıştır. Sayısal hesaplamalarda doğrusal olmayan statik analiz yöntemleri ile zaman tanım alanında dinamik analiz yöntemi kullanılmıştır.

Doğrusal olmayan statik analiz yöntemlerinden Kapasite Spektrum Yöntemi (KSY) [ATC 40, 1996] ve Deplasman Katsayıları Yöntemi (DKY) [FEMA 356, 2000], Eşdeğer Doğrusallaştırma Yöntemi [FEMA 440, 2004] kullanılmıştır.

Doğrusal olmayan zaman tanım alanında dinamik analiz yönteminde kullanılan deprem ivme kayıtları orta-yüksek derecedeki Avrupa deprem senaryosunu temsil edecek şekilde oluşturulmuştur. İvme kaydı farklı dönüş periyotları için 12 farklı deprem spektrumu kullanımıyla yapay olarak üretilmiştir. Zaman tanım alanında dinamik analizde 475 ve 975 yıl dönüş periyotlu iki adet ivme kaydı kullanılmıştır.

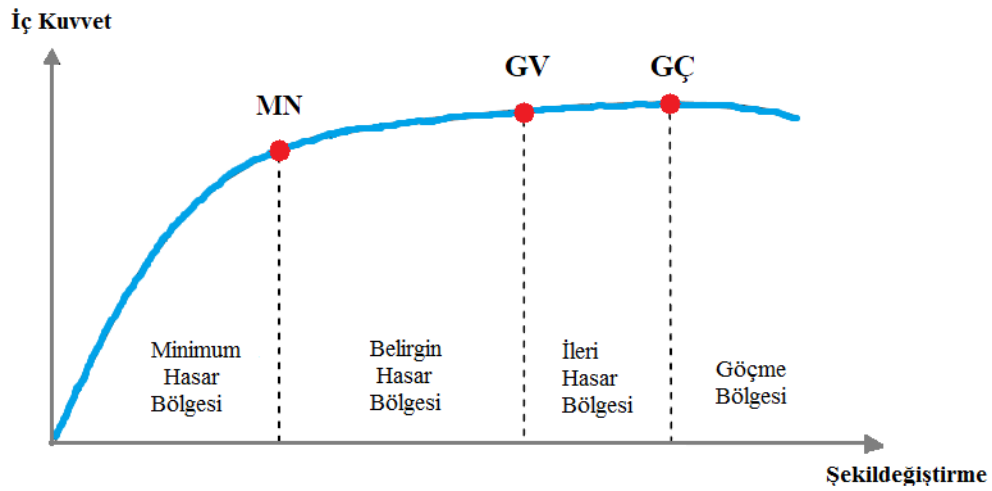
3.1 Deprem Yönetmeliği 2007’e Göre Yapıların Değerlendirilmesi

Ülkemizde, şekil değiştirmeye bağlı tasarım esas alınarak binaların deprem performanslarının belirlenmesi konusu ilk olarak Deprem Yönetmeliği 2007 Bölüm 7’de yer almıştır. İlgili bölümde mevcut ve güçlendirilmesi gereken bina türü yapıların performanslarının değerlendirilmesinde uygulanacak olan hesap kuralları bulunmaktadır [20].

3.1.1 Yapı elemanlarının hasar sınırları ve hasar bölgeleri

Deprem Yönetmeliği 2007’de taşıyıcı sistemde bulunan sünek elemanlar için kesit düzeyinde meydana gelebilecek hasar sınırı üçe ayrılmıştır. Bu hasar sınırları Minimum Hasar Sınırı (MN), Güvenlik Sınırı (GV) ve Göçme Sınırı (GÇ)’dir.

Minimum hasar sınırı kesitte doğrusal olmayan davranışın başlangıcını temsil etmektedir. Ayrıca minimum hasar sınırına kadar kesitte elastik şekil değiştirmeler görülürken bu sınır aşıldıktan sonra geri dönmeyen kalıcı şekil değiştirmeler oluşur. Güvenlik sınırı kesitin güvenli olarak yapabileceği elastik ötesi davranışın, göçme sınırı ise kesitin göçme öncesindeki davranışının sınırını göstermektedir. Kesit hasar sınırları arasında kalan bölgeler de ilgili elemanın içinde bulunduğu hasar bölgelerini ifade etmektedir. Kısaca örnek vermek gerekirse “Güvenlik sınırı” (GV) ve “Göçme Sınırı” (GÇ) arasında bulunan bir yapı elemanı ileri hasar bölgesinde yer almaktadır. Hasar sınırları ve hasar bölgeleri şematik olarak Şekil 3.1’de görülmektedir [7].



Şekil 3.1 : Kesit hasar sınırı ve hasar bölgeleri[7].

Yukarıda tanımlı yapılan kesit hasar sınırlarına göre beton ve donatı çeliği için Deprem Yönetmeliği 2007’de izin verilen şekil değiştirme üst sınırları incelenirse;

- (a) Minimum Hasar Sınırı (MN): Kesitin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesi ile donatı çeliği birim şekil değiştirmesi üst sınırları;

$$(\epsilon_{cu})_{MN}=0.0035 \quad ; \quad (\epsilon_s)_{MN}=0.01 \quad (3.1)$$

- (b) Güvenlik Sınırı (GV): Etriye içindeki sargılı bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesi ile donatı çeliği birim şekil değiştirmesi üst sınırları;

$$(\epsilon_{cg})_{GV}=0.0035+0.01(\rho_s/\rho_{sm}) \leq 0.0135 \quad ; \quad (\epsilon_s)_{GV}=0.04 \quad (3.2)$$

- (c) Göçme Sınırı (GÇ): Etriye içindeki sargılı bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesi ile donatı çeliği birim şekil değiştirmesi üst sınırları;

$$(\varepsilon_{cg})_{G\check{C}} = 0.004 + 0.014(\rho_s/\rho_{sm}) \leq 0.018 \quad ; \quad (\varepsilon_s)_{G\check{C}} = 0.06 \quad (3.3)$$

olduğu görülmektedir. Örneğin herhangi bir elemanın kesit hasar sınırının belirlenmesinde ilgili hasar sınırı için beton ve donatıda izin verilen  ekil değiştirme değerlerinin birine ulaşılması yeterlidir. 3.2 ve 3.3 nolu denklemlerde;

ρ_s : Hasar sınırı belirlenecek olan kesitte özel deprem etriyesi veya  iroz olarak düzenlenen enine donatının hacimsel oranını,

ρ_{sm} : Deprem Yönetmeliği 2007’de hasar sınırı belirlenecek olan kesitte bulunması gereken enine donatının hacimsel oranını göstermektedir.

3.1.2 Birim  ekil değiştirme istemlerinin belirlenmesi

Herhangi bir kesit için doğrusal olmayan hesap yöntemleri ile elde edilen plastik dönme talebine bağlı olarak plastik eğrilik istemi Denklem 3.4 yardımıyla bulunabilir.

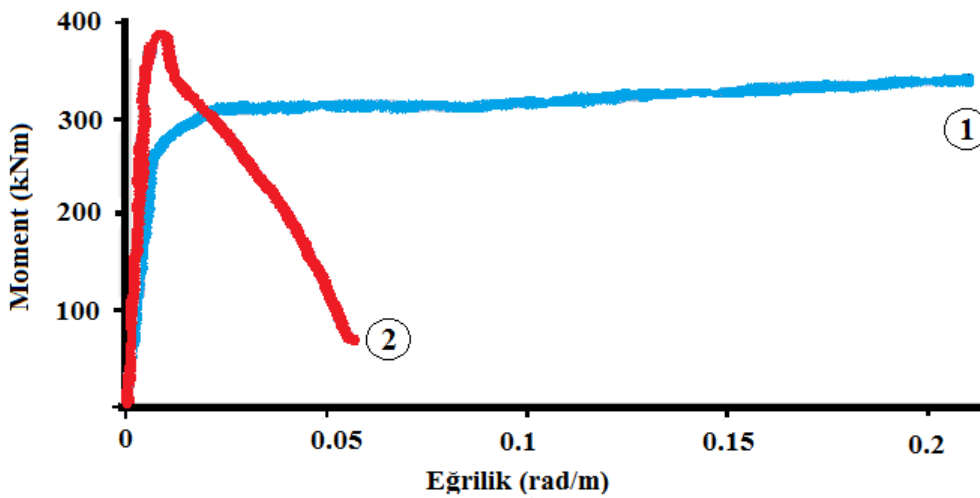
$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} \quad (3.4)$$

Denklem 3.4’de;

ϕ_p : Plastik eğrilik istemini,

θ_p : Plastik dönme istemini,

L_p : Plastik mafs l boyunu temsil etmektedir.



Şekil 3.2 : Moment - eğrilik ilişkisi [20]

İlgili kesitte betondaki basınç birim şekil değiştirmesi ile donatı çeliğindeki birim şekil değiştirme istemlerinin hesaplanabilmesi için toplam eğrilik talebinin elde edilmesi gerekmektedir. Toplam eğrilik istemi için ilk olarak beton ve donatı çeliği gerilme-şekil değiştirme eğrileri kullanılarak ilgili kesitin moment-eğrilik ilişkisi bulunur. Kesitin davranışı hakkında fikir sahibi olmamızı sağlayan moment-eğrilik eğrisinin altında kalan alan, kesitin sönümleyebileceği enerjinin bir göstergesidir(enerji yutma kapasitesi). Şekil 3.2’de sünek ve gevrek davranış gösteren iki kirişin moment-eğrilik ilişkisi şematik olarak görülmektedir [20].

Şekil 3.2’den görüleceği gibi (1) nolu eğri sünek davranışı temsil ederken (2) nolu eğri ise gevrek davranışı tanımlamaktadır.

Denklem 3.4’de hesaplanan plastik eğrilik istemine, moment-eğrilik ilişkisi ile bulunan akma eğriliği eklenerek kesitin toplam eğrilik istemi elde edilir. Bu bağıntı Denklem 3.5’de görülmektedir [20].

$$\phi_t = \phi_p + \phi_y \quad (3.5)$$

3.1.3 Binalar için tanımlanan performans düzeyleri

Taşıyıcı sistemde bulunan kolonlarda alt ve üst uç kesitleri, kirişlerde ise sol ve sağ mesnet kesitleri için hasar bölgeleri belirlendikten sonra eleman bazında değerlendirme yapılarak binanın deprem performansı belirlenir. Deprem Yönetmeliği 2007’de mevcut veya güçlendirilen binalar için dört farklı performans düzeyi tanımlanmıştır. Eleman hasar durumlarına göre belirlenen performans düzeyleri sonraki sayfada görülmektedir [20].

3.1.3.1 Hemen kullanım performans düzeyi

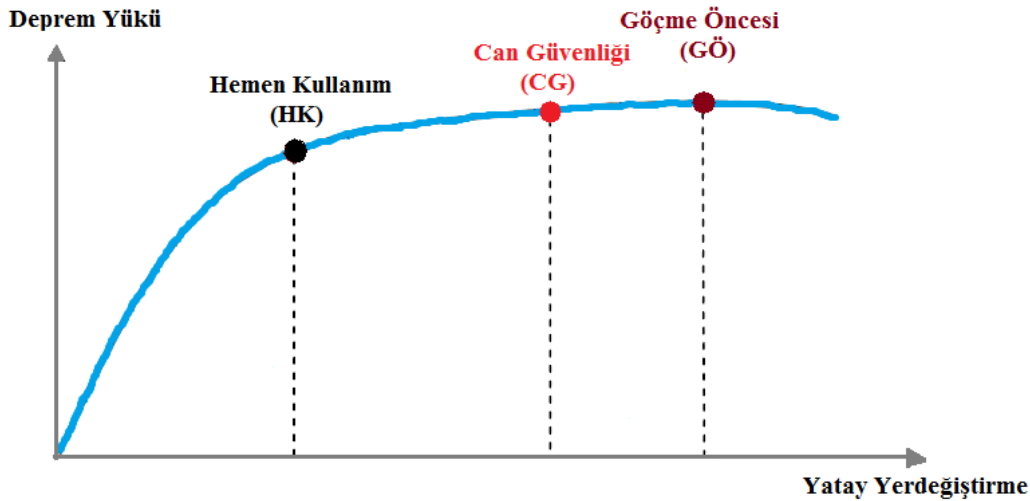
Hemen kullanım performans düzeyinde yapısal ve yapısal olmayan elemanlar ya hiç hasar görmezler yada oluşan hasar onarılabilecek düzeydedir.

Kesit ve eleman hasar durumları belirlendikten sonra yapılan değerlendirmede herhangi bir katta kirişlerin en fazla %10’u minimum hasar sınırını aşarak belirgin hasar bölgesinde yer alabilir.

Ayrıca gevrek olarak hasar gören elemanlar güçlendirilmesi koşullarını sağlayan binaların hemen kullanım performans düzeyinde olduğu kabul edilir. Bina depremden hemen sonra kullanılabilir [20].

3.1.3.2 Can güvenliği performans düzeyi

Can güvenliği performans düzeyinde yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda oluşabilecek hasar sınırlı ve onarılabilir düzeydedir. Şekil 3.3’de görüldüğü gibi yapı doğrusal olmayan davranış bölgesinde ancak göçme öncesi durumundan yeterli uzaklıktadır. Değerlendirme sonucunda ikincil kirişler hariç olmak üzere kirişlerin en fazla %30’u ileri hasar bölgesinde yer alabilmektedir. İleri hasar bölgesine geçen kolonların her bir katta taşınan kesme kuvvetine katkısı %20’yi geçmemelidir. Sadece en üst katta bu oran %40 olarak sınırlandırılmıştır. Diğer taşıyıcı elemanların tümü belirgin veya minimum hasar bölgesinde olmalıdır. Eğer üst ve alt ucunda minimum hasar sınırı aşılmış kolonlar varsa, bu kolonlar tarafından taşınan kesme kuvveti tüm kolonların taşıdığı kesme kuvveti değerinin en fazla %30’u kadar olabilmektedir. Ayrıca hemen kullanım performans düzeyinde olduğu gibi gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirilmesi gerekmektedir [20].



Şekil 3.3 : Binalar için tanımlanan performans düzeyleri[7].

3.1.3.3 Göçme öncesi performans düzeyi

Göçme öncesi performans düzeyinde yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda ileri düzeyde hasar meydana gelmiştir. Yapının doğrusal olmayan davranışı Şekil 4.7’de görüldüğü gibi göçme anına yaklaşmıştır. Yapılan değerlendirmeler sonucunda herhangi bir katta ikincil kirişler hariç olmak üzere kirişlerin en fazla %20’si göçme bölgesinde yer alabilmektedir. Diğer tüm elemanlar minimum, belirgin veya ileri hasar bölgesindedir. Eğer üst ve alt ucunda minimum hasar sınırı aşılmış kolonlar varsa, bu kolonlar tarafından taşınan kesme kuvveti tüm kolonların taşıdığı kesme kuvveti değerinin en fazla %30’u kadar olabilmektedir [20].

3.1.3.4 Göçme durumu

Yapılan değerlendirmeler sonucunda yapı göçme öncesi performans düzeyini sağlamıyorsa göçme durumundadır. Bina can güvenliği bakımından tehlikelidir [20].

3.1.4 Binalar için öngörülen minimum performans hedefleri

Deprem Yönetmeliği Bölüm7’de mevcut binaların değerlendirilmesinde ve güçlendirilmesinde kullanılmak üzere üç farklı deprem düzeyi tanımlanmıştır. Tanımlanan üç deprem düzeyi etkisinde, binanın kullanım amacı veya türüne göre değişiklik gösteren minimum performans hedefleri konulmuştur. Performansa göre değerlendirmede kullanılacak olan depremler ve binaların kullanım amacına göre sağlaması gereken performans hedefleri Çizelge 3.1 ve Çizelge 3.2’de verilmiştir [20].

Çizelge 3.1 : Binalar için öngörülen minimum performans hedefleri[7].

Binanın Kullanım Amacı ve Türü	Deprem Aşılma Olasılığı		
	50 yılda %50	50 yılda %10	50 yılda %2
Deprem Sonrası Kullanılması Gereken Binalar: Hastane, sağlık tesisi, afet yönetimi merkezleri, belediye yönetim binaları vb.	—	HK	CG
İnsanların Uzun Süreli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar: Okullar, yatakhaneler, yurtlar, pansiyonlar, askeri kışlalar, müzeler vb.	—	HK	CG
Tehlikeli Madde İçeren Binalar: Parlayıcı ve patlayıcı özellikleri olan maddelerin bulunduğu ve depolandığı binalar vb.	HK	CG	—
Diğer Binalar: Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (konutlar, işyerleri, oteller, endüstri yapıları vb)	—	CG	—

Çizelge 3.1’de görüldüğü gibi konut türü klasik binalar dışında kalan yapıların iki farklı deprem etkisinde farklı performans hedeflerini sağlaması gerekmektedir. Önemle belirtilmelidir ki farklı deprem düzeylerinde öngörülen hedefler tasarımcının sağlaması gereken minimum hedeflerdir [20].

Çizelge 3.2 : Performans değerlendirmesinde kullanılan depremler[30]

Deprem	50 yılda aşılma olasılığı	Dönüş Periyodu	Spektrum Ordinatı
D1 Deprem Düzeyi	%50	72 yıl	~0.5
D2 Deprem Düzeyi	%10	475 yıl	1.00
D3 Deprem Düzeyi	%2	2475 yıl	~1.5

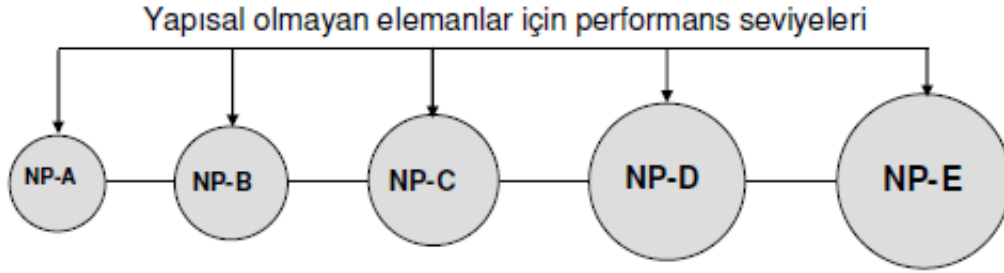
- a) *Hemen Kullanım Yapısal Performans Seviyesi (SP-1)* : Bu yapısal performans seviyesi sadece çok sınırlı yapısal hasarların olduğu deprem sonrası hasar durumu anlamına gelmektedir. Yapının yatay ve düşey kuvvetlerini karşılayan taşıyıcı sistemleri, deprem öncesi dayanım ve rijitliğinin neredeyse tamamını sürdürmektedir. Yapısal hasarın sonucu olarak hayati tehlike yaratan yaralanma riski çok düşüktür ve bazı küçük yapısal onarımlar gerekse de bunlar genellikle tekrar kullanım için zorunlu değildir [8].
- b) *Hasar Kontrol Yapısal Performans Bölgesi (SP-2)* : Bu hasar bölgesi (SP-1) ve (SP-3) performans seviyeleri aralığındadır. Hasar kontrol bölgesi tasarımı, onarım zamanını ve işlevdeki kesintiyi en aza indirmek ve kısmen değerli ekipman ve içeriği korumak için kullanılabilir [8].
- c) *Yaşam Güvenliği Yapısal Performans Seviyesi (SP-3)* : Bu performans seviyesi, deprem sonrası yapıda önemli hasarın olduğu fakat yapının kısmen veya tamamen göçmesine kadar kalan sınırdaki hasar durumu anlamına gelmektedir. Bazı yapısal elemanlar ciddi hasar görmüşse de bu yapı içinde ya da dışında kısmi göçme meydana gelmemiştir. Deprem esnasında yaralanmalar olabilir. Ancak yapısal hasarın sonucu olarak hayati tehlike yaratan yaralanma riskinin çok az olması beklenmektedir. Binanın tekrar kullanılmadan önce muhtemelen geniş ölçüde yapısal onarımın yapılması beklenir. Ancak bazı hallerde ekonomik nedenlerden dolayı binanın onarılması pratik açıdan mümkün olmayabilir. Hasarlı binada hemen göçme riski olmasa da yapısal onarımlar yapmak veya tekrar kullanım öncesinde geçici olarak önlem almak uygun bulunmaktadır [8].
- d) *Sınırlı Güvenlik Yapısal Performans Bölgesi (SP-4)* : Bu hasar bölgesi (SP-3) ve (SP-5) performans seviyeleri aralığındadır [8].
- e) *Göçme Önleme Yapısal Performans Seviyesi (SP-5)* : Deprem sonrasında yapının kısmen veya tamamen göçme tehlikesinde olduğu durum anlamına gelmektedir. Yapıda kalıcı hasar meydana gelmiştir. Yapının rijitliğinde ve yatay kuvvet dayanımında önemli ölçüde azalma vardır. Ayrıca daha sınırlı bir ölçüde düşey yük taşıma kapasitesinde de azalma meydana gelmiştir. Ancak düşey yüklere karşı koyan bütün taşıyıcı sistem elemanları da düşey yükünü taşımaya devam etmektedir. Yapıdan taşıyıcı sistem elemanlarının kırılması ve kopması sonucu ciddi yaralanma riski vardır. Yapının onarımı

teknik olarak pratik olmadığı gibi, artçı bir deprem göçmeyi tetikleyebileceğinden tekrar kullanım için güvenli değildir [8].

- f) *Performansın Gözönüne Alınmadığı Durum (SP-6)* : Bu performans seviyesinde bazı bina sahipleri rehabilitasyon programında yapının kendi performansını değil de yapısal olmayan zayıflıkları göstermek isteyebilir (Örneğin parapetler veya tehlikeli madde konteynırlarını sabitlemek gibi...). Bu tür rehabilitasyon programları bazen etkili olur. Çünkü bir sismik tehlikeyi önlemek maliyette önemli bir düşüşü sağlar [8].

3.2.2 Yapısal olmayan elemanlara ait performans seviyeleri

ATC 40'da ve FEMA 356'da yapısal olmayan elemanlara ait beş farklı performans seviyesi tanımlanmıştır. Bunlar Şekil 3.5'de şematik olarak gösterilmiştir.



Şekil 3.5 : Binalar için tanımlanan performans düzeyleri[8]

Yapısal olmayan elemanlar için performans seviyelerine ait, genel başlıklar aşağıda verilmiştir [8].

- Kullanıma Devam Performans Seviyesi (NP-A)
- Hemen Kullanım Performans Seviyesi (NP-B)
- Yaşam Güvenliği Performans Seviyesi (NP-C)
- Azaltılmış Hasar Performans Seviyesi (NP-D)
- Performansın Gözönüne Alınmadığı Durum (NP-E)

3.2.3 Bina performans seviyeleri

Bina performans seviyeleri, yapısal ve yapısal olmayan sistem elemanlarının performans seviyelerinin değişik kombinasyonları ile elde edilmektedir.(Çizelge 3.3)

Çizelge 3.3 : ATC 40 ve FEMA 356'da tanımlanan bina performans seviyeleri [8]

BİNA PERFORMANS SEVİYELERİ						
Yapısal Olmayan Elemanların Performans Seviyeleri	Yapısal Elemanların Performans Seviyeleri ve Bölgeleri					
	SP-1 Hemen kullanım	SP-2 Hasar kontrol (Bölge)	SP-3 Yaşam güvenliği	SP-4 Sınırlı güvenlik (Bölge)	SP-5 Göçmenin önlenmesi	SP-6 Gözönüne alınmayan
NP-A Kullanıma devam	1 -A	2-A	KÖ	KÖ	KÖ	KÖ
NP-B Hemen kullanım	1 -B	2-B	3-B	KÖ	KÖ	KÖ
NP-C Yaşam güvenliği	1 -C	2-C	3-C	4-C	5-C	6-C
NP-D Azaltılmış hasar	KÖ	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E Gözönüne alınmayan	KÖ	KÖ	3-E	4-E	5-E	Kabul edilmez

KÖ : Kullanılması önerilmeyen bina performans seviyesi

ATC 40'da ve FEMA 356'da tanımlanan ve Çizelge 3.3'de gösterilen bina performans seviyelerinden en yaygın olarak kullanılanları (1-A, 1-B, 3-C, 5-E) genel başlıklarıyla aşağıda verilmiştir [8].

- Kullanıma Devam Performans Seviyesi (1-A)* : Hedeflenen bu bina performans seviyesinde, binaların yapısal ve yapısal olmayan elemanlarında çok az hasar oluşması veya hiç hasar oluşmaması beklenir. Bu hedeflenen bina performans seviyesini karşılayan yapılar yaşam güvenliği açısından oldukça küçük risk gösterir. Çok düşük seviyelerdeki deprem yer hareketlerinde çoğu bina bu hedef bina performans seviyesini karşılamalıdır. Bununla birlikte deprem sonrası kullanımı gereken binalar dışındaki binalarda bu hedef bina performans seviyesi, şiddetli yer hareketleri için ekonomik olarak pratik olmayacaktır [8].
- Hemen Kullanım Performans Seviyesi (1-B)* : Hedeflenen bu bina performans seviyesinde, binaların yapısal elemanlarında minimum hasar oluşması veya hasar oluşmaması ve yapısal olmayan elemanlarında az hasar oluşması beklenmektedir. Deprem sonrası binanın hemen kullanımı mümkün olsa da, normal durumda işlev görmesinden önce bazı temizlik ve onarım yapmak ve hizmetlerin yeniden sağlanmasını beklemek gerekebilir. Bu hedef bina

performans seviyesinde yaşam güvenliği riski çok düşüktür. Orta şiddette deprem seviyesinde bir çok bina sahibi bu performans seviyesini yerine getirmek isteyebilir. Ayrıca bazı bina sahipleri bu performans şiddetli deprem yer hareketi altındaki önemli binalar için isteyebilir [8].

- c) *Yaşam Güvenliği Performans Seviyesi (3-C)* : Hedeflenen bu bina performans seviyesinde, binaların yapısal ve yapısal olmayan elemanlarında büyük hasarlar oluşabilmektedir. Binanın tekrar kullanımından önce onarımlara ihtiyaç duyulabilir ve onarım ekonomik olarak pratik olmayabilir. Bu hedef bina performans seviyesindeki binalarda yaşam güvenliği riski düşüktür. Birçok bina sahibi şiddetli deprem yer hareketleri için bu hedef bina performans seviyesini karşılamasını ister [8].
- d) *Göçme Önleme Performans Seviyesi (5-E)* : Hedeflenen bu bina performans seviyesinde, binalarda, yapısal olmayan elemanların göçmesinden kaynaklanan önemli bir yaşam güvenliği tehlikesi oluşturur. Buna karşın binanın kendisi göçmediği için yapısal kaynaklanan yaşam güvenliği riski düşüktür. Bu seviyeyi karşılayan bir çok bina tam bir ekonomik kayıp olacaktır. Bu seviye, ciddi can güvenliği tehlikelerini ve nispeten maliyeti azalttığı için bazen zorunlu olarak uygulanan sismik rehabilitasyon düzenlemelerinde temel olarak seçilir [8].

3.3 Doğrusal Olmayan Statik Analiz Yöntemleri

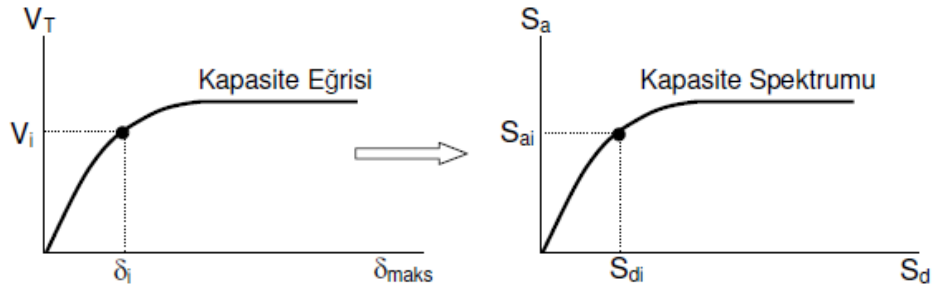
Yapıların performansa dayalı tasarımı ve değerlendirilmesinin yapılabilmesi için öncelikle yapı sisteminin doğrusal olmayan davranışının belirlenmesi gerekmektedir. Günümüzde yapıların deprem etkisi altındaki doğrusal olmayan davranışının belirlenebilmesinde dinamik ve statik analiz yöntemlerinden yararlanılmaktadır. Doğrusal olmayan dinamik analiz yöntemleri ile yapı davranışı daha gerçekçi olarak belirlenebilse de bu yöntemler oldukça karmaşık, zaman alıcı ve çok fazla sayıda yerel deprem kaydı gerektirdiğinden, pratikte mühendislerin günlük kullanımları için uygun olmamaktadır. Bu nedenle, daha uygulanabilir olan basitleştirilmiş doğrusal olmayan statik analiz yöntemleri daha yaygın olarak kullanılmakta ve bu konudaki araştırmalar önem kazanmaktadır [8].

Lineer olmayan statik analiz yöntemleri temel olarak, yapının yatay kuvvet taşıma kapasitesini ifade eden kapasite eğrisinin belirlenmesini, bu kapasite eğrisinden

yararlanarak göz önüne alınan deprem için yapının elastik olmayan maksimum deplasmanının (deplasman talebinin) hesaplanmasını ve bu deplasman değerine kadar statik olarak itilmiş yapının performansının (deprem güvenliğinin) belirlenmesini içermektedir [31]. Yapıların performansının değerlendirilmesinde lineer olmayan statik analiz yöntemlerinden yaygın olarak kullanılanları Kapasite Spektrum Yöntemi (KSY), Deplasman Katsayıları Yöntemi (DKY) ve Eşdeğer Doğrusallaştırma yöntemidir. Bu çalışmada da bu yöntemlerden yararlanılmıştır.

3.3.1 Kapasite Spektrum Yöntemi (KSY)

Bu yöntem, belirli bir deprem yer hareketi için yapıya yüklenen yerdeğiştirme talebi (istemi) ile yapının yatay yük taşıma kapasitesinin birbirine bağımlı olduğu esasına dayanmaktadır. Binada deprem yükleri altında elastik olmayan şekil değiştirmeler meydana gelmektedir. Bu şekil değiştirmeler binanın sönümünü artırır dolayısıyla deprem talebini (istemini) azaltır. Kapasite Spektrum Yöntemi (KSY), binada meydana gelen elastik olmayan şekil değiştirmelere bağlı olarak elastik talep spektrumu indirgeyip kapasite ve talebin eşit olduğu noktayı belirlemeye çalışır. Performans noktası adı verilen bu noktada, binadan istenilen performans hedefinin gerçekleşip gerçekleşmediği kontrol edilmektedir [8].



Şekil 3.6 : Kapasite eğrisinin kapasite spektrumuna dönüştürülmesi [8]

Bu yöntemde performans noktası belirlenirken kapasite eğrisi, talep spektrumu ile karşılaştırılması gerektiği için, spektral formata dönüştürülür. Ancak, talep spektrumu tek serbestlik dereceli sisteme ait olduğundan, çok serbestlik dereceli sisteme ait kapasite eğrisinin eşdeğer tek serbestlik dereceli sisteme dönüştürülmesi gerekmektedir. Bu işlem, birinci doğal moda ait modal kütle çarpanı (α_1) ve modal katılım çarpanı (PF_1) kullanılarak (3.6), (3.7), (3.8) ve (3.9) bağıntıları ile belirlenebilir (Şekil 3.6). Kapasite Spektrum Yöntemi ile performans noktasının elde

edilmesinde, geleneksel olarak kullanılan Spektral ivme-Periyot (S_a -T) yerine spektral ivme-spektral yerdeğiştirme (S_a - S_d) (ADRS) formatı kullanılmaktadır [8].

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^{N_K} (W_i \phi_{i,1} / g) \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^{N_K} (W_i / g) \right] \left[\sum_{i=1}^{N_K} (W_i \phi_{i,1}^2 / g) \right]} \quad (3.6)$$

$$PF_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^{N_K} (W_i \phi_{i,1} / g) \right]}{\left[\sum_{i=1}^{N_K} (W_i \phi_{i,1}^2 / g) \right]} \quad (3.7)$$

$$S_a = \frac{V_t}{W \alpha_1} \quad (3.8)$$

$$S_d = \frac{\delta_{maks}}{PF_1 \phi_{Tepe,1}} \quad (3.9)$$

Bu bağıntılarda,

S_a, S_d : Spektral ivme, spektral yerdeğiştirme,

V_T, δ_{maks} : Toplam taban kesme kuvveti, yapının maksimum tepe yerdeğiştirmesi,

W : Yapının toplam ağırlığı,

$\phi_{Tepe,1}$: Birinci moda ait en üst kattaki normalleştirilmiş genlik,

$\phi_{i,1}$: Birinci moda ait (i) nolu kattaki normalleştirilmiş genlik,

N_K : Yapının kat adedi,

w_i : (i) numaralı katın ağırlığı,

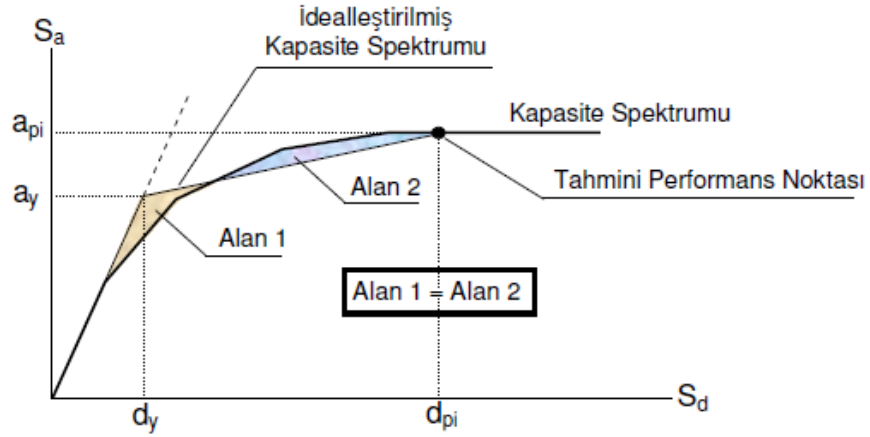
g : Yerçekimi ivmesi (9.81 m/sn²)

olarak tanımlanmaktadır.

3.3.1.1 Kapasite Spektrum Yöntemi ATC 40 ile yerdeğiştirme talebi ve performans noktasının belirlenmesi

Verilen bir bina ve deprem için yerdeğiştirme talebi, deprem esnasında yapının beklenen maksimum davranışının bir tahminidir. Deprem yükleri altındaki yapı elastik olmayan şekildeğiştirmeler nedeniyle rijitlik kaybeder, rijitlik kaybettiğçe

binanın periyodu ve sönümü artar. Kapasite spektrumu yardımıyla, yutulan enerji miktarı ve buna karşılık gelen eşdeğer sönüm, yaklaşık olarak hesaplanır. Bunun için öncelikle kapasite spektrumu üzerinde bir nokta performans noktası olarak tahmin edilir ve spektrum eğrisi iki doğru parçası ile idealleştirilir. Bu idealleştirme, kapasite spektrum eğrisi ile iki doğru parçalı idealleştirilmiş eğrinin arasında kalan alanların (Alan 1= Alan 2) eşit olması şeklinde yapılmaktadır (Şekil 3.7) [8].



Şekil 3.7 : Kapasite spektrumunun iki doğru parçası ile idealleştirilmesi [8]

Burada;

a_y : İki doğru parçalı olarak idealleştirilen kapasite spektrumunda akma noktasının spektral ivme koordinatı,

d_y : İki doğru parçalı olarak idealleştirilen kapasite spektrumunda akma noktasının spektral yerdeğiştirme koordinatı,

a_{pi} : Tahmini performans noktasının spektral ivme koordinatı (ADRS formatında),

d_{pi} : Tahmini performans noktasının spektral yerdeğiştirme koordinatı (ADRS formatında) olarak tanımlanmaktadır

Kapasite spektrumu, iki doğru parçası ile idealleştirildikten sonra binanın sönümü hesaplanabilmektedir. Deprem hareketinin binaya elastik bölge dışında etkiğinde oluşan sönüm, binanın doğasında olan viskoz sönümle histeristik sönümün bir kombinasyonu ile temsil edilir. Kapasite Spektrum Yöntemi farklı süneklik seviyelerini gösteren indirgenmiş elastik spektrumu elde etmek için bu sönümü kullanılmaktadır. Histeristik sönüm, binanın deprem kuvvetine (taban kesme kuvveti) karşı kritik yerdeğiştirme grafiği çizildiğinde oluşan çevrim içinde kalan alanla ilişkilidir (Şekil 3.8). (3.10) bağıntısı ile hesaplanabilen histeristik sönüm,

dikkate alarak (κ) sönüm düzeltme çarpanı kullanılır. Binanın yapısal davranışına ve deprem hareketinin süresine bağlı olan bu düzeltme çarpanı (κ) üç farklı yapısal davranış tipi için ATC 40'da verilmiştir (Çizelge 3.4) [8].

Çizelge 3.4 : Sönüm düzeltme çarpanı (κ) değerleri [8]

Yapısal Davranış Tipi	β_0 (%)	κ
Tip A	≤ 16.25	1.00
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tip B	≤ 25	0.67
	> 25	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tip C	Her β_0 değeri için	0.33

Çizelge 3.4'de Tip A, stabil olarak Şekil 3.8'e çok benzer tam histeristik çevrim yapan binalar içindir ve $\kappa = 1.00$ olarak alınır. Tip B, histeristik çevrim alanının orta seviyede bir azalmasını gösterir ve bu tür binalar için $\kappa = 0.667$ olarak alınır. Tip C, histeristik çevrim alanında kalıcı azalmalar oluşur, zayıf histeristik çevrim yapan binalar içindir ve $\kappa = 0.333$ olarak alınır. Yapısal davranış tipinin seçiminde yapı sisteminde depreme karşı koyan elemanlar ile depremin süresi çok etkin olmaktadır. ATC 40'da yapısal davranış tipinin seçimi için yukarıdaki parametrelere bağlı olarak yapısal davranış tipleri verilmiştir (Çizelge 3.5). Bu çizelgede, yeni binalar, mevcut yönetmeliklere göre tasarlanmış binaları gösterir. Zayıf mevcut binalar, histeristik davranışı zayıf veya bilinmeyen, önemli derecede sistemde ani veya sürekli dayanım azalması olan, yanal kuvvetlere karşı koyabilen binalardır. Mevcut binalar, bu iki durum dışında kalan binalardır [8].

Çizelge 3.5 : Yapısal davranış tipleri [8]

Sarsıntı Süresi	Yeni Binalar	Mevcut Binalar	Zayıf Mevcut Binalar
Kısa	TİP A	TİP B	TİP C
Uzun	TİP B	TİP C	TİP C

Böylece (κ) sönüm düzeltme çarpanı değeri kullanılarak etkin viskoz sönüm (β_{eff}), (3.14) bağıntısıyla hesaplanabilir.

$$\beta_{eq} = \kappa\beta_0 + 5 \quad (3.14)$$

Hesaplanan etkin viskoz sönüme bağlı olarak %5 sönümlü elastik talep spektrumunu indirmek için kullanılacak indirgeme katsayıları SR_A ve SR_V , (3.15) ve (3.16) bağıntıları kullanılarak elde edilmektedir. Spektral indirgeme katsayıları için yapısal davranış tipine bağlı olarak minimum SR_A ve SR_V indirgeme katsayısı değerleri ATC 40'da verilmiştir (Çizelge 3.6).

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} \quad (3.15)$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} \quad (3.16)$$

Burada ;

β_{eff} : Etkin viskoz sönüm,

κ : Sönüm düzeltme çarpanı,

SR_A : Spektrumun sabit ivme bölgesindeki indirgeme katsayısı,

SR_V : Spektrumun sabit hız bölgesindeki indirgeme katsayısı

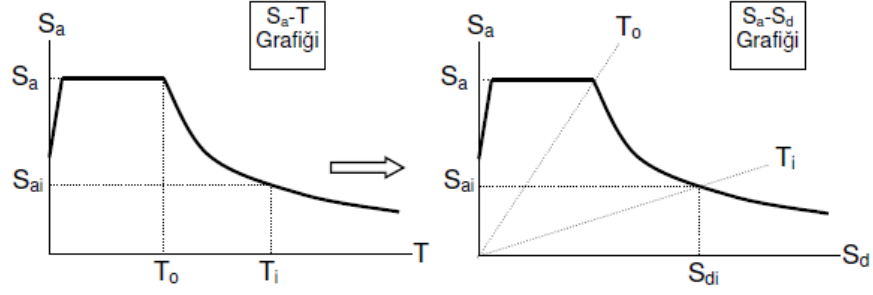
olarak tanımlanmaktadır [8].

Çizelge 3.6 : Minimum SR_A ve SR_V değerleri [8]

Yapısal davranış tipi	SR_A	SR_V
TİP A	0.33	0.50
TİP B	0.44	0.56
TİP C	0.56	0.67

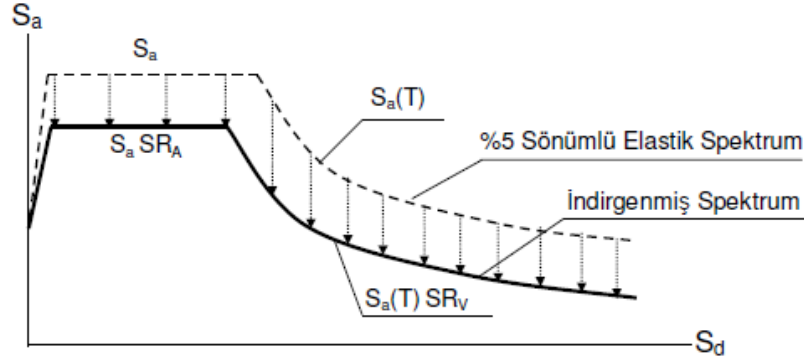
Daha sonra (3.17) bağıntısı ile spektral ivme – spektral yerdeğiştirme (S_a - S_d) (ADRS) formatına dönüştürülen elastik davranış spektrumu bu katsayılarla bağlı olarak indirgenmektedir, (Şekil 3.9 ve Şekil 3.10) [8].

$$S_{di} = S_{ai} \frac{T^2}{4\pi^2} \quad (3.17)$$



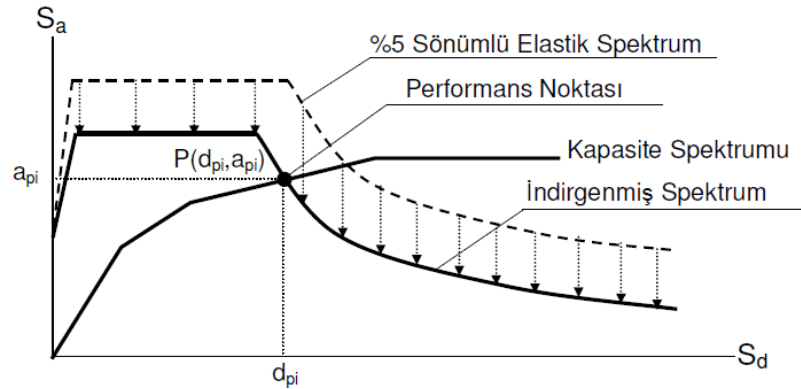
Şekil 4.4 Talep spektrumunun (S_a - T), spektral ivme – spektral yerdeğiştirme (S_a - S_d) formatına (ADRS) dönüştürülmesi

Şekil 3.9 : Talep spektrumunun (S_a - T), spektral ivme – spektral yerdeğiştirme (S_a - S_d) formatına (ADRS) dönüştürülmesi [8]



Şekil 3.10 : Elastik olmayan şekildeğiştirmelere bağlı olarak elastik spektrumun indirgenmesi [8]

İndirgenmiş talep spektrumu ve kapasite spektrumu aynı grafik üzerinde çizilerek kesim noktasının spektral koordinatları ($d_i; a_i$) belirlenir. Eğer iki spektrum eğrisi balangıçta tahmin edilen performans noktasında yada bu noktaya yeter derece yakın ($0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$) bir noktada kesişirse bu nokta performans noktası olarak belirlenmiş olur (Şekil 3.11).

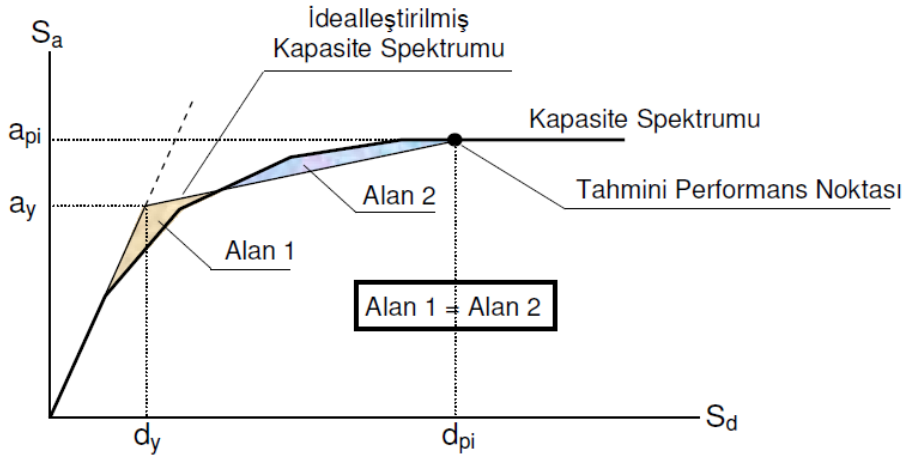


Şekil 3.11 : Performans noktasının belirlenmesi [8]

Aksi halde bulunan kesim noktası performans noktası olarak kabul edilip aynı işlemler tekrar edilir . Bu spektral değerler yine (3.8) ve (3.9) bağıntıları kullanılarak toplam taban kesme kuvveti (V_T) ve maksimum tepe yerdeğiştirmesine (δ_{tepe}) dönüştürülür.

3.3.1.2 FEMA 440 eşdeğer doğrusallaştırma yöntemine göre performans noktasının belirlenmesi

FEMA 440 ile yenilenen Kapasite Spektrum Yöntemi, ATC 40'da olduğu gibi öncelikle kapasite spektrumu üzerinde bir nokta performans noktası olarak tahmin edilir ve spektrum eğrisi iki doğru parçası ile idealleştirilir. Bu idealleştirme, kapasite spektrum eğrisi ile iki doğru parçalı idealleştirilmiş eğrinin arasında kalan alanların (Alan1=Alan2) eşit olması şeklinde yapılır (Şekil 3.12) [8].



Şekil 3.12 : Kapasite spektrumunun iki doğru parçası ile idealleştirilmesi [8]

Burada ;

a_y : İki doğru parçalı olarak idealleştirilen kapasite spektrumunda akma noktasının spektral ivme koordinatı,

d_y : İki doğru parçalı olarak idealleştirilen kapasite spektrumunda akma noktasının spektral yerdeğiştirme koordinatı,

a_{pi} : Tahmini performans noktasının spektral ivme koordinatı (ADRS formatında),

d_{pi} : Tahmini performans noktasının spektral yerdeğiştirme koordinatı (ADRS formatında)

olarak tanımlanmaktadır.

Bu ifadelerle bağılı olarak ATC 40'dan farklı biçimde elastik sonrası rijitlik (α) ve süneklik (μ) değerleri (3.18) bağıntısı ile elde edilmektedir [8].

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \right)}{\left(\frac{a_y}{d_y} \right)}, \quad \mu = \left(\frac{d_{pi}}{d_i} \right) \quad (3.18)$$

Kapasite spektrumu, iki doğru parçası ile idealleştirildikten sonra binanın etkin sönümü hesaplanabilir. Deprem hareketinin binaya elastik bölge dışında etkiğinde oluşan sönüm, yapının doğasında olan viskoz sönümle histeristik sönümün bir kombinasyonu ile temsil edilir.

Kapasite Spektrum Yöntemi, farklı süneklik seviyelerini gösteren indirgenmiş elastik spektrumu elde etmek için bu etkin sönümü kullanır. Histeristik sönüm (β_{eq}), binanın deprem kuvvetine (taban kesme kuvveti) karşı kritik yerdeğiştirme grafiği çizildiğinde oluşan çevrim içinde kalan alanla ilişkilidir (Şekil 4.3). (3.11) bağıntısı ile hesaplanabilen histeristik sönüm (β_{eq}), eşdeğer viskoz sönüm (β_{eff}) ile temsil edilebilir. Eşdeğer viskoz sönüm (β_{eff}) d_{pi} 'nin maksimum bir sonrası rijitliğe (α) ve histeretik modele bağılı olarak eşdeğer viskoz sönüm (β_{eff}) kritik sönümün yüzdesi olarak (3.19a-b-c) bağıntıları ile ifade edilmektedir [8].

Çizelge 3.7 : Etkin sönümün (β_{eff}) hesabı için gerekli katsayılar [8]

Histeretik Model	α (%)	KATSAYILAR					
		A	B	C	D	E	F
İdeal Elasto-Plastik Model (BLH)	0	3.2	-0.66	11	0.12	19	0.73
	2	3.3	-0.64	9.4	1.1	19	0.42
	5	4.2	-0.83	10	1.6	22	0.40
	10	5.1	-1.10	12	1.6	24	0.36
	20	4.6	-0.99	12	1.1	25	0.37
Rijitlik Azalması Modeli (STDG)	0	5.1	-1.10	12	1.4	20	0.62
	2	5.3	-1.20	11	1.6	20	0.51
	5	5.6	-1.30	10	1.8	20	0.38
	10	5.3	-1.20	9.2	1.9	21	0.37
	20	4.6	-1.00	9.6	1.3	23	0.34
Dayanım Azalması Modeli (STRDG)	-5 ^a	5.6	-1.3	14	0.61	22	0.90
	-3 ^a	5.3	-1.2	14	0.69	24	0.90

a: Elastik sonrası rijitliğin negatif değeri α_{eff} ile sınırlandırılabilir.

$$\mu < 4 \text{ için : } \beta_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1) + \beta_0 \quad (3.19a)$$

$$4 \leq \mu \leq 6.5 \text{ için : } \beta_{eff} = C + D(\mu - 1) + \beta_0 \quad (3.19b)$$

$$6.5 \leq \mu \text{ için : } \beta_{eff} = E \left[\frac{F(\mu - 1) - 1}{F(\mu - 1)^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 \quad (3.19c)$$

Etkin periyot için verilen bağıntılardaki katsayıların değerleri (A,B,C,D,E,F) Çizelge 3.7’de verilmiştir.

Çizelge 3.8 : Etkin periyodun (T_{eff}) hesabı için gerekli katsayılar [8]

Histeretik Model	α (%)	KATSAYILAR					
		G	H	I	J	K	L
İdeal Elasto-Plastik Model (BLH)	0	0.11	-0.017	0.27	0.09	0.57	0.00
	2	0.10	-0.014	0.17	0.12	0.67	0.02
	5	0.11	-0.018	0.09	0.14	0.77	0.05
	10	0.13	-0.022	0.27	0.10	0.87	0.10
	20	0.10	-0.015	0.17	0.094	0.98	0.20
Rijitlik Azalması Modeli (STDG)	0	0.17	-0.032	0.10	0.19	0.85	0.00
	2	0.18	-0.034	0.22	0.16	0.88	0.02
	5	0.18	-0.037	0.15	0.16	0.92	0.05
	10	0.17	-0.034	0.26	0.12	0.97	0.10
	20	0.13	-0.027	0.11	0.11	1.00	0.20
Dayanım Azalması Modeli (STRDG)	-5 ^a	0.20	-0.038	0.25	0.17	0.71	-0.05
	-3 ^a	0.18	-0.033	0.17	0.18	0.76	-0.03

a: Elastik sonrası rijitliğin negatif değeri α_{eff} ile sınırlandırılabilir.

Etkin periyot değerleri, FEMA 440’da ATC 40’dan farklı olarak bütün histeretik modele ve μ süneklilik oranına bağlı olarak (3.20a-b-c) bağıntısı ile hesaplanabilir.

$$\mu < 4 \text{ için : } T_{eff} = \left[G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1 \right] T_0 \quad (3.20a)$$

$$4 \leq \mu \leq 6.5 \text{ için : } T_{eff} = \left[I + J(\mu - 1) + 1 \right] T_0 \quad (3.20b)$$

$$6.5 \leq \mu \text{ için : } T_{eff} = \left[K \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + L(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right] T_0 \quad (3.20c)$$

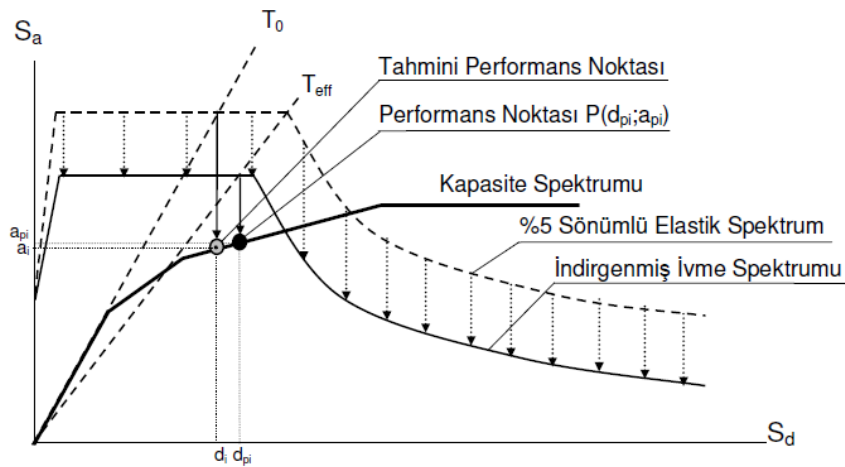
Etkin periyot (T_{eff}) için verilen bağıntılardaki katsayıların (G,H,I,J,K,L) değerleri Çizelge 3.8’de gösterilmiştir [8].

Uygulamada, etkin sönümün seviyesine bağlı olarak kullanılan spektral indirgeme katsayıları ile elastik davranış spektrumunu indirmek için eşdeğer doğrusallaştırma işlemleri kullanılır. Bu katsayılar, etkin sönümün fonksiyonudur ve Spektral İndirgeme Katsayıları $B(\beta_{eff})$ olarak isimlendirilirler. $B(\beta_{eff})$ ' i belirlemek için çeşitli yöntemler vardır. Bu yöntemlerden bir tanesi (3.21) ve (3.22) bağıntılarıyla verilmiştir [8].

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})(\%)} \quad (3.21)$$

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_{\%5}}{B(\beta_{eff})} \quad (3.22)$$

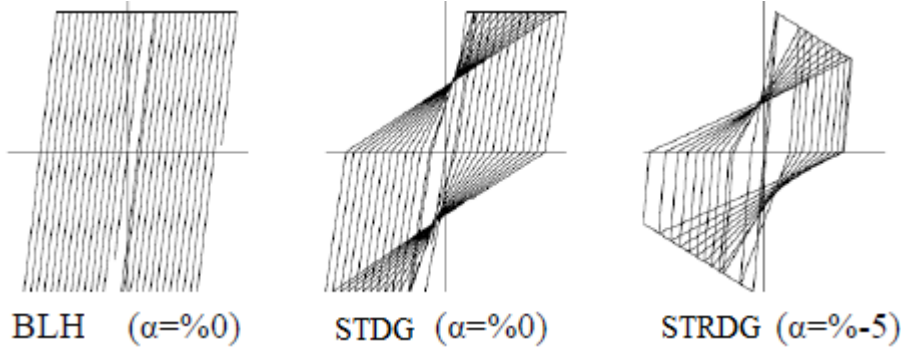
Performans noktasını bulurken öncelikle kapasite spektrumunun başlangıç periyodunun %5 sönümlü elastik spektrumunu kestiği yerden kapasite spektrumu üzerine dik inilir. Daha sonra kapasite spektrumunu kesen nokta tahmini performans noktası seçilir. Tahmini performans noktasına göre μ ve α 'ya bağlı olarak $B(\beta_{eff})$ ve T_{eff} hesaplanır. Hesaplanan indirgeme katsayısı ile %5 sönümlü elastik spektrum indirgenir. T_{eff} ile indirgenmiş ivme spektrumunun kesiştiği yerden kapasite spektrumuna dik inilir. Eğer bu nokta başlangıçta tahmin edilen performans noktasında yada bu noktaya yeter derecede yakın ($0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$) ise bu nokta performans noktası olarak belirlenmiş olur (Şekil 3.13). Aksi halde bulunan kesişme noktası performans noktası olarak kabul edilip aynı işlemler tekrar edilir. Bu spektral değerler yine (3.8) ve (3.9) bağıntıları kullanılarak toplam taban kesme kuvveti (V_T) ve maksimum tepe yerdeğiştirmesine (δ_{tepe}) dönüştürülür.



Şekil 3.13 : Performans noktasının ADRS formatında belirlenmesi [8]

3.3.1.3 Histeretik davranış tipleri

FEMA440 'da üç tip histeretik davranış tipi belirtilmektedir. Bu davranış tiplerinin karakteristik özellikleri Şekil 3.14'de gösterildiği gibidir ve (α) elastik ötesi davranışın rijitlik oranı olarak tanımlanan değer ile ilişkilidir.



Şekil 3.14 : Histeretik davranış tipleri

- BLH : Bilineer Histeretik Model.
- STDG : Rijitlik Azalmalı Histeretik Model.
- STRDG : Dayanım Azalmalı Histeretik Model.

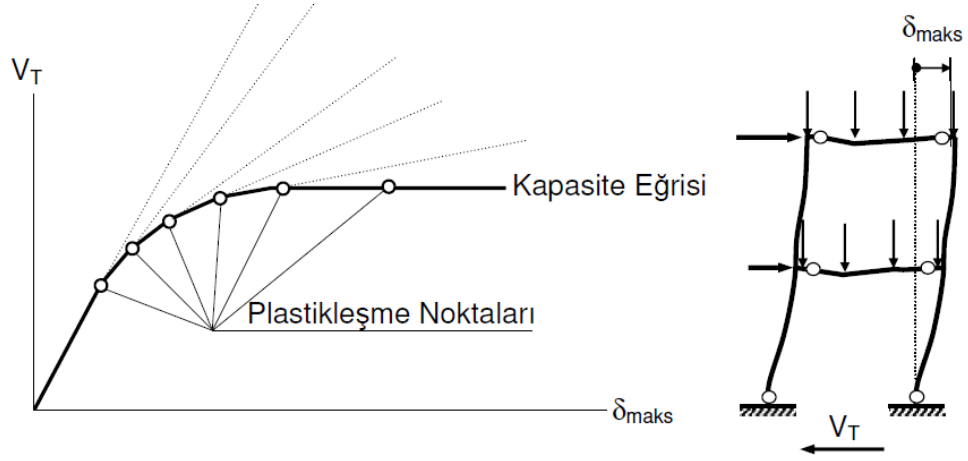
Hesaplamalara başlamadan önce davranışı incelenecek binanın tipine en uygun olan histeretik davranış tipi seçilmelidir. Bu çalışmada bahsi geçen binalar için rijitlik azalmalı histeretik model tipi davranış seçilmiştir. Daha sonra seçilen bu davranış tipine ve elastik ötesi davranışın rijitlik oranına (α) göre T_{eff} Efektif Periyot ve β_{eff} Efektif Sönüm Oranı parametreleri hesaplanmıştır.

3.3.2 Yerdeğiştirme katsayıları yöntemi (YKY)

Yerdeğiştirme Katsayıları Yöntemi (YKY), belirli bir deprem yer hareketi için binaya yüklenen yerdeğiştirme talebi ile yapının yatay yük taşıma kapasitesinin birbirine bağımlı olduğu esasına dayanmaktadır. Ancak, bu yöntemde yerdeğiştirme talebi grafiksel olarak değil, sayısal bir yöntemle hesaplanmaktadır. Bunun için taşıyıcı sisteminin özelliklerine bağlı olarak belirlenen, yapının periyodunu, histeristik davranışını ve ikinci mertebe etkilerini temsil eden katsayılar kullanılmaktadır [8].

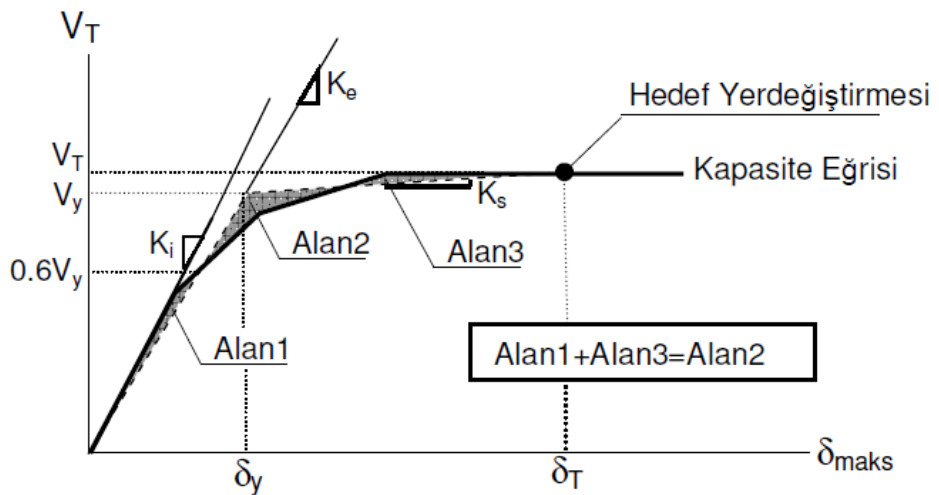
Yerdeğiştirme Katsayıları Yönteminde önce taban kesme kuvveti (V_T) ile yapının tepe noktası yerdeğiştirmesi (δ_{maks}) arasındaki ilişkiyi belirleyen kapasite eğrisi elde edilir. Kapasite eğrisinin çizilmesinde, yapının birinci doğal titreşim periyoduna ve

etkin olan modlara bağılı olarak uygun bir eşdeğer deprem yükü dağılımı seçilir. Sabit düşey yükler altında ve monotonik artan yatay yükler altında, malzeme ve geometri değişimi bakımından doğrusal olmayan teoriye göre analiz yapılarak kapasite eğrisi elde edilir (Şekil 3.15) [8].



Şekil 3.15 : Kapasite eğrisinin şematik gösterimi

Kapasite eğrisi elde edildikten sonra bu eğri, elastik rijitliği ifade eden (K_e) ve elastik sonrası rijitliği ifade eden (K_s) doğru parçaları ile idealleştirilir. Bu idealleştirme yapılırken K_e doğrusunun kapasite eğrisini kestiği noktanın ordinatının, K_e ve K_s doğrularının kesim noktasının ordinatı için verilen %60 ($0.60V_y$) koşulunun gerçekleşmesi sağlanır (Şekil 3.16). İki doğru parçasının kesişim noktası başlangıçta bilinmediğinden bir deneme yanılma yöntemi uygulanarak ilgili koşul sağlatılır.



Şekil 3.16 : Kapasite eğrisinin iki doğru parçası ile idealleştirilmesi

Buna göre, kapasite eğrisi üzerinde bir hedef yer değiştirmesi (δ_T) tahmin edilerek (öngörülerek) K_e doğrusu seçilir ve buna bağılı olarak V_y değeri belirlenir. K_e

doğrusunun kapasite eğrisini kestiği noktanın ordinatı kontrol edilir. Eğer bu değer $0.60V_y$ ye eşit değilse K_e için yeni bir değer öngörülerek işlem tekrarlanır. İlgili koşulu sağlayan idealleştirme gerçekleştirildikten sonra (3.23) bağıntısı ile T_e etkin periyot değeri hesaplanır [8] .

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (3.23)$$

Burada,

T_i : Elemanların gerçek (çatlamış) rijitlikleri kullanılarak deprem kuvveti doğrultusunda yapının serbest titreşim analizi ile hesaplanan birinci doğal titreşim periyodu,

K_i : Yapının elastik yanal rijitliği,

K_e : Yapının elastik etkin rijitliği,

δ_y : İki doğru parçası ile idealleştirilen kapasite eğrisinin akma yerdeğiştirilmesi,

V_y : İki doğru parçası ile idealleştirilen kapasite eğrisinin akma dayanımı olarak tanımlanmaktadır.

YKY'nde binanın performans seviyesi kontrolünün yapılacağı δ_T hedef yerdeğiştirilmesi, (3.24) bağıntısı ile hesaplanmaktadır [8].

$$\delta_T = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad (3.24)$$

3.3.2.1 YKY FEMA 356 ile maksimum (hedef) yerdeğiştirmenin belirlenmesi

Hedef yerdeğiştirmenin belirlenebilmesi için yerdeğiştirme katsayılarının hesaplanması gerekmektedir. Bunlar;

C_0 : Eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemin spektral yerdeğiştirmesini, çok serbestlik dereceli bir sistemin tepe yerdeğiştirmesi ile ilişkilendiren katsayıdır. Bu katsayı için aşağıda belirtilen değerlerden herhangi biri kullanılabilir [8].

- Yerdeğiştirme kontrol noktası seviyesindeki birinci modal katılım çarpanı değeri $\Gamma_1 = (PF_1 \phi_{Tepe,1})$,
- Hedef yerdeğiştirmesine ulaşmış binanın deforme olmuş şekli kullanılarak belirlenmiş modal katılım çarpanı değeri,

- c) Bina taşıyıcı sistemi özelliğine ve kat adedine bağlı olarak Çizelge 3.10'dan belirlenmektedir [8].

Çizelge 3.9 : C_0 düzeltme katsayısı değerleri [8]

Kat	Kayma Binaları		Diğer Binalar
	Üçgen yük	Üniform yük	Herhangi bir yük
1	1.00	1.00	1.00
2	1.20	1.15	1.20
3	1.20	1.20	1.30
5	1.30	1.20	1.40
>10	1.30	1.20	1.50

Kayma binaları : Tüm katlarında yükseklik arttıkça katlar arasında öteleme miktarı azalan binalardır.

C_1 : Doğrusal-elastik davranış için hesaplanmış yerdeğiştirmeler ile beklenen maksimum elastik olmayan yerdeğiştirmeleri ilişkilendiren katsayıdır ve (3.25a-b) bağıntısı ile hesaplanmaktadır.

$$T_e \geq T_0 \text{ için } C_1 = 1.0 \quad (3.25a)$$

$$T_e < T_0 \text{ için } C_1 = 1.0 + \frac{(R_0 - 1)T_0}{R_0 T_e} \quad (3.25b)$$

Burada;

T_0 : Davranış spektrumunda sabit ivme bölgesinden sabit hız bölgesine geçiş karşılık gelen karakteristik periyot değeri,

T_e : Etkin periyot değeri,

R_0 : (3.26) bağıntısı ile belirlenen elastik olmayan dayanım talebinin akma dayanımına (V_y) oranı

olarak tanımlanmaktadır.

$$R_0 = \frac{S_a(T_1)/g}{V_y/W} \cdot C_m \quad (3.26)$$

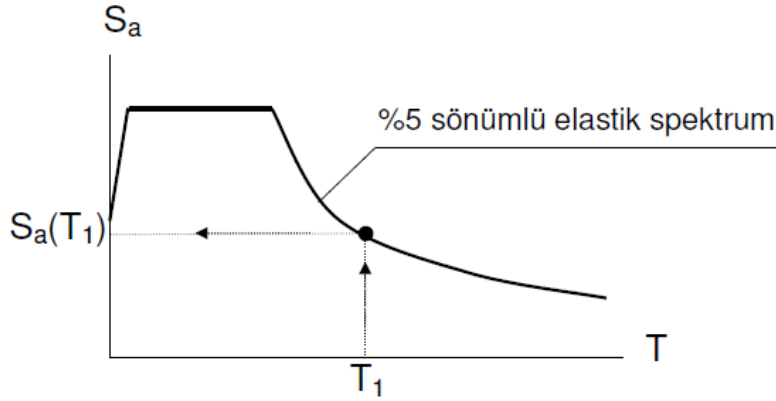
$S_a(T_1)$: Yapının birinci doğal titreşim periyoduna (T_1) karşılık gelen spektral ivme (Şekil 3.17),

g : Yerçekimi ivmesi,

C_m : Etkin kütle çarpanı

olarak tanımlanmaktadır.

C_m çarpanı, bina taşıyıcı sistemine ve kat adedine bağlı olarak Çizelge 3.10'dan belirlenmektedir [8].



Şekil 3.17 : %5 sönümlü elastik davranış spektrumu ile $S_a(T_1)$ 'in belirlenmesi

Çizelge 3.10 : Etkin kütle çarpanı (C_m) için değerler [8]

Kat sayısı	Betonarme çerçeve	Betonarme perde	Betonarme destek - payanda	Çelik çerçeve	Çelik dışmerkezli çaprazlı	Çelik eşmerkezli çaprazlı	Diğerleri
1-2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3 <	0.90	0.80	0.80	0.90	0.90	0.90	1.00

Not: 1. doğal titreşim periyodu 1.00sn'den büyük olan binalarda $C_m = 1.00$ alınır.

Çizelge 3.11 : C2 düzeltme katsayısı için değerler [8]

Performans Seviyesi	$T \leq 0.10 \text{ sn}$		$T \geq T_0$	
	Çerçeve tipi - 1	Çerçeve tipi - 2	Çerçeve tipi - 1	Çerçeve tipi - 2
Hemen Kullanım	1.00	1.00	1.00	1.00
Yaşam Güvenliği	1.30	1.00	1.10	1.00
Göçme Önleme	1.50	1.00	1.20	1.00

Çerçeve tipi - 1 : Herhangi bir kat seviyesindeki kat kesme kuvvetlerinin %30 undan daha fazlasını bileşenleri, elemanları veya çerçevelerin kombinasyonu ile karşılayan yapılardır.

Çerçeve tipi - 2 : Çerçeve tipi -1 dışında kalan çerçevelerdir.

T_0 : Davranış spektrumunda sabit ivme bölgesinden sabit hız bölgesine geçiş karşılık gelen karakteristik periyot değeridir.

C2 : Tekrarlı yükler altında histeretik yerdeğiştirme davranışı üzerinde pinching (dinamik yükler altında çatlakların açılıp kapanmasının ve donatı sıyrılmasının iç

kuvvet-şekildeğiştirme bağıntısına olan etkisidir) etkisi, rijitlik azalması (stiffness degrading) ve dayanım kaybı (strength degrading) etkisini temsil eden değışiklik katsayısıdır. Bina taşıyıcı sisteminin özelliğine, periyoduna ve performans seviyelerine bağılı olarak Çizelge 3.12'den belirlenmektedir [8].

C3 : II. Mertebe etkileri nedeniyle arttırılmış yerdeğıştirmeleri temsil eden değışiklik katsayısıdır. Bu katsayı (3.27a-b) bağıntısı ile hesaplanmaktadır [8].

$$\alpha = \frac{K_s}{K_e} > 0 \quad \text{ise} \quad C_3 = 1.0 \quad (3.27a)$$

$$\alpha = \frac{K_s}{K_e} \leq 0 \quad \text{ise} \quad C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R_0 - 1)^{1.5}}{T_e} \quad (3.27b)$$

Burada;

K_s : Elastik sonrası rijitlik,

K_e : Etkin elastik rijitlik,

α : Elastik sonrası rijitliğin etkin elastik rijitliğe oranı

olarak tanımlanır.

3.3.2.2 YKY FEMA 440 ile maksimum (Hedef) yerdeğıştirmenin belirlenmesi

FEMA 440'da Bölüm 3.3.2.1'de açıklanan FEMA 356'daki Yerdeğıştirme Katsayıları Yöntemi'nde sadece hedef yerdeğıştirme talebinin belirlenmesinde kullanılan bazı katsayılarda değışiklik yapılarak güncelleştirilmiştir. Bu bölümde değışen katsayılara ait açıklamalara yer verilmiştir.

C_0 : Bilindiğı gibi C_0 katsayısı, eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemin spektral yerdeğıştirmesinin, çok serbestlik dereceli bir sistemin tepe yerdeğıştirmesi ile ilişkilendiren katsayıdır. Bu katsayıda herhangi bir değışiklik olmayıp FEMA 440'da bu katsayı FEMA 356'da olduğı gibi aynen hesaplanabilmektedir [8].

C_1 : Bilindiğı gibi C_1 katsayısı, doğrusal-elastik davranış için hesaplanmış yerdeğıştirmeler ile beklenen maksimum elastik olmayan yerdeğıştirmeleri ilişkilendiren katsayıdır. Bu katsayı (3.28) bağıntısı ile hesaplanabilmektedir [8].

$$C_1 = 1.0 + \frac{R - 1}{aT_e^2} \quad (3.28)$$

Burada,

T_e : Etkin periyot değeridir.

R : Dayanım oranıdır ve FEMA 356’da olduğu gibi $R = \frac{S_a}{V_y / W} \cdot C_m$ olarak hesaplanır.

a : Zemin sınıflarına göre değişen katsayıdır. FEMA 440’da verilen B,C,D zemin sınıfları için a katsayısı sırasıyla 130, 90, 60 değerlerini almaktadır.

Periyodun 0.2s’den küçük olduğu durumlarda; C_1 katsayısının değeri için periyodun 0.2s olduğu andaki değeri alınmaktadır.

Periyodun 1.0s’den büyük olduğu durumlarda ise $C_1=1.00$ ’dir (3.29a-b) [8].

$$T < 0.2 \quad \text{ise} \quad C_{1(T=0.2s)} \quad (3.29a)$$

$$T > 0.2 \quad \text{ise} \quad C_1 = 1.0 \quad (3.29b)$$

C_2 : Bilindiği gibi C_2 katsayısı, tekrarlı yükler altında histeretik yerdeğiştirme davranışı üzerinde pinching (dinamik yükler altında çatlakların açılıp kapanmasının ve donatı sıyrılmasının iç kuvvet- şekil değiştirme bağıntısına olan etkisidir) etkisi, rijitlik azalması (stiffness degrading) ve dayanım kaybı (strength degrading) etkisini temsil eden değişiklik katsayısıdır. Bu katsayı (3.30) bağıntısıyla hesaplanır [8].

$$C_2 = 1.0 + \frac{1}{800} \left(\frac{R-1}{T_e} \right)^2 \quad (3.30)$$

Periyodun 0.2s’den küçük olduğu durumlarda; C_2 katsayısının değeri için periyodun 0.2s olduğu andaki değeri alınır. Periyodun 0.7s’den büyük olduğu durumlarda ise $C_1=1.00$ ’dir (3.31a-b) [8].

$$T < 0.2 \quad \text{ise} \quad C_{2(T=0.2s)} \quad (3.31a)$$

$$T > 0.7 \quad \text{ise} \quad C_2 = 1.0 \quad (3.31b)$$

C_3 : Bilindiği gibi C_3 katsayısı, II. Mertebe etkileri nedeniyle arttırılmış yerdeğiştirmeleri temsil eden değişiklik katsayısıdır. FEMA 440’da bu katsayının çıkarılması önerilmektedir [8].

FEMA 440’da Yerdeğiştirme Katsayıları Yöntemi’nde sadece hedef yerdeğiştirme talebinin belirlenmesinde kullanılan bu katsayılar da değişiklik yapılarak güncelleştirilmiştir.

4. ÖRNEK BETONARME ÇERÇEVE SİSTEMİN VE DENEYSEL ÇALIŞMALARIN TANITILMASI

4.1 ICONS Betonarme Çerçeve

4.1.1 Giriş

1980' den önce Türkiye' de ve Avrupa'nın deprem bölgelerinde inşa edilmiş yapıların büyük çoğunluğu deprem etkilerine karşı koyabilmesi bakımından bugünkü yapı mühendisliği bilgilerine göre değerlendirildiğinde, bu yapıların davranışının yetersiz olacağı bilinmektedir. Buna ilave olarak, yapı yönetmeliklerinde 1960 yılına kadar hiçbir deprem tasarım ilkesinden söz edilmemiş olup, bu periyot sonrasında yapı tasarımında sadece eşdeğer deprem yükü ilkesi uygulanmıştır. 1983' de yayımlanan Portekiz Yönetmeliği yapı tasarımı ve detaylandırılması ilkeleri bakımından Avrupa'nın 1980'lerdeki zaman dilimi için, modern yönetmelikleri andıran tek yönetmeliktir. Sonuç olarak, mevcut yapıların büyük çoğunluğu can güvenliği ve maddi kayıplar açısından büyük bir risk oluşturmaktadır. Bundan dolayı, bu riskli yapıların oluşturduğu zafiyeti kabul edilebilir seviyelere düşürebilmek için mevcut yapılan güçlendirilmesi veya yıkılarak yeniden yapılması gerekmektedir [12].

Bu bağlamda, TMR (Training and Mobility of Researchers) tarafından ICONS (Innovative seismic design CONcepts for new and existing Structures) araştırma ağı kurulmuştur. Özellikle, dolgu duvarlı veya çıplak betonarme yapıların değerlendirilmesi ve birçok güçlendirme tekniği numerik ve deneysel çalışmalar yardımı ile araştırılmıştır. 1999 yılında yapılan deneysel araştırma çalışması JRC (Joint Research Centre)'deki ELSA (European Laboratory for Structural Assessment) reaksiyon-duvarı laboratuvarında gerçekleştirilen birbirinden farklı çalışmaları içermektedir. İki adet, özdeş tam ölçekli 4 katlı, 3 açıklıklı dolgu duvarlı ve çıplak betonarme çerçeve sistem numuneleri çıplak ve dolgu betonarme sistemlerin yatay yükler altındaki doğrusal olmayan gerçek davranışını araştırmak ve birbirinden farklı güçlendirme çözümlerinin etkinliğini değerlendirmek için

tasarlanıp, imalatı yapılmış ve pseudo-dinamik deney yöntemi kullanılarak test edilmiştir [12].

Deneyisel modelde her katın yatay deplasmanına karşılık gelen tek serbestlik derecesi göz önüne alınmıştır.

Deneyin yapılmasındaki ana hedefler ;

- a) Mevcut betonarme yapının doğrusal olmayan davranışını temsil eden numerik modelin kalibrasyonu,
- b) Mevcut betonarme yapıların deprem etkisindeki hasar görülebilme derecesinin tespiti,
- c) Dolgu duvarlarının genel yapı davranışına olan etkisinin deneyisel olarak doğrulanması,
- d) Güçlendirme çözümlerinin deneyisel olarak değerlendirilmesi

olarak 4 ana grupta toplanabilir.

Deney programı 4 aşamada gerçekleştirilmiştir:

Birinci aşamada, dolgu duvarlı ve çıplak betonarme çerçeve sistem ayrı ayrı pseudo-dinamik deneye tabi tutularak çerçevelerin deprem performansı değerlendirilmiştir.

Deneyin ikinci aşamasında, deneyler güçlendirme tekniklerini değerlendirmek amacıyla tekrar edilmiştir. Çıplak çerçevenin depreme performansının artırılması için dayanım, rijitlik ve süneklik gereksinimlerini sağlayacak onarım teknikleri kullanılarak güçlendirilmiştir. Dolgu duvarlı betonarme çerçeve hasır donatılı püskürtme beton tekniği kullanılarak güçlendirilmiştir.

Deneyin üçüncü aşamasında, sünek dış merkezli çelik çaprazın tasarımı ve değerlendirmesi yapılmıştır. Bu güçlendirme tekniği yalnızca çerçevenin 2. katında uygulanmış olup, güçlendirme tekniğinin etkinliğini saptamak için çerçeve çevrimsel deneye tabi tutulmuştur.

Pseudo-dinamik deney sonrasında oluşan yerel hasarlar, deneyin dördüncü aşamasında yapılacak olan kapasite deneylerinin uygun olarak yapılmasını engellemektedir. Bundan dolayı, çıplak çerçevenin ve onarılmış çerçevenin maksimum kapasitesi kompozit karbon fiber malzemeler kullanımıyla güçlendirilerek elde edilmesinin ardından nihai çevrimsel deneyler uygulanmıştır.

Betonarme çerçevelere uygulanan tüm deneyler aşağıdaki çizelgede verilmektedir [10].

Çizelge 4.1 : Deney programı [10]

Test series		Label
Frame B	Bare frame	BF
	Strengthened frame (selective retrofit techniques)	SR
	K-bracing with steel shear-link dissipator at the 2 nd storey	KB-cyclic
	Final capacity on strengthened frame	SR-cyclic
Frame A	Infilled frame	IN
	Shotcrete infilled frame (infill strengthened frame)	SC
	Final capacity on bare frame (recovered from the infilled frame, removing the infill walls)	BF-cyclic

Bu tez çalışmasında çıplak betonarme çerçevenin numerik modellenmesi araştırıldığından dolayı yalnızca BF (Bare Frame Test) deneyi verileri kullanılmıştır.

Deneyde kullanılan malzemelerin mekanik özellikleri, kolon ve kirişlerde kullanılan donatı detayları ve tüm yapının formu tam olarak bilinmektedir. Güncel mühendislik değerlendirmelerinde bu detayların tümünün bilinmesi mümkün değildir.

Günümüzde mevcut yapılar değerlendirilirken karşılaşılan en büyük problem incelenecek olan yapıya ait orijinal statik proje çizimlerinin bulunmamasıdır. Bunun ötesinde, bu çizimler mevcut olsa dahi, yapım aşamasında değişikliğe gidildiğinden dolayı eldeki projeler de iş görememektedir. Bundan dolayı, mühendis yapının geometrisi, detaylandırmasını ve kullanılan malzemelerin mekanik özelliklerini ilgili yapıdan yeterli sayıda örnekler alarak çok dikkatli bir şekilde araştırmalıdır.

Tez çalışmasının bu bölümünde, incelenen yapının geometrik özellikleri, donatı detayları, kullanılan malzemelerin mekanik özellikleri ve yapıya uygulanan yükler tanımlanmıştır. Daha sonrasında, betonarme çerçeve numunesinin imalatı, pseudo-dinamik deney düzeneğinin özellikleri ve uygulaması, yapıya etki ettirilen yatay hareketlerin karakteristik özellikleri hakkında bilgi verilmiştir.



Şekil 4.1: ICONS Betonarme Çerçeveleri [11]

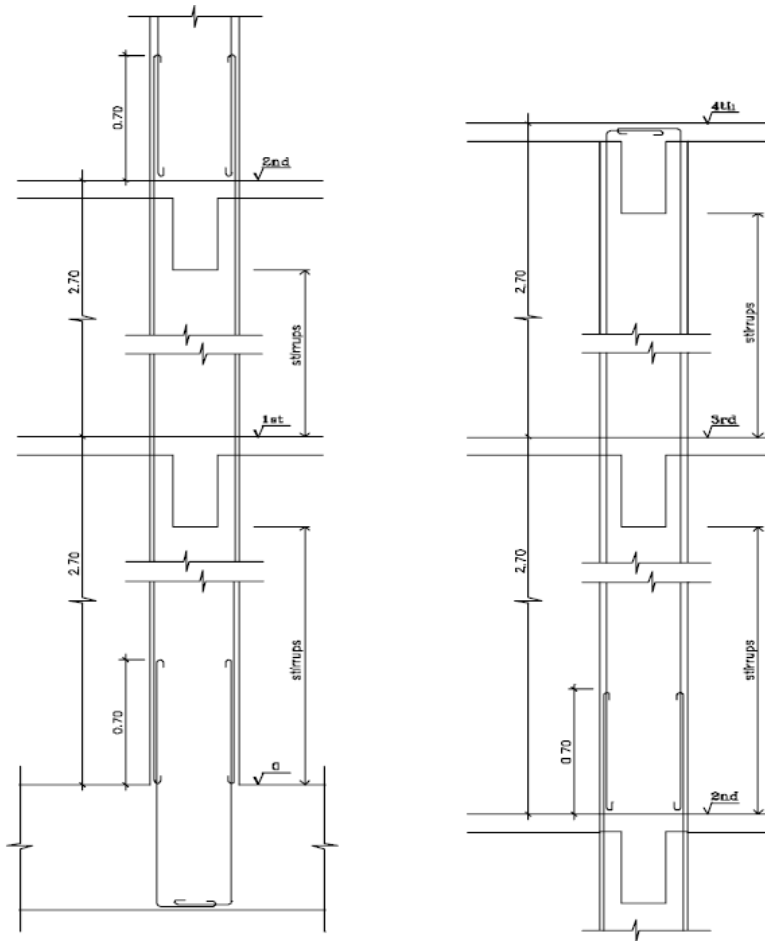
4.1.2 Geometri ve donatı detayları

Deneyi yapılan betonarme çerçeve sistem 1950’li yıllara kadar İtalya, Portekiz, Yunanistan hatta Türkiye gibi ülkelerde yaygın olarak uygulanmış tasarım ve uygulama pratiğini temsil etmektedir. Betonarme çerçeve sistem yalnızca düşey yükler esas alınarak tasarlanmıştır. İlk yapılan numerik analiz sonuçlarına göre, çerçeve sistemin kendi ağırlığının yaklaşık %8’ i mertebesinde yatay yük kapasitesi

69

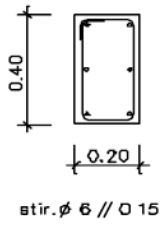
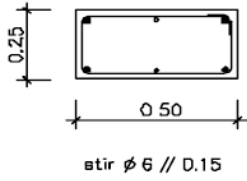
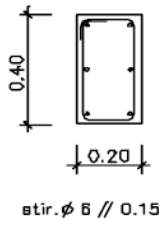
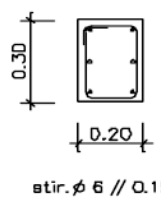
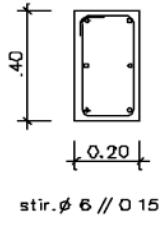
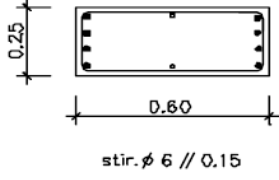
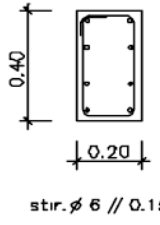
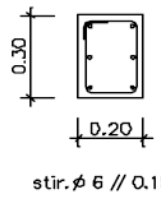
Tüm katlardaki kirişlerin geometri ve donatı detayları aynıdır. Boyuna doğrultudaki kirişlerin boyutları 0.25x0.50m iken, enine doğrultudaki kirişlerin boyutları 0.20x0.50m' dir. 2 nolu düşey aksda bulunan kolon haricindeki tüm kolonların kesiti yapı yüksekliği boyunca değişmemektedir. 1 ve 3 numaralı düşey aksta bulunan kolonların boyutu 0.20x0.40m, 4 numaralı düşey aksta bulunan kolon boyutu 0.20x0.30m, 2 numaralı düşey aksta bulunan kolonların alt iki kattaki boyutu 0.60x0.25 iken, üst iki kattaki boyutu 0.50x0.25m' dir. Şunu belirtmek gerekir ki, sistemde yalnızca 2 aksındaki kolon ataletce güçlü olan yönde çalışmaktadır. Bundan dolayı, güçlü kolon olarak adlandırılan bu kolon çerçevenin davranışında oldukça önemli bir rol oynamaktadır. Diğer kolonlar zayıf kolonlar olarak adlandırılabilir.

Betonarme çerçeve sistemde ülkemizde de geçmiş yıllarda sıklıkla uygulanan (BÇI) düz donatı tipi boyuna donatılar kullanılmıştır. Kolonlarda boyuna donatıların bindirme bölgeleri birinci ve üçüncü kat kolonlarının tabanında uygulanmış olup, bindirme ekleri uzunluğu 70cm'dir.

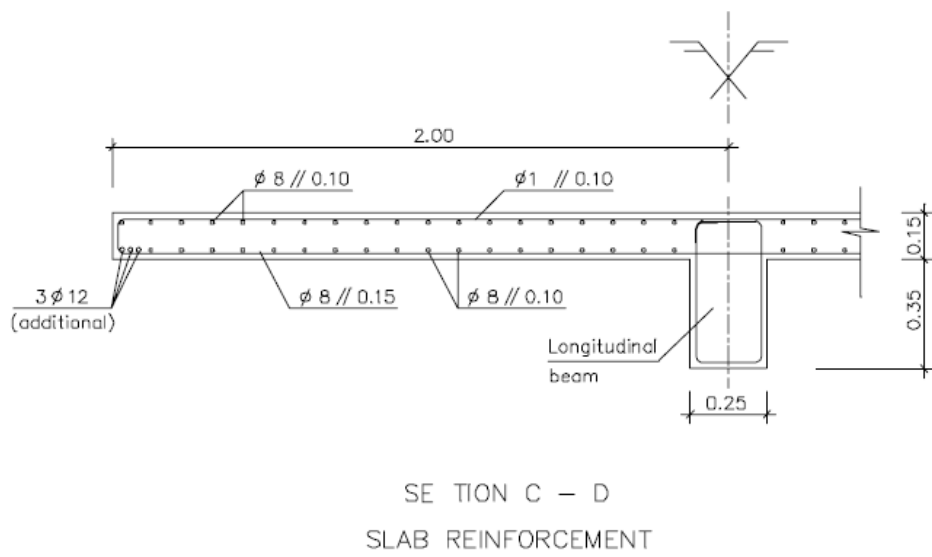


Şekil 4.3: Kolon donatı boyuna açılımları [10]

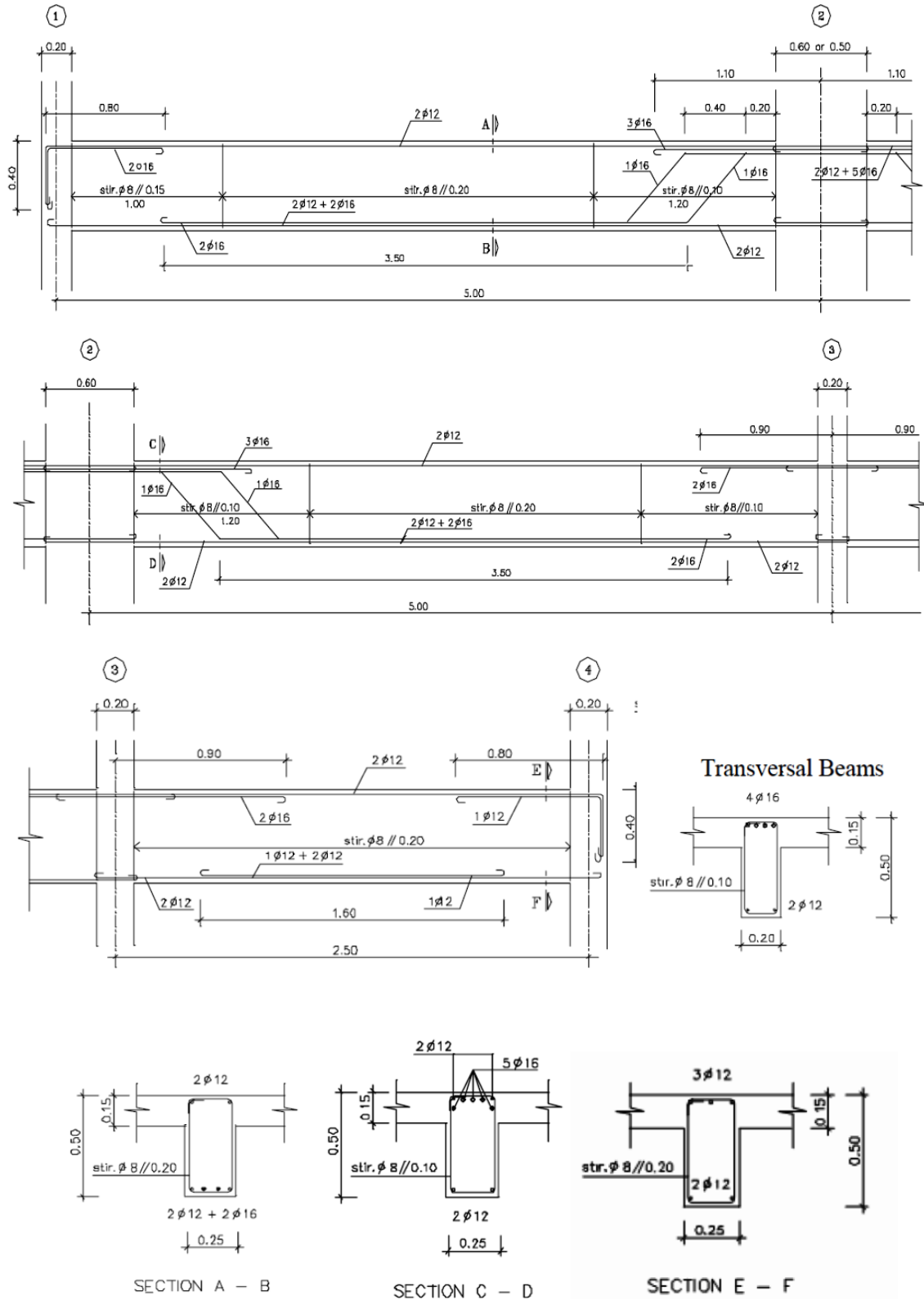
Kolon donatı ekleri, düğüm noktası ve etriye detayları geçmiş yıllarda yapılan binalardaki uygulamaya benzer, sünek olmayan bir davranış gösterecek şekilde oluşturulmuştur.

Level	1	2	3	4
4	6 ϕ 12  stir. ϕ 6 // 0.15	4 ϕ 16 + 2 ϕ 12  stir ϕ 6 // 0.15	6 ϕ 12  stir. ϕ 6 // 0.15	6 ϕ 12  stir. ϕ 6 // 0.15
2	6 ϕ 12  stir. ϕ 6 // 0.15	8 ϕ 16 + 2 ϕ 12  stir. ϕ 6 // 0.15	8 ϕ 12  stir. ϕ 6 // 0.15	6 ϕ 12  stir. ϕ 6 // 0.15
0				

Şekil 4.4: Kolon kesitleri [10]



Şekil 4.5: Döşeme Donatı Detayı [10].



Şekil 4.6: Kiriş donatı detayları [10]

4.1.3 Donatı detaylarının modern yönetmeliklere göre değerlendirilmesi

Önceki bölümlerde bahsedildiği gibi deneyi yapılan çerçeve modern deprem yönetmelikleri gereksinimlerini sağlamamaktadır. Betonarme çerçeve depreme

dayanıklı yapı tasarımı açısından değerlendirildiğinde; yetersiz enine donatı alanı, boyuna donatılar arası maksimum mesafe, kolon-kiriş düğüm noktalarında yatay donatının bulunmaması, etriyelerde uygun olmayan büküm açısı (90°), uygun olmayan enerji kaybı mekanizması gibi yetersizlikler tespit edilmiştir.

Yetersiz enine donatı alanı saptaması, modern yönetmeliklerin düşey yükler altında sağlaması gereken minimum kesme donatısı koşulu esas alınarak yapılmıştır.

Örneğin, Eurocode 8(EC8,1994)' de kritik kesitlerde etriye ve çiroz donatısı çapları 6mm' den küçük olmayacak şekilde minimum süneklik sağlanmalı ve boyuna donatıların yerel burkulmaları önlenmesi koşulları bulunmaktadır.

Eurocode 8' de etriye düşey aralığı (s) tasarımı yapılan binanın süneklik sınıfına göre (DC'L' düşük süneklik sınıfını(4.1), DC'E' yüksek süneklik sınıfını(4.2) temsil etmektedir) belirtilen koşullarını sağlaması gerekmektedir:

$$s = \min \left\{ \begin{array}{l} b_0 / 2 \\ 200mm \\ 9.d_{bl} \end{array} \right\} \quad s = \min \left\{ \begin{array}{l} b_0 / 3 \\ 150mm \\ 7.d_{bl} \end{array} \right\} \quad (4.1,4.2)$$

Burada,

b_0 : Minimum kesit boyutu,

d_{bl} : Minimum boyuna donatı çapı

olarak tanımlanmaktadır.

Eurocode 2 (EC2,1991)'ye göre ise depreme dayanıklı tasarım için kritik kesitlerdeki yatay donatı aralığı (s) aşağıda belirtilen sınır değerleri geçmesi uygun değildir.

$$s = 0.6 \min \left\{ \begin{array}{l} b_{\min} \\ 400mm \\ 20.d_{bl} \end{array} \right\} \quad (4.3)$$

Burada,

b_0 : Minimum kolon kesit boyutu,

olarak tanımlanmaktadır.

Eurocode 2 ve Eurocode 8 için sağlanması gereken minimum etriye aralıkları ile deneyde uygulanan sistemin etriye aralıkları Çizelge 4.4' de verilmiştir.

Çizelge 4.2 : EC8 ve EC2' ye göre yatay donatı aralıkları

Kolonlar	EC8		EC2	Deney
	DC 'L'	DC 'E'		
Güçlü kolon(tüm katlar)	100	67	144	150
Zayıf kolonlar(tüm katlar)	75	50	120	150

Yukarıdaki tablo incelendiğinde deneyde kullanılan yatay donatı aralıklarının EC8 ve EC2' de belirtilen minimum yatay donatı aralıkları koşullarını sağlamadığı görülmektedir.

Çizelge 4.5'de kolonlar için enine donatı hacimsel oranları verilmiştir. 4 aksı kolonu haricindeki tüm kolonların etriye hacimsel oranları %0.1' den küçüktür.

Çizelge 4.3 : Kolon enine donatı hacimsel oranları

Kat	Kolon Aks No.			
	1	2	3	4
3. ve 4. Kat	0.09	0.07	0.09	0.10
1. ve 2. Kat	0.09	0.06	0.09	0.10

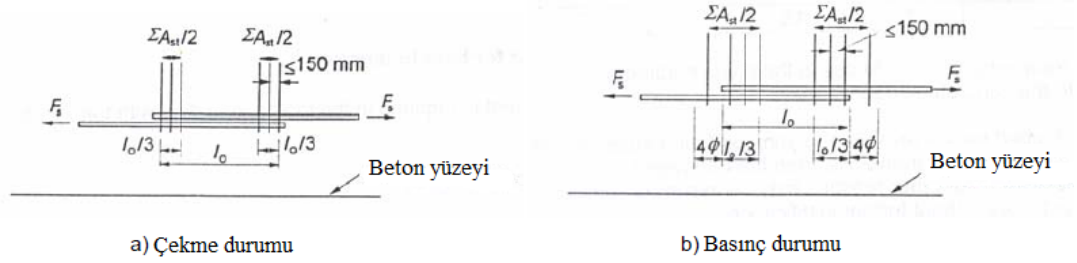
EC8' e göre etriye kolları ve/veya çirozlar arasındaki yatay uzaklık süneklik düzeyi düşük yapılarda 250mm' yi, süneklik düzeyi yüksek yapılarda ise 200mm' yi geçmemelidir. Deneyi yapılan çerçevede ilgili koşulu yalnızca 0.30x0.20m boyuta sahip zayıf kolon EC8 koşullarını sağlamaktadır.

ICONS betonarme çerçevesinin kiriş-kolon birleşim bölgelerinde enine donatı bulunmamaktadır. Halbuki EC8' de kolon-kiriş birleşim bölgelerindeki sargı donatısı miktarının kolon kritik bölgesinde bulunması gereken minimum donatıdan az olmaması gerektiği belirtilmektedir.

EC8' de kapalı etriyelerin 135 derecelik büküm açısına ve minimum gönye boyunun $10d_{bw}$ kadar olması gerektiği ifade edilmektedir. Ancak, deneyi yapılan betonarme çerçevede kullanılan etriyelerin büküm açısı 90 derecedir.

Boyuna donatının ankrajında 180 derece bükümlü gönyeler kullanılmıştır. Donatı bindirme bölgesinde ilave yatay donatı kullanılmamıştır. Ancak, donatı ek bölgesinde kanca veya gönye uygulaması basınç durumunda ankraj mekanizmasında olumlu bir katkı sağlamamaktadır. EC2 betonda oluşabilecek boyuna çatlaklar ve

dökülmeleri engellemek için donatıdaki iç kuvvetin güvenli bir şekilde betona aktarımını sağlayan ankraj mekanizmasının sağlanması gerektiğini ifade etmektedir. Donatı bindirme bölgesinde uygulanması gereken ilave yatay donatıların yerleştirme biçimi Şekil 4.6’ da gösterilmektedir.



Şekil 4.7:Donatı ek bölgesinde yatay donatı yerleşimi

EC2’ de minimum boyuna donatı çapının 8mm’ den az olmamasını ve minimum boyuna donatı alanının ($A_{s,min}$) aşağıda belirtilen (4.4) bağıntısını sağlaması gerektiğini ifade edilmektedir.

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} (0.10 N_{sd}) / f_{yd} \\ 0.002 \cdot A_c \end{array} \right\} \quad (4.4)$$

Burada;

N_{sd} : Tasarım eksenel basınç kuvveti,

f_{yd} : Boyuna donatı tasarım akma dayanımı,

A_c : Tüm kesit beton alanı

olarak ifade edilmektedir.

Deneyi yapılan betonarme çerçeveye ait kolon boyuna donatı oranları Çizelge 4.4’ de verilmektedir. Çizelgeden de görüleceği gibi EC2 boyuna donatı oranı ($0.002 \cdot A_c$) koşulu sağlanmaktadır.

Çizelge 4.4 : Kolon boyuna donatı oranları

Kat	Kolon Aks No.			
	1	2	3	4
3. ve 4. Kat	0.85	0.82	0.85	1.13
1. ve 2. Kat	0.85	1.22	1.13	1.13

Modern yönetmeliklerin dikkate aldığı bir başka önemli husus kapasite tasarım ilkelerini esas alan global enerji dağılımı mekanizmasıdır. Çerçeve sistemde uyulması gereken bu şartlar sağlanmamıştır. Ayrıca erken kat mekanizmalarının oluşma olasılığı oldukça yüksektir.

Sonuç olarak, ilgili çerçeve deformasyon mekanizmaları ve donatı detaylandırmaları açısından mevcut yönetmelik koşullarını sağlamamaktadır. Bundan dolayı, beklenen deprem performansı düşüktür.

4.1.4 Malzeme özellikleri

Betonarme çerçevede kullanılan malzemeler mümkün olabildiğince 1950’li yıllarda Güney Avrupa’daki yapı inşasında kullanılan malzemelerin özelliklerine benzer olacak şekilde seçilmiştir. Çerçevede kullanılan beton normal ağırlıklı, düşük dayanımlı C16/20 beton sınıfına karşılık gelmektedir. Ancak her kattaki kiriş, kolon ve döşeme elemanlarından alınan beton numuneleri basınç dayanımı testine tabi tutulmuş ve ortalama basınç dayanımı değerleri elde edilmiştir. Beton basınç dayanımı deneylerinde her döküm fazından 4 adet olmak üzere 150mm’ lik küp beton numuneleri kullanılmıştır. Basınç dayanımı deneyi sonuçları Çizelge 4.8’ de verilmektedir.

Çizelge 4.5 : C16/20 Nominal dayanım değerleri

Beton karakteristik basınç dayanımı (MPa)	
Silindirik basınç $f_{ck,cylind}$	Kübik basınç $f_{ck,cubic}$
16	20

Çizelge 4.6 : Beton numunelerine ait ortalama basınç dayanımı değerleri

Döküm fazları	Döküm tarihi (1999)	Maksimum kübik Basınç Dayanımı (MPa)	Maksimum silindirik Basınç Dayanımı (MPa)
Kolonlar 1. kat	24/02	16.66	13.90
Döşeme/kiriş 1. kat	17/03	13.24	16.45
Kolonlar 2. kat	22/03	13.78	13.80
Döşeme/kiriş 2. kat	06/04	18.10	17.40
Kolonlar 3. kat	08/04	16.50	9.20
Döşeme/kiriş 3. kat	20/04	21.63	17.30
Kolonlar 4. kat	22/04	13.58	11.00
Döşeme/kiriş 4. kat	06/05	16.98	20.17

28 günlük küp numunelerin ortalama basınç dayanımı değeri yaklaşık 16.0 MPa değerindedir. Silindirik numunelere uygulanan deneyden elde edilen veriler ile kübik numunelere uygulanan deneyden elde edilen veriler birbiriyle oldukça uyumlu çıkmıştır. Deneylerden elde edilen değerler beton kalitesinin düşük olduğunu göstermektedir. Mevcut betonun gerçek özelliklerini belirleyebilmek için pseudo-dinamik deney yapıldıktan sonra betonarme çerçevede hasar almamış kolon, kiriş ve döşeme elemanlarından silindirik karotlar alınmıştır. Döküm fazları arasındaki dayanım farklılıkları doğrusal olmayan numerik modelde parametre olarak dikkate alınmıştır.

Donatı çeliği olarak İtalyan standardına uygun Fe B22k düz donatı kullanılmıştır. Donatı çeliğine ait nominal dayanım değerleri Çizelge 4.9’ da verilmiştir.

Çizelge 4.7 : Fe B22k Nominal değerler

Mekanik Özellikler	Karakteristik Değerler
Akma dayanımı	$f_{syk} = 215 \text{ MPa}$
Maksimum dayanım	$f_{suk} = 335 \text{ MPa}$
Maksimum deformasyon	$\varepsilon_{suk} = 24.0 \%$

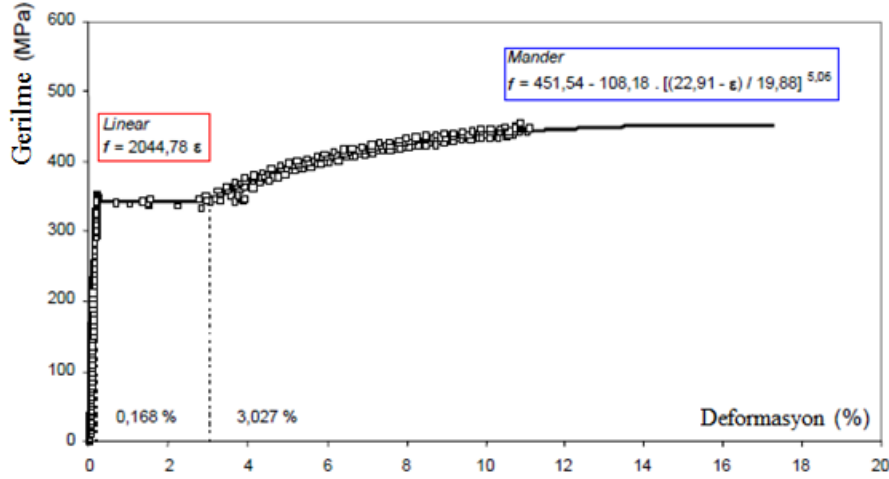
Çizelge 4.8 : Donatı çeliği numunelerine ait ortalama mekanik değerler

Mekanik özellikler	Değerler
Elastisite modülü- E_m	204.5 GPa
Akma dayanımı - f_{sym}	343.6 MPa
Pekleşme deformasyonu - ε_{shm}	3.03 %
Pekleşme modülü - E_{sh}	2.8 GPa
Maksimum dayanım - f_{sum}	451.5 MPa
Maksimum deformasyon - ε_{sum}	22.9 %

Donatı numuneleri üzerinde çekme deneyleri yapılmıştır. Çekme deneyinden elde edilen mekanik özellikler ile standartta verilen mekanik özellikleri oluşturan nominal değerler arasında önemli farklılıklar bulunmaktadır. Çeliğin dayanımı standartta verilen minimum değerlere göre oldukça yüksektir. Test edilen ve uygulanan donatı çeliğinin akma dayanımı ve kopma dayanım değerleri nominal değerlere göre,

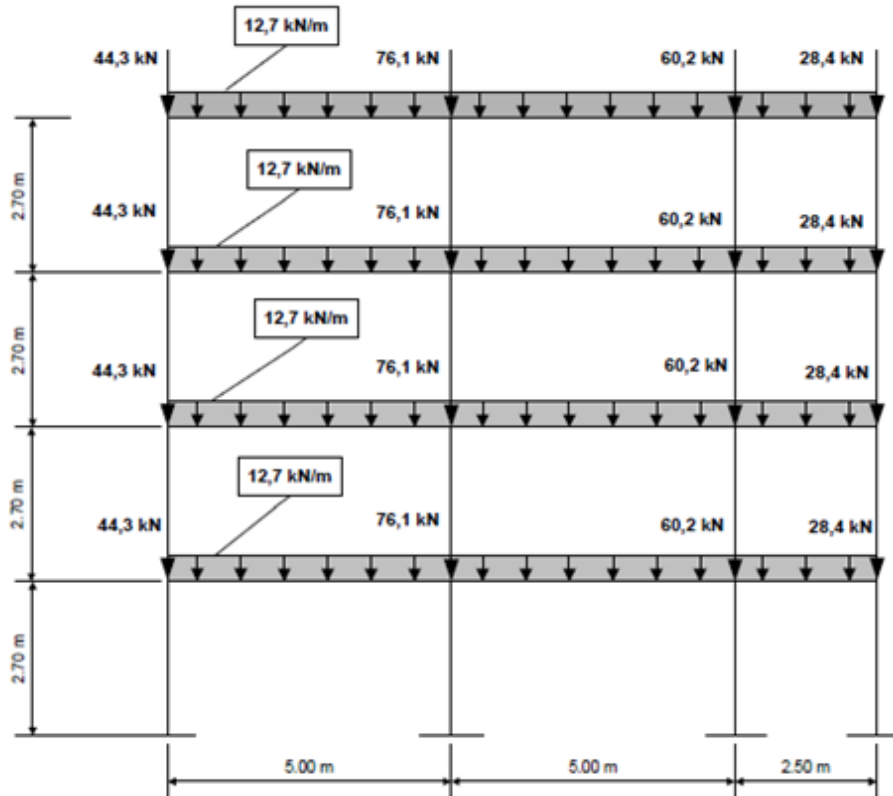
sırasıyla %45 ve %25 daha yüksektir. Deneyden elde edilen ortalama mekanik değerler Çizelge 4.10’ da verilmiştir.

Donatı çeliği gerilme-birim şekil değiştirme eğrisi Mander modeli kullanılarak elde edilmiştir.



Şekil 4.8:Donatı çeliği Mander modeli

4.1.5 Düşey yükler



Şekil 4.9:Düşey statik yükler

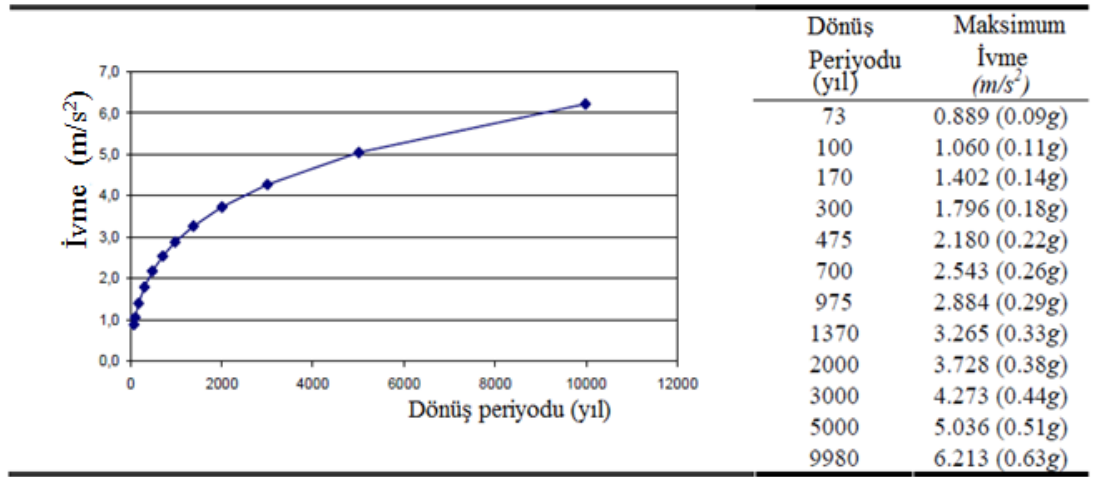
Şekil 4.8’ de gösterilen kirişler üzerindeki yayılı düşey yükler ile kolonlar üzerindeki tekil düşey yükler diğer doğrultudaki kiriş yükleri ile betonarme döşeme, kaplama ve hareketli düşey yükleri temsil etmektedir.

Şekil 4.8’ de gösterilen düşey yükler aşağıda belirtilen yüklere karşılık gelmektedir.

- Döşeme yükü : $25 \times 0.15 = 3.75 \text{ kN/m}^2$
- Kaplama yükü: 0.75 kN/m^2
- Enine doğrultudaki kiriş yükü: 2.5 kN/m
- Hareketli yük: 1.0 kN/m^2

4.1.6 Deprem kayıtları

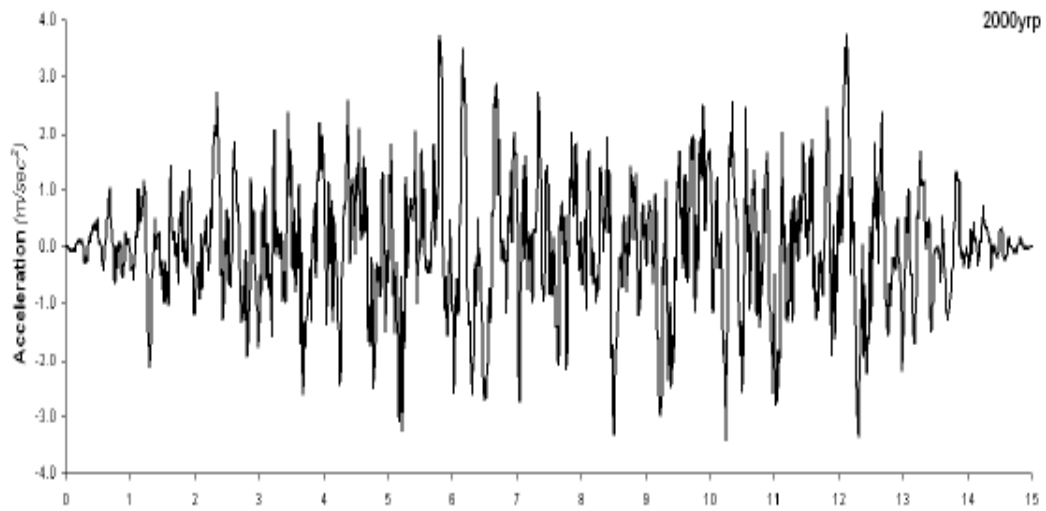
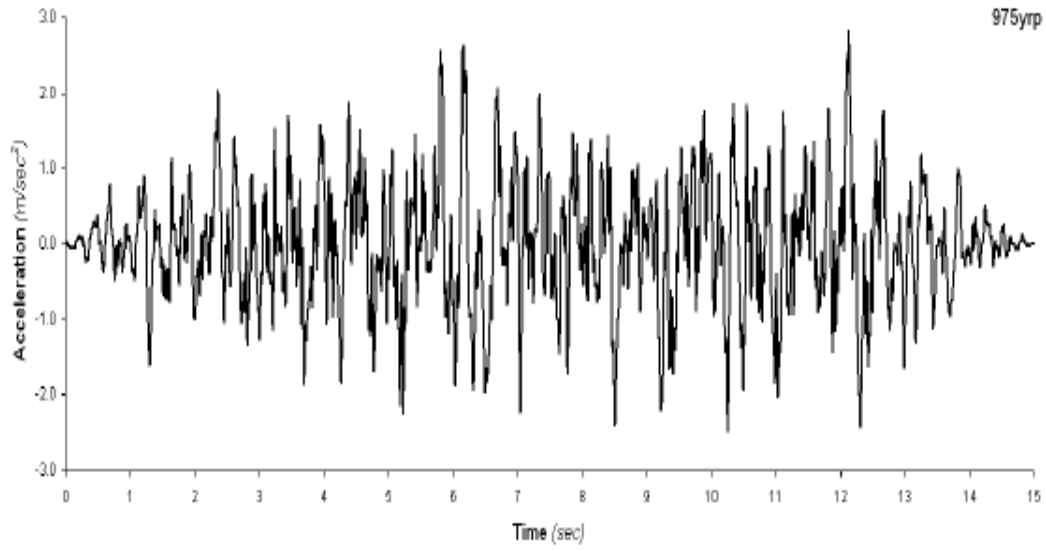
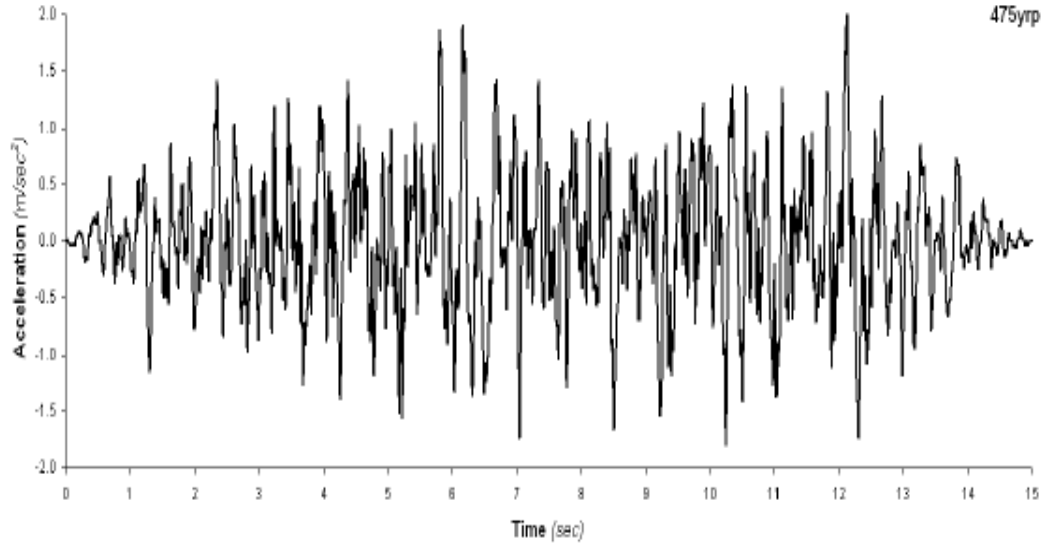
Deprem hareketi kayıtları orta-yüksek derecedeki deprem senaryosunu temsil edebilecek şekilde tanımlanmıştır. Deprem hareket kayıtları birbirinden farklı dönüş periyotlarına sahip 12 adet tepki spektrumu dizisinden yapay olarak üretilmiştir. Avrupa orta-yüksek derecedeki deprem senaryosunun farklı dönüş periyotları için maksimum ivme değerleri Şekil 4.9’da verilmiştir.



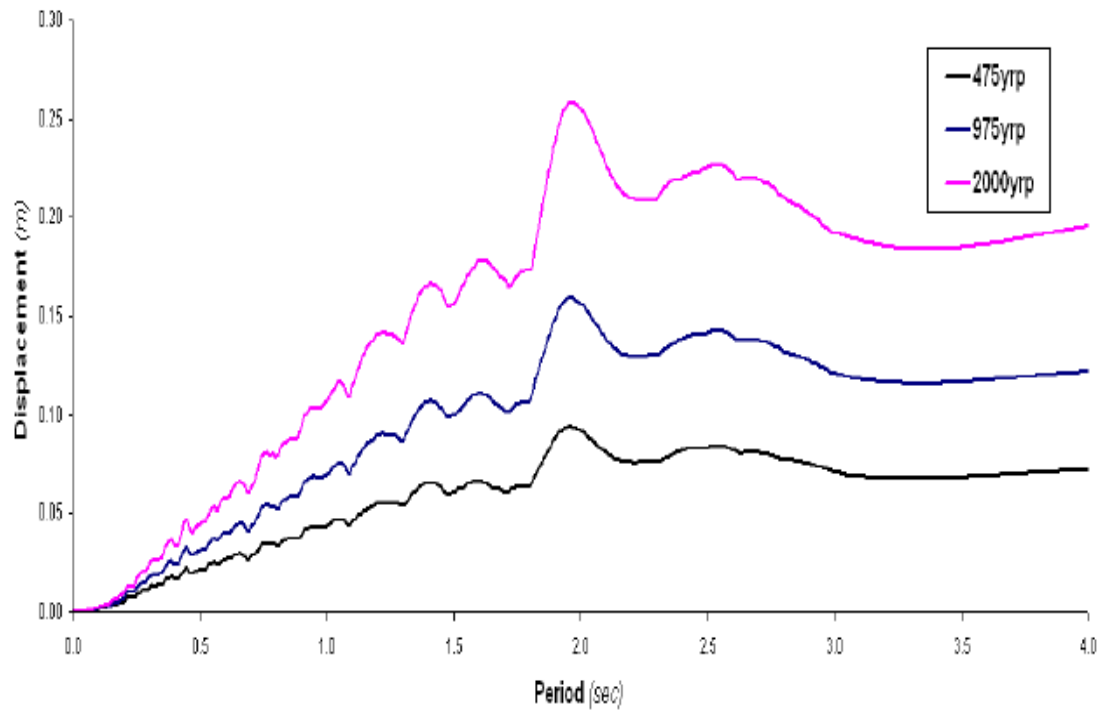
Şekil 4.10: Avrupa deprem senaryosu risk eğrisi

Pseudo-dinamik deneyde 475 ,975 ve 2000 yıl dönüş periyoduna sahip ivme kayıtları kullanılmıştır. Bu kayıtlar Şekil 4.10’ da verilmiştir.

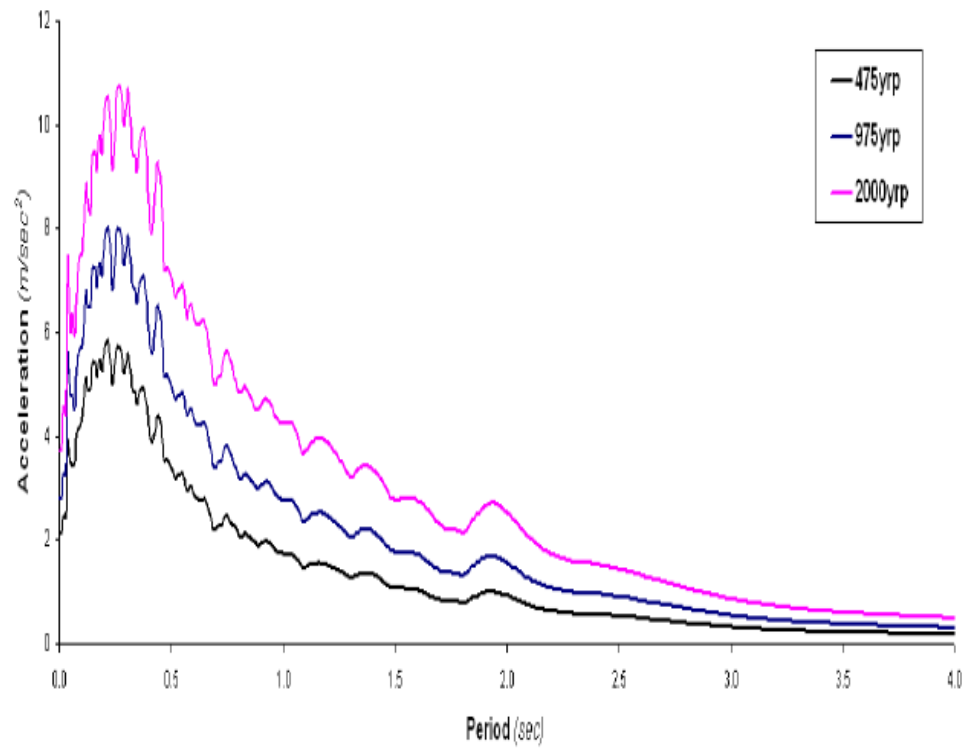
475-975-2000 yıl dönüş periyodlu %5 sönümlü deplasman ve pseudo ivme lineer-elastik tepki spektrumları Şekil 4.11’ de verilmiştir.



Şekil 4.11: 475-975-2000 Deprem yer hareketi ivme kayıtları



Şekil 4.12: Deprem kaydı deplasman spektrumu



Şekil 4.13: Deprem kaydı pseudo ivme spektrumu

5. NUMERİK MODELLERİN TANIMLANMASI VE ANALİZ SONUÇLARININ DENEYSEL VERİLERLE DOĞRULANMASI

Önceki bölümde ayrıntılı olarak yükleri, kesit boyutları ve donatıları verilen betonarme çerçeve sistemin analitik olarak deprem performanslarını tayin edebilmek için SAP2000 v.17.1.1 [32] analiz programı kullanılmıştır. Performans analizi yapılırken güvenlik katsayıları kullanılmayıp malzemelerin karakteristik dayanımları dikkate alınmıştır. Analizlerde doğrusal olmayan davranışı dikkate alan statik ve dinamik yöntemler kullanılmıştır. Doğrusal olmayan statik analiz yöntemlerinden kapasite spektrumu, eş değer doğrusallaştırma ve yerdeğiştirme katsayısı yöntemleri ile zaman tanım alanında dinamik analiz yöntemleri kullanılarak, numerik modellerin analizleri yapılmıştır.

Betonarme çerçeve sistemin doğrusal olmayan davranışını esas alan numerik modellere ait çeşitli hesap parametrelerinin değiştirilmesi ve karşılaştırılmasını içeren modelleme stratejileri, deneysel veriler ölçüt olarak belirlenmiştir.

Öncelikle, projecilik sektöründe yaygın olarak kullanılan default özelliklerin ele alındığı Model-01 isimli basit model oluşturulmuştur. Model-01’ de etkin rijitlik, beton mekanik özellikleri(döküm fazları arasındaki dayanım farkı), viskoz sönüm, plastik mafsallık boyu parametreleri yaygın kullanım şekliyle dikkate alınmıştır. Sonrasında, her bir modelde araştırmak istenilen parametrenin ele alınıp yöntemi değiştirilirken, diğer parametreler Model-01’ deki gibi kabul edilmiştir. Böylelikle, incelenen parametre farklı kabullerle hesaba katılarak, analiz sonucu farklılıkları deneysel veriler ölçüt alınarak belirlenmiştir. Analiz sonuçları farklılıkları; kat kesme kuvveti, tepe deplasmanı, taban kesme kuvveti, göreceli kat ötelemesi oranları ve maksimum plastik dönme değerleri deneysel veriler ölçüt alınarak, grafikler ve tablolar yardımıyla karşılaştırılmıştır.

Son olarak, yukarıda bahsi geçen yöntemler kullanılarak parametreler için en uygun kabuller belirlenmiş ve sonrasında tüm parametrelerin bir arada kullanıldığı son bir model (süper model) oluşturularak, elde edilen sonuçlar deney verileriyle

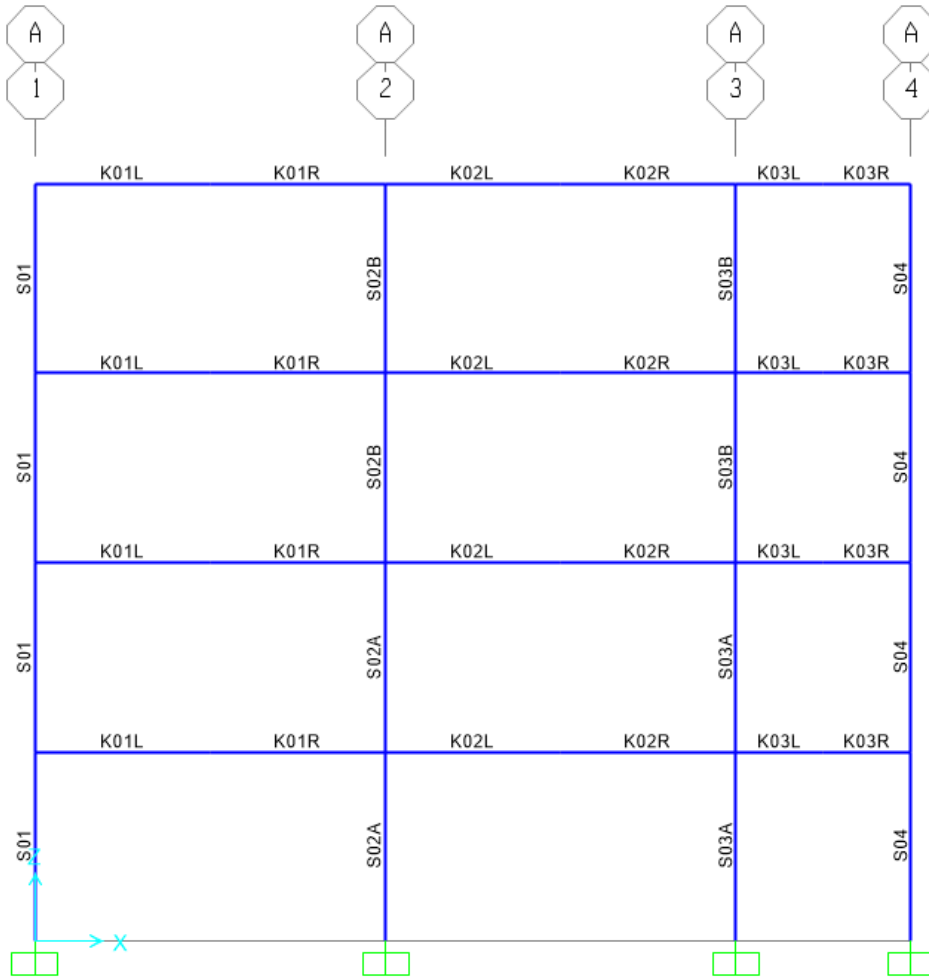
karşılaştırılmıştır. Bu bağlamda, bu çalışmada incelenen model tanımlamaları Çizelge 5.1’ de verilmiştir.

Çizelge 5.1 : Numerik model detayları

Numerik Model Tipleri	
Model adı	Model parametreleri
Model- 01	Default özellikler
Model- 02	Etkin rijitlik
Model- 03	Beton mekanik özellikleri (döküm fazları arasındaki dayanım farkı)
Model- 04	Sönüm (viskoz)
Model- 05	Plastik mafsal boyu
Model- 06	Süper model

5.1 Numerik Modellerin Tanımlanması

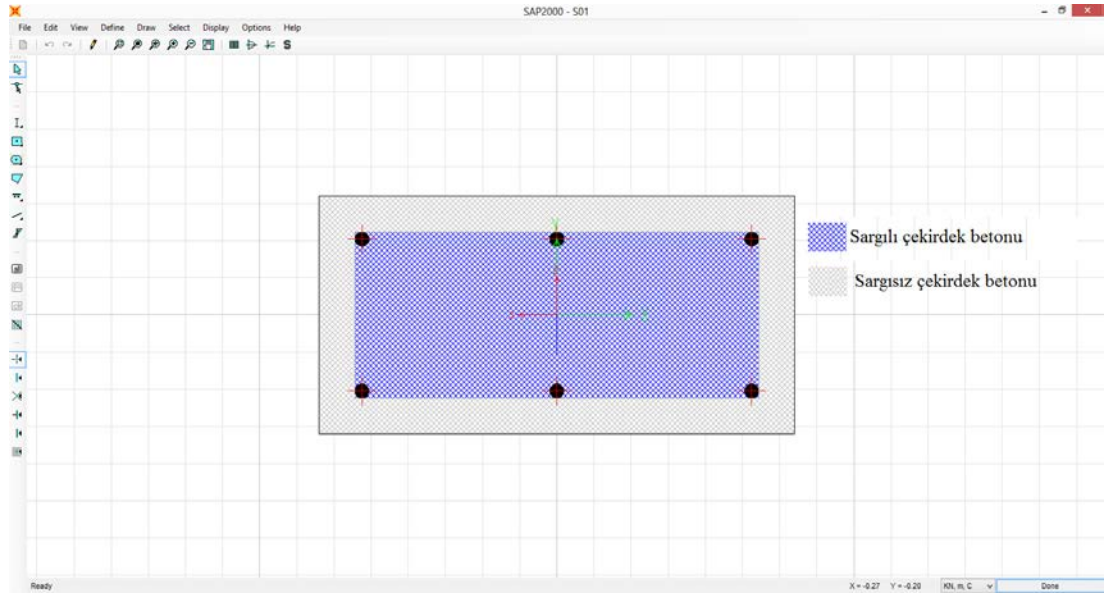
5.1.1 Model-01 (default model) karakteristik özellikleri



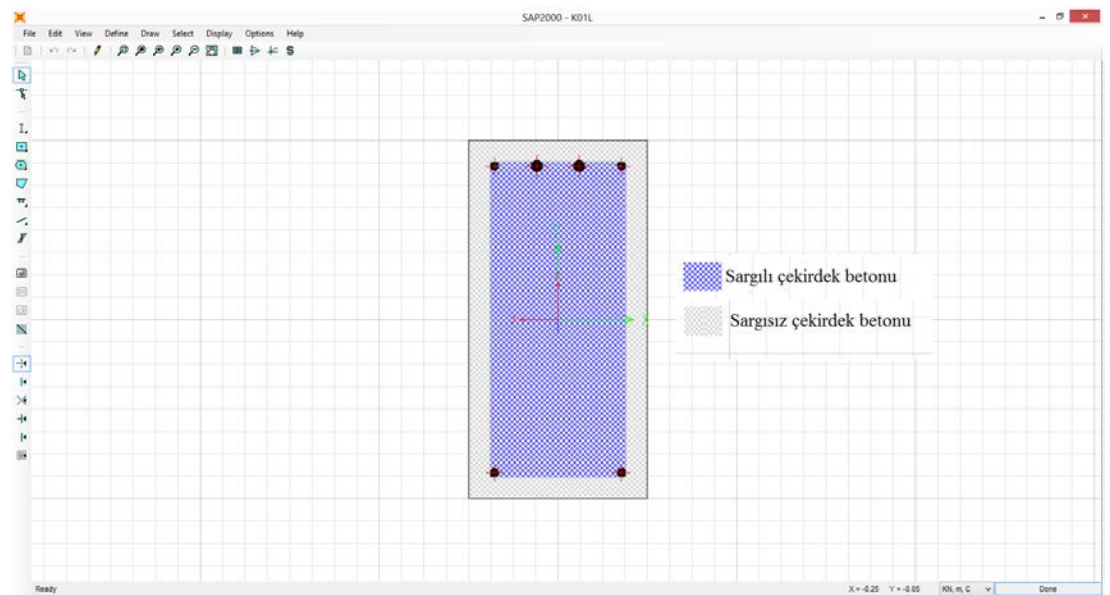
Şekil 5.1: SAP2000 modeli sistem kesiti

Model – 01 default özellikleri bünyesinde barındırmasından dolayı en basit model olarak adlandırılabilir. Diğer numerik modellerde yalnızca Çizelge 5.1’de incelenmek istenen parametre değiştirilip, diğer parametreler aynı şekilde ele alınmıştır. Taşıyıcı sistem elemanları kirişler ve kolonlar çubuk elemanlar kullanılarak modellenmiştir. Kirişlerin iki ucundaki donatı alanları özdeş olmadığından dolayı kirişler eşit 2 parçaya bölünmüştür. Şekil 5.1’ de sistemin SAP2000 modeli sistem kesiti verilmiştir.

5.1.1.1 Taşıyıcı sistem kesitlerinin tanımlanması



Şekil 5.2: S01 kolonu kesiti



Şekil 5.3: K01L kirişi kesiti

Kolon ve kiriş kesitleri grafiksel olarak SAP2000 programında “Section Designer” özelliği kullanılarak tanımlanmıştır. Section Designer’da kabuk betonu için sargısız beton modeli, enine donatı içerisinde kalan çekirdek betonu için sargılı beton modeli kullanılmıştır. S01 (0.20x0.40m) tipik zayıf kolon kesiti ile K01L (0.25x0.50m) tipik kiriş kesiti sırasıyla Şekil 5.2 ve Şekil 5.3’ de gösterilmiştir.

Kolon ve kiriş kesitlerini “Section Designer” ile tanımlamak çerçevelerin doğrusal olmayan davranışlarının belirlenmesinde büyük avantaj sağlamaktadır. SAP2000 programı “Section Designer” ile tanımlanan kesitlerin akma yüzeylerini(eksenel kuvvet-moment etkileşim diyagramlarını) ve moment – eğrilik bağıntılarını kesit özelliklerini esas alacak şekilde belirlemektedir.

5.1.1.2 Malzeme mekanik özellikleri

Sargısız beton modelinde en dış lifteki betonda maksimum gerilmeye karşılık gelen birim şekil değiştirme değeri 0.0025, maksimum birim şekil değiştirme değeri ise 0.005 olarak dikkate alınmıştır.

Çekirdek betonunun enine donatı tarafından sarılmasına rağmen etriye büküm açısı 90 derece olduğundan sargılı betona ait maksimum birim şekil değiştirme değerinde fazla bir artış olmadığı kabul edilmiştir. Donatı çeliği modeli için deney sonuçlarından elde edilen uyarlanmış Mander modeli kullanılmıştır.

Nümerik modeli yapılan çerçevede kullanılan etriyelerin büküm açısı 90 derece olduğundan dolayı sargı etkisi oldukça az olacaktır.

Bu sebeple;

Betonun yapacağı maksimum basınç şekildeğiştirmesi hesabında yatay donatının etkisi ihmal edilerek (5.1) bağıntısı kullanılmıştır.

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 0.0014 \frac{f_{cc}}{f_{c0}} \quad (5.1)$$

Burada,

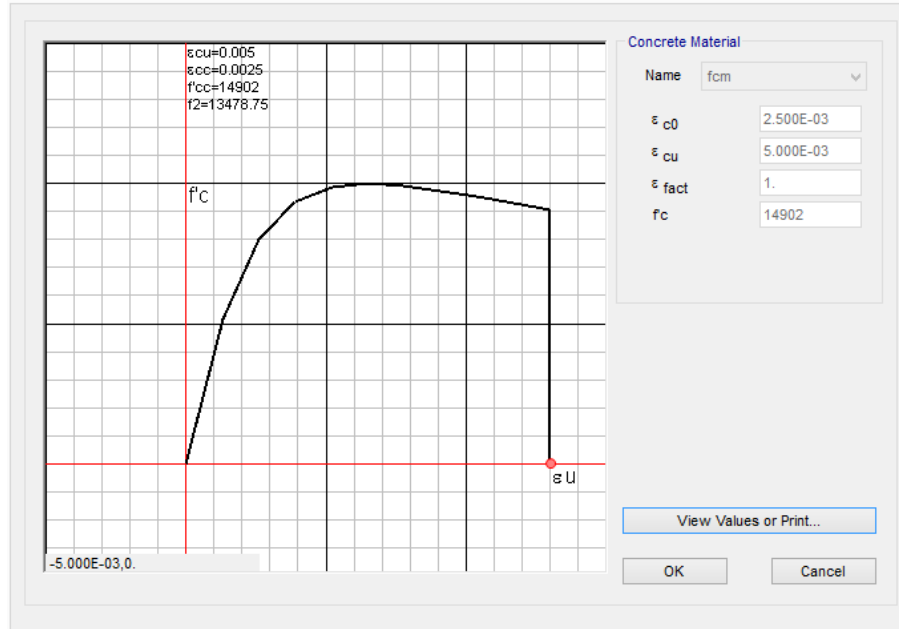
ε_{cu} : Sargılı betonun maksimum basınç şekildeğiştirmesi,

f_{c0} : Beton nominal basınç dayanımı,

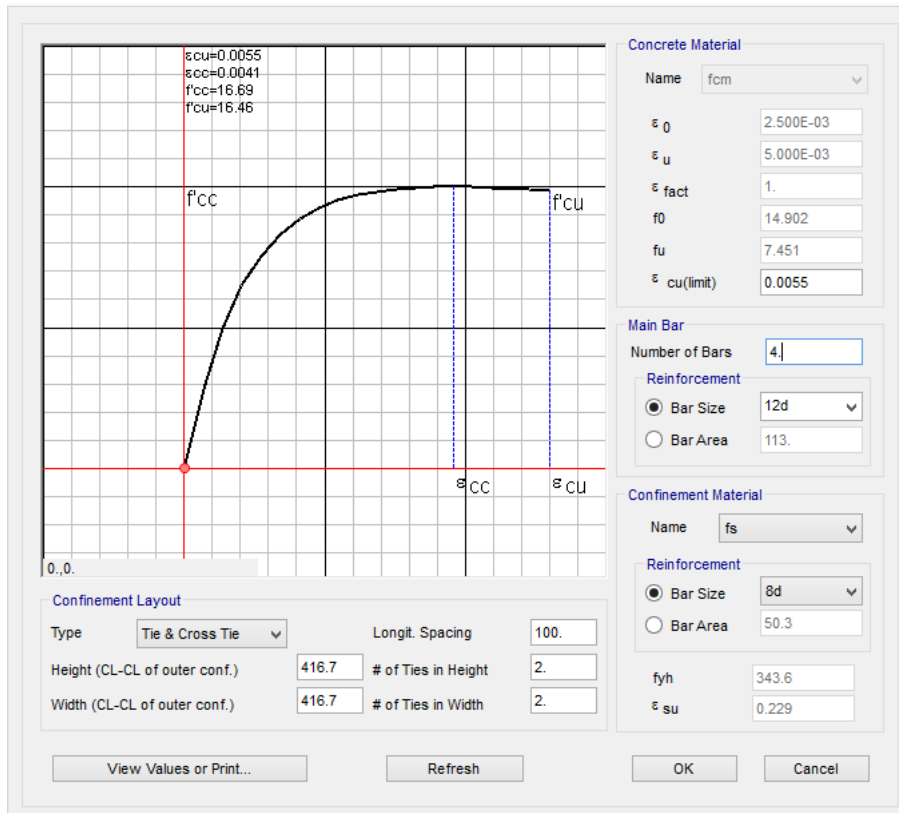
f_{cc} : Sargılı beton basınç dayanımı

olarak ifade edilmektedir.

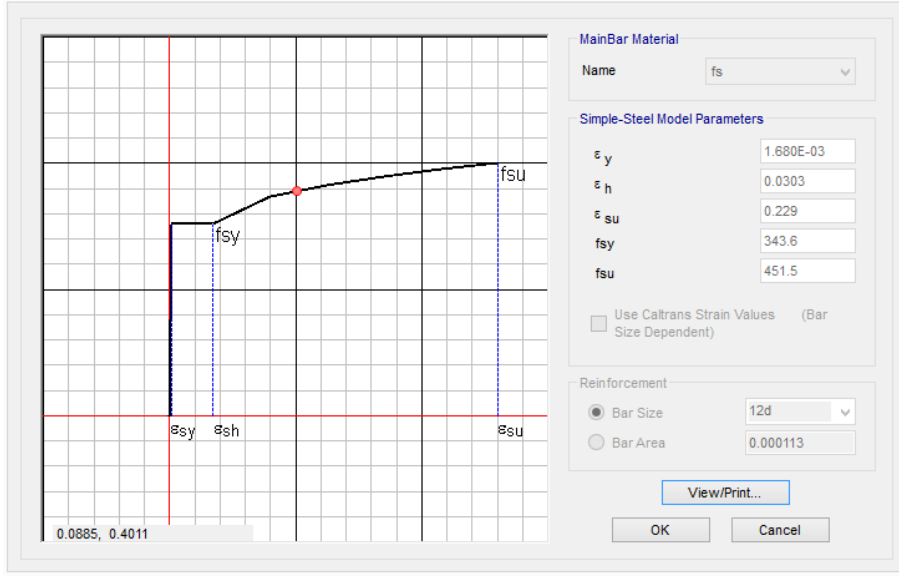
Section designer malzeme modelleri grafikleri sargısız, sargılı ve donatı çeliği için sırasıyla Şekil 5.4-5.5-5.6' da gösterilmiştir.



Şekil 5.4: Sargısız beton modeli



Şekil 5.5: Sargılı beton modeli



Şekil 5.6: Donatı çeliği modeli

Çizelge 5.2 : Beton ortalama basınç dayanımının elde edilmesi

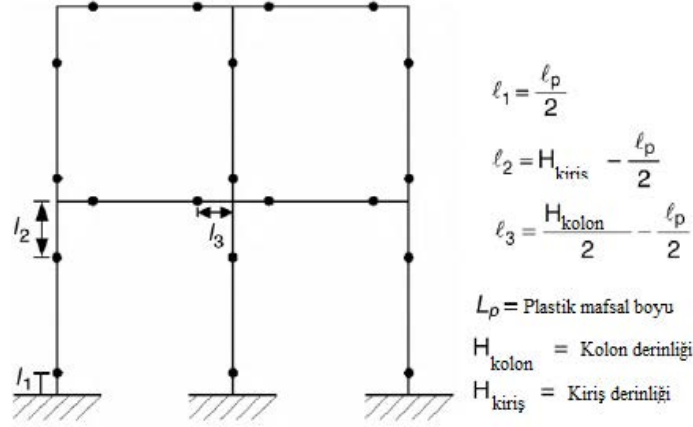
Döküm Fazları	f_{cm} (Mpa)	E_{cm} (Mpa)	$f_{cm_{ort}}$
1. Kat Kolonları	13.90	18641.35	14.90 Mpa
1. Kat Tabliyesi	16.45	20279.30	
2. Kat Kolonları	13.80	18574.18	
2. Kat Tabliyesi	17.40	20856.65	
3. Kat Kolonları	9.20	15165.75	
3. Kat Tabliyesi	17.30	20796.63	
4. Kat Kolonları	11.00	16583.12	
4. Kat Tabliyesi	20.17	22455.51	

Beton malzeme modelinde basınç dayanımı deneylerinden elde edilen ortalama nominal değerler kullanılmıştır. Ortalama değerlerin elde edildiği beton mekanik özellikleri Çizelge 5.2’de verilmiştir.

5.1.1.3 Plastik mafsallık özellikleri

Plastik mafsallık boyunun orta noktalarında oluşturulan plastik mafsallar kolonların alt ve üst uçlarına, kirişlerin ise sol ve sağ uçlarına atanmıştır. Şekil 5.7’ de plastik mafsallık konumu belirleme şekli gösterilmiştir.

Malzemenin doğrusal olmayan davranışı plastik mafsallık hipotezi ile gözönüne alınmaktadır. Buna göre plastik şekil değiştirmelerin plastik kesit adı verilen belirli bölgelerde toplandığı diğer bölgelerin malzeme davranışının doğrusal elastik kaldığı kabul edilmiştir.



Şekil 5.7: Kolon – kiriş plastik mafsali konumları

Deprem Yönetmeliği 2007’de plastik mafsali hipotezine göre kalıcı şekil değiştirmelerin toplandığı plastik mafsali boyunu bulmak için (5.2) bağıntısı kullanılmaktadır.

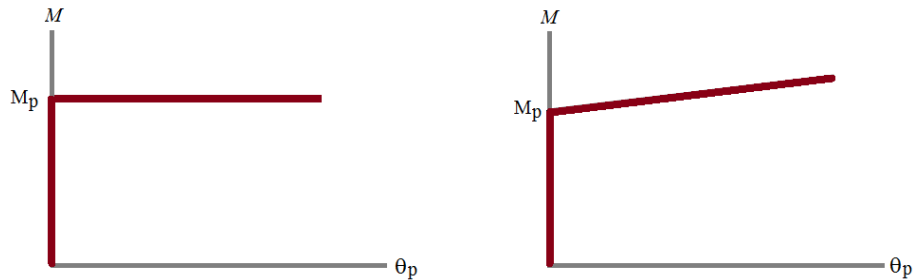
$$l_p = 0.5h \quad (5.2)$$

Bu denklemde;

l_p : Kalıcı şekil değişiminin yoğunlaştığı bölgenin uzunluğu(plastik mafsali boyu)’nu göstermektedir.

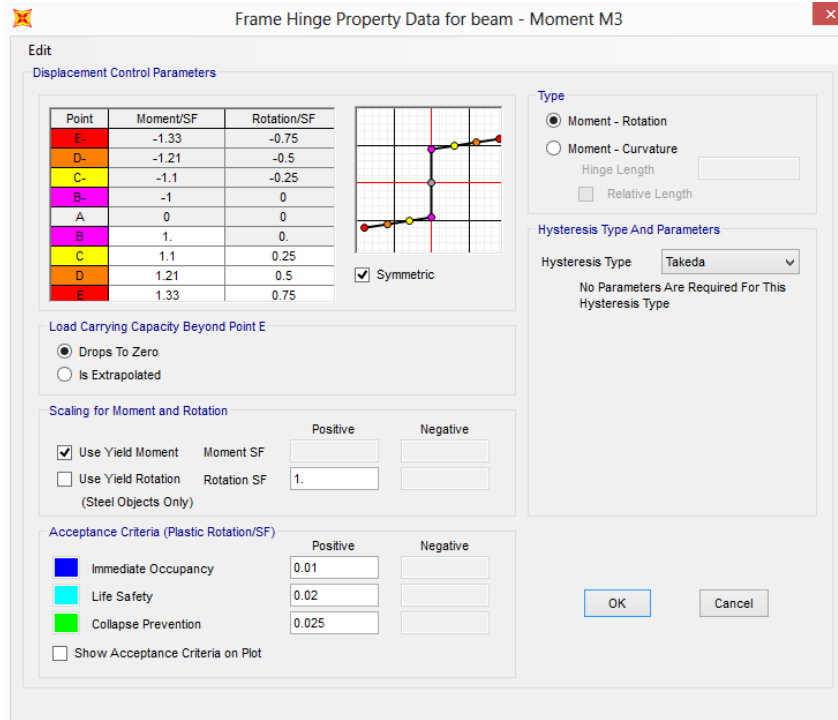
h : İlgili elemanın çalışan kesit boyutunu göstermektedir.

Plastik mafsali özellikleri belirlenirken kesitlerin iç kuvvet-plastik şekil değiştirme bağıntıları DBYBHY 2007’de belirtildiği gibi iki doğrulu olarak idealize edilmiştir. Kolonlarda plastik dönme artışına bağlı olarak oluşacak plastik moment artışı dikkate alınmazken, kirişlerde dikkate alınmıştır. Deprem yönetmeliğinde iki doğrulu olarak idealize edilen iç kuvvet-plastik şekil değiştirme bağıntıları Şekil 5.8’ de görölmektedir. İlk şekil donatıda pekleşmenin ihmal edildiği, ikinci şekil ise pekleşmenin dikkate alındığı durumu temsil etmektedir.

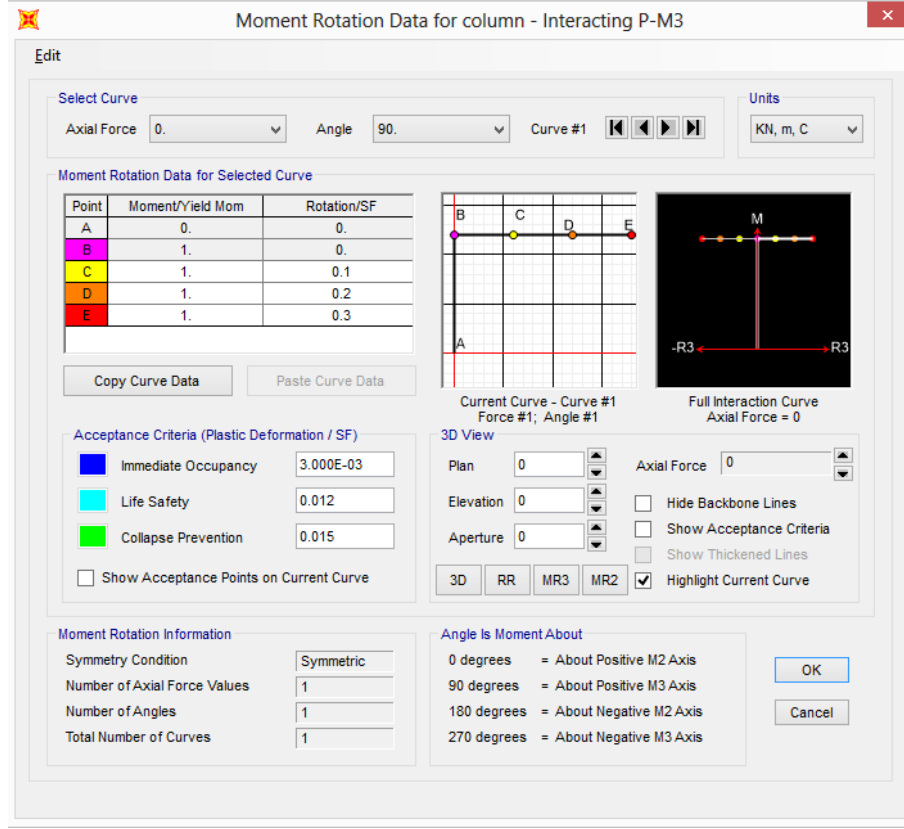


Şekil 5.8 : İdealize edilmiş iç kuvvet – plastik şekil değiştirme bağıntıları[7]

Kirişler yalnızca basit eğilme etkisinde oldukları için donatının akma gerilmesine ulaştığı akma moment değeri ve akma eğriliği tektir. Bundan dolayı, kiriş plastik mafsal modelinde sadece iç kuvvet – plastik şekil değiştirme bağıntısı tanımlanmıştır. Kolon ve perdeler eğilmenin yanında yüksek eksenel kuvvet etkisine de maruz kalırlar. Birleşik eğilme etkisinde kalan kolon ve perdelerde eksenel kuvvet düzeyine bağlı olarak değişen akma momenti ve akma eğriliği değerleri mevcuttur. Eksenel yükün tüm değerleri için hesap edilecek akma moment değerlerinin birarada çizilmesi ile o elemana ait akma yüzeyi oluşturulur. SAP2000 programında, kolonlar için akma momenti değeri, ilgili elemanın eksenel kuvvet – eğilme momenti değerlerine göre belirlenen akma yüzeyinden elde edilmektedir. Kesitte meydana gelen eğilme momenti akma momenti değerine eriştikten sonra plastik şekil değiştirmeler oluşmakta ve kesit serbest olarak dönmektedir. Ancak belirtmek gerekir ki, default idealize edilmiş olan plastik mafsal modellerinde kolonların doğrusal olmayan davranışının belirlenmesini sağlayan moment-dönme bağıntılarının elde edilmesinde eksenel kuvvet etkisi ihmal edilmiştir. SAP2000 programından tanımlanan plastik mafsal moment – dönme eğrileri Şekil5.9-5.10’ da görülmektedir. Etkin rijitliğin doğrusal olmayan davranışın üzerindeki etkisinin incelendiği modelin haricindeki tüm modellerde kiriş-kolon kesitlerinde brüt rijitlik esas alınmıştır.



Şekil 5.9 : SAP2000’de kirişlerin plastik mafsal özellikleri[32]



Şekil 5.10 : SAP2000’de kolonların plastik mafsallık özellikleri[32]

Etkin rijitliğin doğrusal olmayan davranışın üzerindeki etkisinin incelendiği modelin haricindeki tüm modellerde kiriş-kolon kesitlerinde brüt rijitlik esas alınmıştır.

Kirişlerde Takeda modeli histeresis eğri tipi kullanılmıştır. SAP2000’ de kiriş plastik mafsallık özelliklerinde ilgili model esas alınmıştır. Bu modelde eğri çatlamamış, çatlamış ve akma sonrası durumu ifade eden üç doğrusal kısımdan oluşur. Doğrusal olmayan yerdeğiştirmeler kesitin çatlamasıyla başlar. Yük boşalması ve ters yükleme durumlarındaki rijitlikler akma durumundaki rijitlikten ve birbirlerinden farklıdır.

5.1.1.4 Sönümün belirlenmesi

Sönüm titreşim hareketinde yitirilen enerjidir. Zaman tanım alanında dinamik analiz sırasında hesaplamalarda kullanılacak en önemli parametrelerden biridir. Bunlar aşağıda sırası ile anlatılmıştır.

Sönüm miktarı;

- Malzemenin viskozitesinden kaynaklanan içsel viskoz sönüm hızı ile orantılıdır. Yapının doğal frekansı arttıkça içsel viskoz sönümde artar.

- Sürtünme nedeniyle oluşan sönüm(Coulomb sönümü) birleşim bölgelerindeki sürtünmeler veya duvarların çatlak düzlemlerindeki sürtünmeler nedeniyle ortaya çıkar.
- Çevrimsel sönüm yön değiştiren yükler ile sistemin plastikleşmesi sonucu sünük davranış göstermesi sonucu ortaya çıkan ve sönümün en önemli kaynağını oluşturan bölümdür.

SAP2000’de viskoz sönümün tanımı (5.3) bağıntısına göre yapılmaktadır.

$$K_L u(t) + C u'(t) + M u''(t) + r_N(t) = r(t) \quad (5.3)$$

Denk. 5.3’e göre hesaplama adım adım gerçekleştirilir. Bu denklemdeki terimler aşağıda verilmiştir.

K_L : Lineer elastik eleman özelliklerine göre oluşturulmuş rijitlik matrisidir.

C : Oransal sönüm matrisidir. (Proportional Damping Matrix).

M : Diyagonal kütle matrisidir.

r_N : Doğrusal olmayan Link elemanlardan dolayı oluşan yük matrisidir.

r : Dış yük vektörüdür.

u, u', u'' : Sırası ile relatif yerdeğiştirme, hız ve ivmedir.

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yapılırken K_L ve M matrisleri bina matematik modelinin özelliklerine bağlı olarak SAP2000 tarafından oluşturulabilmektedir. C matrisi ise K_L ve M matrislerinin birer katsayı ile çarpımlarının lineer toplamı şeklinde elde edilir. Bu iki katsayının belirlenmesinde SAP2000 içinde üç tip yol mevcuttur.

Bunlar;

- Direct Specification; yukarıda açıklanan ve K_L ve M matrislerinin elemanlarının çarpılarak ölçekleneceği katsayılar elle girilir.
- Specify Damping by Period; bu ölçekleme katsayıları, tanımlanacak periyot ve sönüm değerlerine göre otomatik hesaplanır.
- Specify Damping by Frequency; bu ölçekleme katsayıları, tanımlanacak frekans ve sönüm değerlerine göre otomatik hesaplanır.

Default modelde sönüm değeri %5, periyot değerleri çerçevenin kütle katılımının %95’ ini hesaba alacak şekilde alınmıştır.

5.1.1.5 Performans noktalarının belirlenmesi

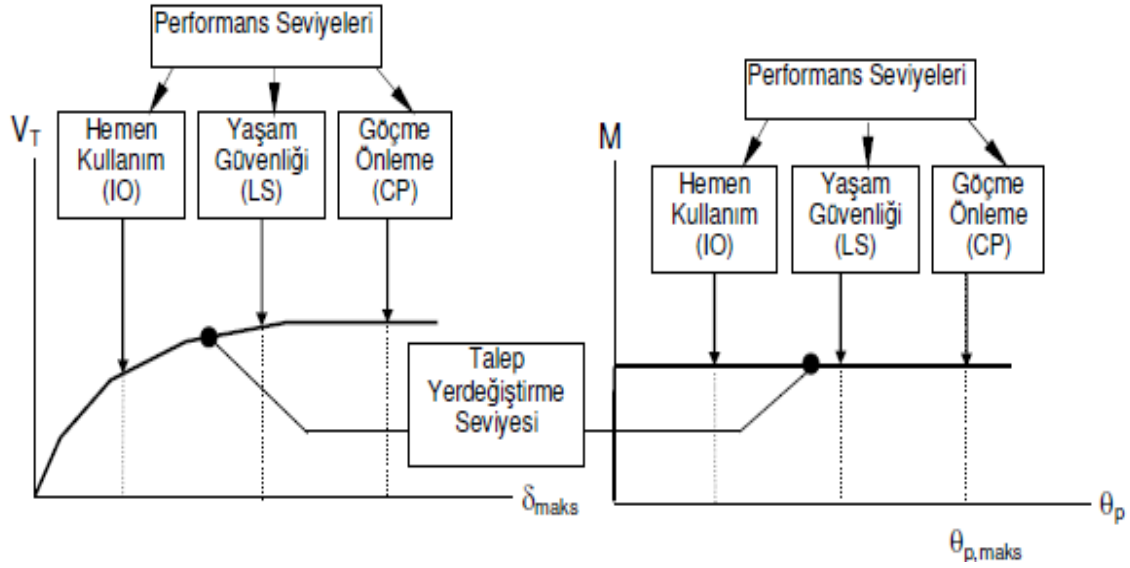
Statik itme analizi taşıyıcı sistemlere birinci mod şekli ve kat kütleleriyle uyumlu olacak şekilde yatay yük etkilerek uygulanmıştır. Kat seviyelerine etkiyen yatay yükler arasındaki oranın sabit olduğu bu yöntemde çözümün başlangıç adımını düşey yüklere göre hesap oluşturmaktadır. İtme analizinin başlangıcında binadaki düşey yüklerin binaya etkililmiş olması gerekmektedir. Tez kapsamında itme analizinin başlangıç adımında G+Q yüklemesi dikkate alınmıştır.

Kat seviyelerine etkiyen yatay yükler aralarındaki oran sabit olacak şekilde adım adım artırılır. Yatay yükün artımına bağlı olarak elemanlarda kalıcı şekil değiştirmelerin toplandığı plastik mafsallar oluşmaktadır. Plastik mafsalların oluşması sonucunda taşıyıcı sistemin yatay yüke karşı direnci yani yanal rijitliği azalır. Statik itme eğrisinin yataylaşmasına neden olan bu durum sistemin güç tükenmesine erişmesi ile son bulur. Kat seviyelerine etkiyen yatay yüklerin aralarındaki oran sabit olacak şekilde adım adım artırılması sonucu herbir adımda taşıyıcı sistemde oluşan taban kesme kuvveti ve tepe yer değiştirmesi değerlerinin eksen takımına yerleştirilmesi ile statik itme eğrisi elde edilmiş olur. Statik itme eğrisi incelendiğinde; yük değerinin küçük olduğu başlangıç durumunda taşıyıcı sistemin elastik bir davranış gösterdiği, yük artımına bağlı olarak plastik mafsalların oluşmasıyla doğrusal olmayan davranışa geçildiği görülebilir. Statik itme eğrisi oluşturularak taşıyıcı sistemin dayanımını kaybetmeden yapacağı plastik şekil değiştirme miktarı elde edilir.

Sistemin taban kesme kuvveti – tepe yer değiştirmesi grafikleri elde edildikten sonra performans noktasının bulunması için gerekli olan koordinat dönüşümlerinin yapılması gerekmektedir. Elastik spektrum eğrisi ve statik itme eğrisinde gerekli dönüşümler yapıldıktan sonra iki eğri kesiştirilerek depremin çerçevelerden talep ettiği yer değiştirme değerleri elde edilecektir. Eksen dönüşümleri ve performans noktasının belirlenmesinde FEMA 356 - FEMA 440 Kapasite Spektrum ve Deplasman Katsayıları Yöntemleri esas alınarak, SAP2000 programının otomatik hesaplama özelliği kullanılmıştır.

Binaların performans seviyelerinin belirlenmesinde taşıyıcı sistem elemanlarındaki plastik dönme değerleri (Çizelge 5.3-Çizelge 5.4) için FEMA 356’da tanımlanan ve

binaların göreceli kat ötelemeleri için ATC 40’da tanımlanan performans seviyelerine ait sınır değerlerden yararlanılmıştır. (Çizelge 5.5) (Şekil 5.11)



Şekil 5.11 : Performans seviyelerinin belirlenmesi[8]

Çizelge 5.3 : Kirişlerin performans seviyesi sınırlarına ait θ_p değerleri [8]

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{den}}$	Enine Donatı Koşulu	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_{ck}}}$	Kirişlerin Performans Seviyesi Sınırlarına ait θ_p Değerleri		
			Hemen Kullanım (IO)	Yaşam Güvenliği (LS)	Göçme Öleme (CP)
≤ 0.00	$s \leq d/3$ ve $V_s \leq 0.75V$	≤ 0.253	0.010	0.020	0.025
≥ 0.50			0.005	0.010	0.020

Not : Birimler N ve mm'dir.

Çizelge 5.4 : Kolonların performans seviyesi sınırlarına ait θ_p değerleri [8]

$\frac{N}{A_g f_{ck}}$	Enine Donatı Koşulu	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_{ck}}}$	Kolonların Performans Seviyesi Sınırlarına ait θ_p Değerleri		
			Hemen Kullanım (IO)	Yaşam Güvenliği (LS)	Göçme Öleme (CP)
≤ 0.10	$s \leq d/3$ ve $V_s \leq 0.75V$	≤ 0.253	0.005	0.015	0.020
≥ 0.40			0.003	0.012	0.015

Not : Birimler N ve mm'dir.

Çizelge 5.5 : Bina performans seviyeleri ve bölgeleri sınırlarına ait maksimum görelî kat ötelemesi değeri [8]

Bina Performans Seviyeleri ve Bölgeleri Sınırlarına ait Maksimum Görelî Kat Ötelemesi Değeri			
Hemen Kullanım (IO)	Hasar Kontrol Bölgesi (IO-LS)	Yaşam Güvenliğı (LS)	Göçme Önleme (CP)
0.01	0.01-0.02	0.02	$0.33 \frac{V_i}{P_i}$

Burada;

A_g : kolonun brüt alanı,

f_{ck} : betonun karakteristik basınç dayanımı,

ρ : çekme donatısı oranı, ρ' basınç donatısı oranı,

ρ_{den} : dengeli donatı oranı,

V : tasarım kesme kuvveti,

V_s : plastik mafsall bölgesindeki etriyelerin karşıladığı kesme kuvveti,

b_w : enkesit genişliğı,

d : enkesit etkin yüksekliğı,

s : plastik mafsall bölgesindeki etriye aralığını,

V_i : i nolu kattaki toplam kesme kuvvetini,

P_i : i nolu kattaki toplam düşey yükü

göstermektedir.

5.1.2 Model-02' ye ait etken parametrenin belirlenmesi

Model-02' de taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan davranışının belirlenmesinde çatlamış kesit eğilme rijitlikleri kullanılmaktadır. Model-02 için diğer tüm parametreler 5.1.1 bölümünde açıklandığı gibi alınmıştır. Deprem yönetmeliğı 2007'de çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitliğı, çatlamamış kesitin eğilme rijitliğı azaltılarak elde edilir. Çatlamamış kesit eğilme rijitliğı azaltılarak doğrusal olmayan davranışta betonun çatlaması ve plastik şekil değıştirmeler nedeniyle meydana gelecek rijitlik kaybı dikkate alınmış olur. Kirişler için etkin eğilme rijitliğı, çatlamamış kesit eğilme rijitliğinin 0.4 katı olarak alınırken kolon ve perdelerde

eksenel kuvvet düzeyine bağı olarak değişmektedir. Kolon ve perde üzerine etkiyen eksenel kuvvet değeri arttıkça kesitte oluşacak çatlak miktarı azalacağı için etkin eğilme rijitliği, çatlamamış kesit eğilme rijitliğine daha yakın olmalıdır. DBYBHY 2007’de kolon, kiriş ve perdeler için önerilen etkin eğilme rijitlikleri aşağıda görülmektedir :

Kirişlerde : $(EI)_e = 0.4(EI)_o$

Kolon ve perdelerde : $(EI)_e = 0.4(EI)_o \rightarrow N_D/A_c f_{cm} \leq 0.10$

: $(EI)_e = 0.8(EI)_o \rightarrow N_D/A_c f_{cm} \geq 0.40$

Burada;

$(EI)_e$: Çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitliği,

$(EI)_o$: Çatlamamış kesit eğilme rijitliği,

f_{cm} : Mevcut beton dayanımı,

N_D : Deprem hesabında esas alınan toplam kütlelerle uyumlu düşey yükler altında kolon ve perdelerde oluşan normal kuvvet değeridir.

Çizelge 5.6 : Kolonlar için çatlamış kesit etkin eğilme rijitlikleri (Model-02)

Kolon No	b(cm)	h(cm)	$A_c(\text{cm}^2)$	$f_{cm}(\text{MPa})$	$N_d(\text{kN})$	$N_d/A_c * f_{cm}$	EI_e
1	20	40	800	14.90	323.62	0.27	0.63
2	20	40	800	14.90	242.79	0.20	0.54
3	20	40	800	14.90	161.53	0.14	0.45
4	20	40	800	14.90	80.03	0.07	0.40
5	25	60	1500	14.90	682.69	0.31	0.67
6	25	60	1500	14.90	512.23	0.23	0.57
7	25	50	1250	14.90	341.22	0.18	0.51
8	25	50	1250	14.90	171.65	0.09	0.40
9	20	40	800	14.90	475.83	0.40	0.80
10	20	40	800	14.90	353.38	0.30	0.66
11	20	40	800	14.90	234.60	0.20	0.53
12	20	40	800	14.90	117.83	0.10	0.40
13	20	30	600	14.90	194.77	0.22	0.56
14	20	30	600	14.90	148.44	0.17	0.49
15	20	30	600	14.90	99.42	0.11	0.41
16	20	30	600	14.90	48.87	0.05	0.40

Çatlamış kesit etkin eğilme rijitliği hesabında, dikkate alınacak eksenel yük değeri başlangıç koşulunu oluşturan yükleme durumuna göre belirlenmektedir.

Bu çalışmada N_D değeri için G+Q yükleme durumu dikkate alınmıştır. Taşıyıcı sistem elemanlarında elde edilen çatlamış kesit etkin eğilme rijitlikleri Çizelge 5.6'da verilmiştir.

Yukarıdaki çizelgede görüldüğü üzere üst katlara çıkıldıkça kolon üzerine etkiyen eksenel yük seviyesi azaldığı için çatlamamış kesit eğilme rijitliği ile çatlamış kesit etkin eğilme rijitliği arasındaki fark artmaktadır. Çizelgenin son sütununda bulunan değerler ilgili kesitin çatlamamış eğilme rijitlik değeri ile çarpılarak çatlamış kesit etkin eğilme rijitlikleri elde edilir.

5.1.3 Model-03' e ait etken parametrenin belirlenmesi

Model-03' de her kattaki kolon ve kiriş elemanlarının mekanik özellikleri basınç dayanımı deneylerinden elde edilen verilere göre tanımlanmıştır. Böylece, SAP2000' de kolon ve kirişlerin tanımlanmasında 8 farklı malzeme modeli kullanılmıştır. Çizelge 5.7'de döküm fazları için beton mekanik özellikleri görülmektedir.

Çizelge 5.7 : Beton numunelerine ait ortalama basınç dayanımı değerleri

Döküm fazları	Döküm tarihi (1999)	Maksimum kübik Basınç Dayanımı (MPa)	Maksimum silindirik Basınç Dayanımı (MPa)
Kolonlar 1. kat	24/02	16.66	13.90
Döşeme/kiriş 1. kat	17/03	13.24	16.45
Kolonlar 2. kat	22/03	13.78	13.80
Döşeme/kiriş 2. kat	06/04	18.10	17.40
Kolonlar 3. kat	08/04	16.50	9.20
Döşeme/kiriş 3. kat	20/04	21.63	17.30
Kolonlar 4. kat	22/04	13.58	11.00
Döşeme/kiriş 4. kat	06/05	16.98	20.17

5.1.4 Model-04' e ait etken parametrenin belirlenmesi

Model-04' de sönüm değerinin doğrusal olmayan davranışa olan etkisini incelemek için viskoz sönüm değeri sıfıra yakın bir değer alınmıştır. Pseudo-dinamik deneyde uygulanan yatay hareketin hızı oldukça düşük olduğundan dolayı viskoz sönüm etkisi ihmal edilmiştir.

5.1.5 Model-05' e ait etken parametrenin belirlenmesi

Literatürde, özellikle köprü türü betonarme yapıların yerdeğiştirme esaslı tasarımı için gerekli olan plastik mafsalsal boyu ile ilgili olarak, deneysel çalışmaları esas alan birçok yaklaşım önerilmiştir. Köprü türü yapı sistemleri için önerilen bu yaklaşımlar, binaların doğrusal olmayan analizlerinde de yaygın olarak kullanılmaktadır.

Model-05 kapsamında ele alınan çerçevenin kolon plastik kesitlerindeki plastik eğrilik taleplerinin belirlenmesinde, Priestley ve diğ. (1996)'de önerilen plastik mafsalsal boyu yaklaşımından yararlanılmıştır.(5.4)

$$L_p = 0.08L + 0.022 f_y d_b \quad (5.4)$$

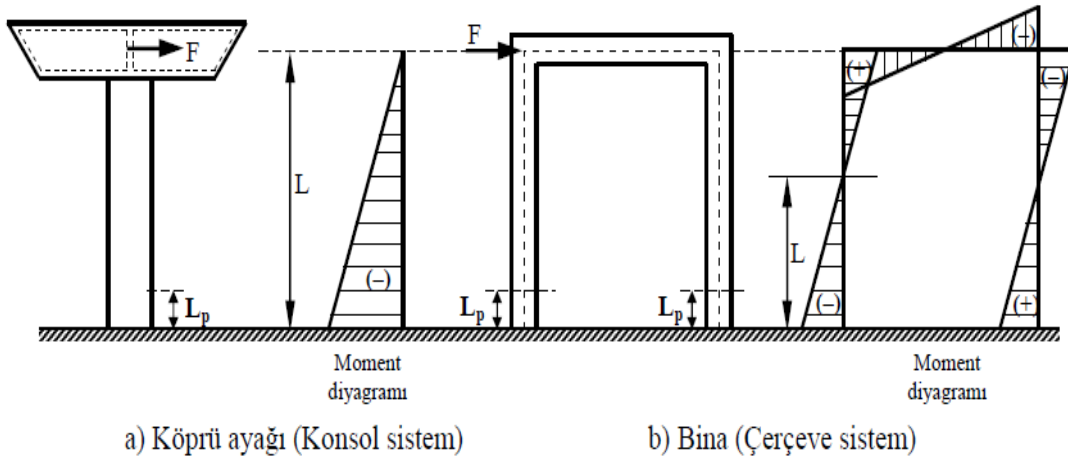
Burada:

L : kritik kesit ile eğilme momentinin sıfır olduğu kesit arasındaki uzaklığı (mm),

f_y : boyuna donatının akma dayanımını (N/mm^2),

d_b : boyuna donatının çapını (mm)

göstermektedir.



Şekil 5.12 : Kolon plastik mafsalsal boyunun hesabı için L boyu [29]

5.1.6 Model-06' ya ait etken parametrenin belirlenmesi

Model-06'da etkin eğilme rijitlikleri, döküm fazları arasındaki dayanım farklılıklarını dikkate alan beton malzeme modelleri, viskoz sönüm ihmal edilerek, TDY2007'de önerilen 0.5h plastik mafsalsal boyu yaklaşımı, default plastik mafsalsal modeli parametrelerini birlikte kullanarak betonarme çerçevenin doğrusal olmayan davranışı

elde edilmiştir. Beton döküm fazları arasındaki dayanım farklılıklarını dikkate alan kolon çatlamış etkin eğilme rijitlikleri Çizelge 5.8’ de verilmiştir.

Çizelge 5.8 : Kolonlar için çatlamış kesit etkin eğilme rijitlikleri (Model-06)

Kolon No	b(cm)	h(cm)	Ac(cm ²)	fcm(MPa)	Nd(kN)	Nd/Ac*fcm	EI _e
1	20	40	800	13.90	323.62	0.29	0.65
2	20	40	800	13.80	242.79	0.22	0.56
3	20	40	800	9.20	161.53	0.22	0.56
4	20	40	800	11.00	80.03	0.09	0.40
5	25	60	1500	13.90	682.69	0.33	0.70
6	25	60	1500	13.80	512.23	0.25	0.60
7	25	50	1250	9.20	341.22	0.30	0.66
8	25	50	1250	11.00	171.65	0.12	0.43
9	20	40	800	13.90	475.83	0.43	0.80
10	20	40	800	13.80	353.38	0.32	0.69
11	20	40	800	9.20	234.60	0.32	0.69
12	20	40	800	11.00	117.83	0.13	0.45
13	20	30	600	13.90	194.77	0.23	0.58
14	20	30	600	13.80	148.44	0.18	0.51
15	20	30	600	9.20	99.42	0.18	0.51
16	20	30	600	11.00	48.87	0.07	0.40

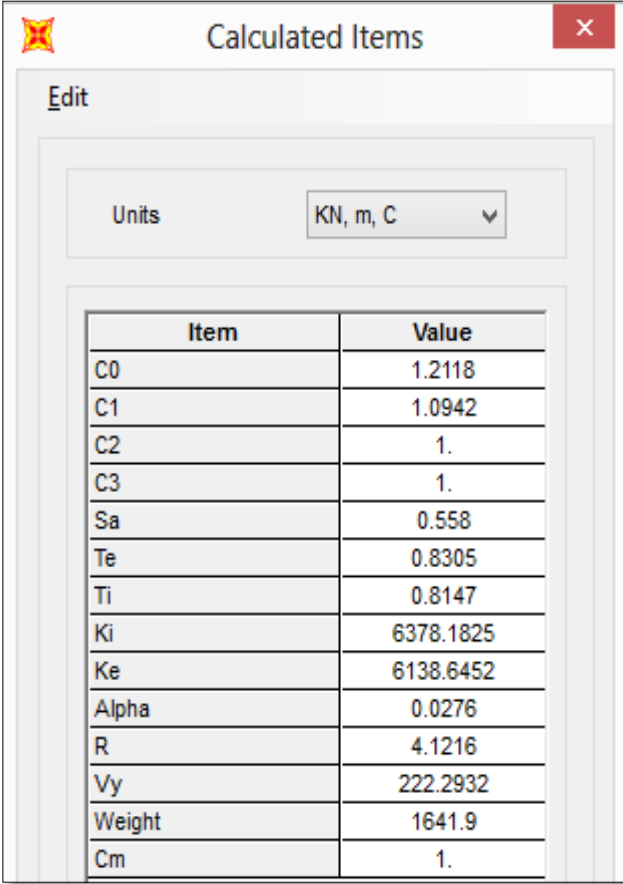
5.2 Numerik Modellerin Doğrusal Olmayan Analiz Sonuçlarının Belirlenmesi

Numerik modellerin doğrusal olmayan davranışının belirlenmesinde öncelikle genel bir yapı davranışını elde etmek amacıyla doğrusal olmayan statik itme analizleri uygulanmıştır. Statik itme analizlerinde; ATC 40 Kapasite Spektrum Yöntemi, FEMA 356 Yerdeğiştirme Katsayıları Yöntemi, FEMA 440 Eşdeğer Doğrusallaştırma Yöntemi kullanılmıştır. Bu yöntemlerin tümünde 975 yıllık dönüş periyoduna sahip elastik deprem spektrumu kullanılarak taşıyıcı sistemin performans noktası ve bu noktada elde edilen plastik mafsal bölgeleri belirlenmiştir.

ATC 40 Kapasite Spektrum Yöntemine göre performans noktasının belirlenmesinde kullanılan en önemli parametre histeretik ve viskoz sönümün belirlenmesidir. Yeterli sünekliğe sahip olmayan mevcut betonarme binalar, deprem etkisi altında rijitlik ve dayanım azalması vb. etkenlerden dolayı her zaman tam histeristik çevrim yapamazlar. Bu nedenle yeterli sünekliğe sahip olmayan betonarme binalar için, eşdeğer viskoz sönüm ile histeristik çevrim ve sönüm (κ) düzeltme çarpanı kullanılarak modifiye edilir. Binanın yapısal davranışına ve deprem hareketinin süresine bağlı olan bu düzeltme çarpanı (κ) üç farklı yapısal davranış tipi için ATC

40'da verilmiştir (Çizelge 3.4). Tip A, yeni binalar, mevcut yönetmeliklere göre tasarlanmış binaları gösterir. Tip C zayıf mevcut binalar, histeristik davranışı zayıf veya bilinmeyen, önemli derecede sistemde ani veya sürekli dayanım azalması olan, yanal kuvvetlere karşı koyabilen binalardır. Tip B, mevcut binalar, bu iki durum dışında kalan binalardır. Bu çalışmada kullanılan betonarme çerçeve sistem Tip B sınıfında kabul edilmiştir. ATC 40 Kapasite Spektrum Yöntemi' ne göre performans noktası SAP2000 programı kullanılarak otomatik hesaplanmıştır.

FEMA 356 Yerdeğiştirme Katsayıları Yönteminde kullanılan katsayılar ve çarpanlar SAP2000 programında tanımlanarak betonarme çerçeve sistemin performans noktası belirlenmiştir. Bölüm 3.3.2.1' de detaylı olarak açıklanan katsayılar ve çarpanların SAP2000' de tanımlanması Şekil 5.13' de görülmektedir.



Item	Value
C0	1.2118
C1	1.0942
C2	1.
C3	1.
Sa	0.558
Te	0.8305
Ti	0.8147
Ki	6378.1825
Ke	6138.6452
Alpha	0.0276
R	4.1216
Vy	222.2932
Weight	1641.9
Cm	1.

Şekil 5.13 : FEMA 356 yerdeğiştirme katsayıları ve çarpanları

FEMA 440 eşdeğer doğrusallaştırma yönetimine göre performans noktası belirlenirken, incelenecek binanın tipine en uygun olan histeretik davranış tipi seçilmelidir. Bu çalışmada bahsi geçen binalar için rijitlik azalmalı histeretik model tipi davranış seçilmiştir. Betonarme çerçeve sistem için elastik ötesi davranışın

rijitlik oranı $\alpha = 0$ alınmıştır. Daha sonra seçilen bu davranış tipine ve elastik ötesi davranışın rijitlik oranına (α) göre T_{eff} Efektif Periyot ve β_{eff} Efektif Sönüm Oranı parametrelerinin hesabı için yukarıda bahsi geçen kabuller altında SAP2000’ de tanımlanan katsayılar Şekil 5.14’ de görülmektedir.

FEMA 440 Coefficients For Beff

Damping Coefficients	
A	5.1
B	-1.1
C	12
D	1.4
E	20
F	0.62

Defaults

Reset Defaults

OK Cancel

FEMA 440 Coefficients For Teff

Damping Coefficients	
G	0.17
H	-0.032
I	0.1
J	0.19
K	0.85
L	0

Defaults

Reset Defaults

OK Cancel

Şekil 5.14 : β_{eff} , T_{eff} hesabı için tanımlanan katsayılar

Yukarıda anlatılan 3 farklı analiz metodu kullanılarak yapının performans noktası için taban kesme kuvveti, tepe deplasmanı ve plastik mafsalları elde edilmiştir.

Pseudo-dinamik deney esnasında, 975 yıllık ivme kaydının 7.5s’lik zaman diliminde yapı göçme öncesi adıma ulaştığından dolayı, bu zaman aralığında elde edilen sonuçlar, numerik modelin performans noktasından elde edilen sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır.

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz yönteminde 475 ve 975 yıl dönüş periyoduna sahip iki adet ivme kaydı kullanılmıştır. Bu iki ivme kaydı pseudo-dinamik deneyde çıplak betonarme çerçeve sistemin doğrusal olmayan davranışının belirlenmesi için kullanılmıştır.

Zaman tanım alanında dinamik analiz yöntemi kullanılarak elde edilen kat kesme kuvvetleri, katlar arası drift, tepe deplasmanı, plastik dönme değerleri özet tablolarda ilgili deney sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Katlar arası kesme kuvveti, drift ve

deplasman profilleri ile zaman tanım alanında kat kesme kuvvetleri, kat deplasmanları, driftleri deney sonuçlarıyla grafiksel olarak karşılaştırılmıştır.

5.2.1 Model-01 analiz sonuçları

İtme analizi ve zaman tanım alanında analiz sonuçlarından elde edilen maksimum tepkiler deney sonuçları ölçüt alınarak, çizelgeler yardımıyla açıklanmıştır.

Statik itme analizi için daha önce de belirtildiği gibi 3 adet yöntem kullanılmıştır.

ATC 40 Kapasite Spektrum Yöntemi,

FEMA 356 Yerdeğiştirme Katsayıları Yöntemi,

FEMA 440 Eş Değer Doğrusallaştırma Yöntemi (Kapasite Spektrum Yöntemi)' dir.

Model-01(default model)' in statik itme analizinde 3 farklı yöntemden elde edilen sonuçların ortalamasından elde edilen değerler ile 975 yıl dönüş periyodlu ivme kaydının kullanıldığı pseudo-dinamik deney sonuçları karşılaştırıldığında; numerik modelin taban kesme kuvvetinin deney sonuçlarına göre %9.47 daha fazla, tepe deplasmanın ise %5.74 daha az olduğu görülmüştür.

Çizelge 5.9' da itme analizi sonucunda oluşan maksimum tepkiler; taban kesme kuvveti, tepe deplasmanı ve plastik dönme değerleri verilmiştir.

Çizelge 5.9 : Model – 01 itme analizi sonuçları

İTME ANALİZİ MAKSİMUM TEPKİLER - MODEL-01		
Analiz	Taban Kesme Kuvveti (kN)	Tepe Deplasmanı (cm)
ATC 40 - KSY	237.0	11.5
Fema 356 - YKY	237.2	9.2
Fema 440 - KSY	237.5	12.3
Deney 975-yrp	216.7	11.7
Ortalama fark	9.47%	-5.74%
Plastik Dönme(mrad)		
	mRad	Mafsal Bölgesi
ATC 40 - KSY	15.3	2. kat 3. aks kolonu
Fema 356 - YKY	11.4	2. kat 3. aks kolonu
Fema 440 - KSY	23.1	2. kat 3. aks kolonu
Deney 975-yrp	31.0	3. kat 2. aks kolonu
Ortalama fark	-46.45%	

Performans noktasında oluşan en büyük dönmenin konumu deney sonuçlarından farklıdır. Deneyde oluşan en büyük dönme 3. katın 2. aksındaki kolonun ucundayken, numerik modelde meydana gelen en büyük dönme 2. kat 3. aks kolon ucundadır. Ayrıca numerik modelden elde edilen dönme değerinin deneye göre %46.45 daha küçük olduğu tespit edilmiştir.

FEMA 440 Eş Değer Doğrusallaştırma yöntemi kullanılarak belirlenen performans noktasında oluşan plastik mafsalların konumları Şekil 5.15’ de gösterilmiştir.

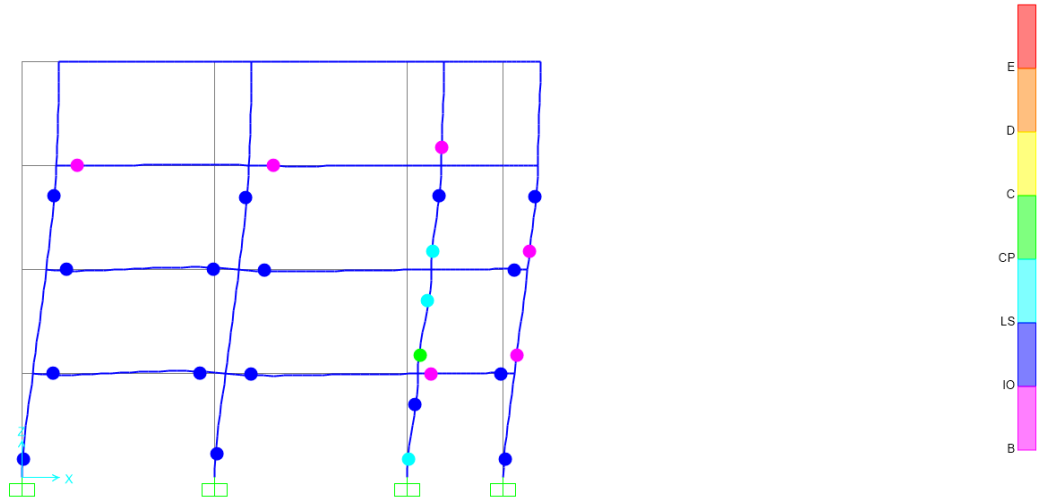
Şekilde gösterilen plastik mafsalların her rengi farklı bir performans seviyesi aralığını tanımlamaktadır:

Pembe (B-IO) : Kullanıma devam – Hemen kullanım performans seviyesi aralığı.

Mavi (IO-LS) : Hemen kullanım – Can Güvenliği performans seviyesi aralığı.

Magenta (LS-CP) : Can Güvenliği – Göçme Öncesi performans seviyesi aralığı.

Yeşil (CP-C) : Göçme Öncesi - Göçme performans seviyesi aralığı.



Şekil 5.15 : FEMA 440 performans noktası plastik mafsal konumları(Model-01)

Şekil 5.15’ de üçüncü aks ikinci kat kolonunun alt ucunda oluşan plastik dönmeler göçme öncesi performans seviyesi sınırını aşmaktadır.

En basit yaklaşımların ele alındığı default modelde; kesme kuvveti ve tepe deplasmanları ilk paragrafta belirtilen mertebede deneye yakın sonuçlar elde edilmiştir. Numerik modelde ve deneyde çerçeve sistem göçme öncesi performans seviyesi sınırını aşmaktadır. Ancak kolon uçları maksimum dönmelerin konumu,

sistem hasar mekanizmaları bakımından deney ile itme analizi sonuçları arasında önemli farklılıklar bulunmaktadır.

Model - 01 zaman tanım alanında dinamik analiz sonuçları tepe deplasmanı, global drift, katlar arası drift, kat kesme kuvveti ve plastik dönme değerlerini içerecek şekilde 475 ve 975 yıl dönüş periyodlu ivme kayıtları için ayrı ayrı Çizelge 5.10' da verilmiştir.

Çizelge 5.10 : Model – 01 dinamik analiz sonuçları

Z.T.A. ANALİZ MAKSİMUM TEPKİLER - MODEL -01				
Analiz	Tepe Deplasmanı (cm)		Global Drift (%)	
475-yrp	3.68		0.34	
975-yrp	4.26		0.39	
Deney-475-yrp	6.08		0.56	
Deney-975-yrp	11.67		1.08	
Yüzdesel Fark-475-yrp	-39.46%		-39.14%	
Yüzdesel Fark-975-yrp	-63.52%		-63.51%	
Katlar Arası Drift (%)				
	Kat1	Kat2	Kat3	Kat4
475-yrp	0.30	0.47	0.46	0.33
975-yrp	0.31	0.52	0.49	0.29
Deney-475-yrp	0.44	0.74	0.80	0.46
Deney-975-yrp	0.63	1.03	2.41	0.91
Yüzdesel Fark-475-yrp	-32.01%	-36.76%	-42.47%	-27.76%
Yüzdesel Fark-975-yrp	-50.64%	-49.86%	-79.63%	-67.92%
Kat Kesme Kuvveti (kN)				
	Kat1	Kat2	Kat3	Kat4
475-yrp	234.50	204.19	170.27	120.78
975-yrp	270.08	197.43	162.80	112.91
Deney-475-yrp	209.00	188.20	139.00	95.80
Deney-975-yrp	216.70	202.70	153.90	111.10
Yüzdesel Fark-475-yrp	12.20%	8.50%	22.49%	26.08%
Yüzdesel Fark-975-yrp	24.63%	-2.60%	5.78%	1.63%
Plastik Dönme (mRad)				
	mRad	Mafsal Bölgesi		
475-yrp	7.26	1 aksı 3. Kat Kolonu		
975-yrp	9.37	1 aksı 3. Kat Kolonu		
Deney-475-yrp	10	2 aksı 3. Kat Kolonu		
Deney-975-yrp	31	2 aksı 3. Kat Kolonu		
Yüzdesel Fark-475-yrp	-27.42%			
Yüzdesel Fark-975-yrp	-69.78%			

475 yıl dönüş periyodlu ivme kaydının uygulandığı numerik modelde tepe deplasmanı deneye göre %39.46, global drift %39.14 daha azdır. En yüksek kat kesme kuvveti farkı 4. katta %26.08 iken, en yüksek katlar arası drift farkı 3. katta %42.47' dir. En büyük plastik dönme değerleri arasındaki fark %27.42' dir. En büyük dönme değerinin oluştuğu kesit deneyden farklı olarak 1 aksı 3. kat kolon ucudur.

975 yıl dönüş periyodlu ivme kaydının uygulandığı numerik modelde tepe deplasmanı deneye göre %63.52, global drift %63.51 daha azdır. En yüksek kat kesme kuvveti farkı 1. katta %24.63 iken, en yüksek katlar arası drift farkı 3. katta %79.63’ dür. En büyük plastik dönme değerleri arasındaki fark %69.78’ dir. En büyük dönme değerinin olduğu kesit deneyden farklı olarak 1 aksı 3. kat kolon ucudur.

Kesme kuvveti, deplasman, drift profilleri ile taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafikleri Ek-A’ da verilmiştir.

5.2.2 Model-02 analiz sonuçları

Model-02’ nin statik itme analizi sonuçlarının ortalamasından elde edilen değerler ile 975 yıl dönüş periyodlu ivme kaydının kullanıldığı pseudo-dinamik deney sonuçları karşılaştırıldığında; numerik modelin taban kesme kuvvetinin deney sonuçlarına göre %6.65 daha büyük, tepe deplasmanın ise %28.53 daha büyük olduğu görülmüştür. Çizelge 5.11’ de itme analizi sonucunda oluşan maksimum tepkiler; taban kesme kuvveti, tepe deplasmanı ve plastik dönme değerleri verilmiştir.

Çizelge 5.11 : Model – 02 itme analizi sonuçları

İTME ANALİZİ MAKSİMUM TEPKİLER - MODEL-02		
Analiz	Taban Kesme Kuvveti (kN)	Tepe Deplasmanı (cm)
ATC 40 - KSY	231.2	14.8
Fema 356 - YKY	228.0	12.7
Fema 440 - KSY	234.1	17.5
Deney 975-yrp	216.7	11.7
Oran ortalama	6.65%	28.53%
Plastik Dönme(mrad)		
	mRad	Mafsal Bölgesi
ATC 40 - KSY	16.8	2.kat 3.aks kolonu
Fema 356 - YKY	13.0	2.kat 3.aks kolonu
Fema 440 - KSY	22.0	2.kat 3.aks kolonu
Deney 975-yrp	31.0	3. kat 2. aks kolonu
Oran ortalama	-44.30%	

Performans noktasında oluşan en büyük dönmenin konumu deney sonuçlarından farklıdır. Deneyde oluşan en büyük dönme 3. katın 2. aksındaki kolonun ucundayken, numerik modelde meydana gelen en büyük dönme 2. kat 3. aks kolon ucundadır. Ayrıca numerik modelden elde edilen dönme değerinin deneye göre %44.30 daha küçük olduğu tespit edilmiştir.

FEMA 440 Eş Değer Doğrusallaştırma yöntemi kullanılarak belirlenen performans noktasında oluşan plastik mafsalların konumları Şekil 5.15’ de gösterilmiştir.

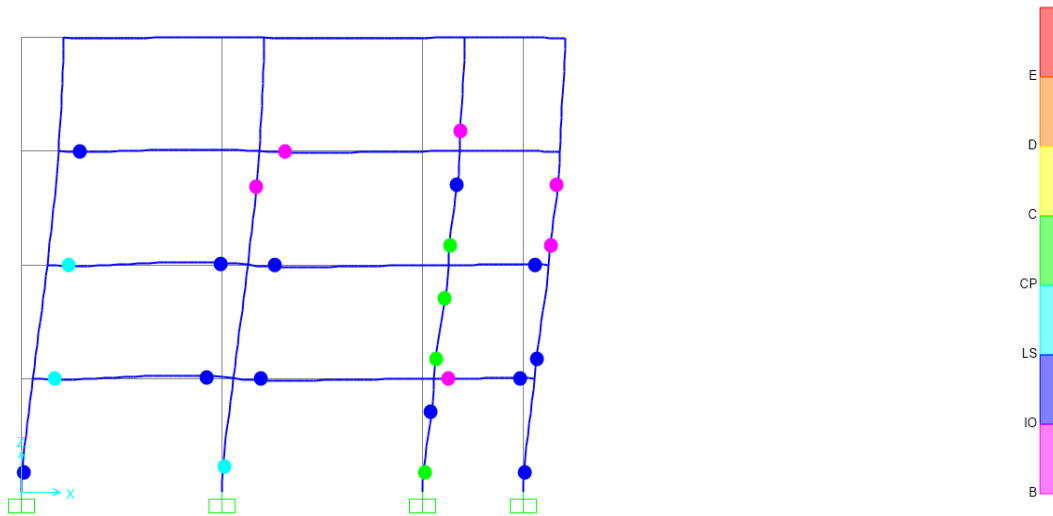
Şekilde gösterilen plastik mafsalların her rengi farklı bir performans seviyesi aralığını tanımlamaktadır:

Pembe (B-IO) : Kullanıma devam – Hemen kullanım performans seviyesi aralığı.

Mavi (IO-LS) : Hemen kullanım – Can Güvenliği performans seviyesi aralığı.

Magenta (LS-CP) : Can Güvenliği – Göçme Öncesi performans seviyesi aralığı.

Yeşil (CP-C) : Göçme Öncesi - Göçme performans seviyesi aralığı.



Şekil 5.16 : FEMA 440 performans noktası plastik mafsal konumları (Model-02)

Şekil 5.16’ da üçüncü aks kolonunun alt 3 kat boyunca her iki ucunda mafsallaşma olduğu görülmektedir ve bu kolonun uçlarında oluşan plastik dönmeler göçme öncesi performans seviyesi sınırını aşmaktadır. Aynı şekilde tüm akslardaki kolonların tabanında oluşan plastik dönmeler göçme öncesi performans seviyesi sınırını aşmaktadır.

Model - 02 zaman tanım alanında dinamik analiz sonuçları tepe deplasmanı, global drift, katlar arası drift, kat kesme kuvveti ve plastik dönme değerlerini içerecek

şekilde 475 ve 975 yıl dönüş periyodlu ivme kayıtları için ayrı ayrı Çizelge 5.12’ de verilmiştir.

Çizelge 5.12 : Model – 02 dinamik analiz sonuçları

Z.T.A. ANALİZ MAKSİMUM TEPKİLER - MODEL -02				
Analiz	Tepe Deplasmanı (cm)		Global Drift (%)	
475-yrp	5.51		0.51	
975-yrp	7.31		0.68	
Deney-475-yrp	6.08		0.56	
Deney-975-yrp	11.67		1.08	
Yüzdesel Fark-475-yrp	-9.42%		-8.94%	
Yüzdesel Fark-975-yrp	-37.37%		-37.33%	
	Katlar Arası Drift (%)			
	Kat1	Kat2	Kat3	Kat4
475-yrp	0.39	0.54	0.74	0.55
975-yrp	0.52	0.82	0.97	0.60
Deney-475-yrp	0.44	0.74	0.80	0.46
Deney-975-yrp	0.63	1.03	2.41	0.91
Yüzdesel Fark-475-yrp	-10.35%	-26.51%	-6.93%	18.62%
Yüzdesel Fark-975-yrp	-16.83%	-20.26%	-59.91%	-34.45%
	Kat Kesme Kuvveti (kN)			
	Kat1	Kat2	Kat3	Kat4
475-yrp	220.39	183.73	153.62	109.19
975-yrp	261.22	215.54	182.25	111.88
Deney-475-yrp	209.00	188.20	139.00	95.80
Deney-975-yrp	216.70	202.70	153.90	111.10
Yüzdesel Fark-475-yrp	5.45%	-2.37%	10.52%	13.98%
Yüzdesel Fark-975-yrp	20.55%	6.34%	18.42%	0.70%
	Plastik Dönme (mRad)			
	mRad	Mafsıl Bölgesi		
475-yrp	3.92	1 aksı 2. Kat Kolonu		
975-yrp	14.42	1 aksı 3. Kat Kolonu		
Deney-475-yrp	10	2 aksı 3. Kat Kolonu		
Deney-975-yrp	31	2 aksı 3. Kat Kolonu		
Yüzdesel Fark-475-yrp	-60.84%			
Yüzdesel Fark-975-yrp	-53.47%			

475 yıl dönüş periyodlu ivme kaydının uygulandığı numerik modelde tepe deplasmanı deneye göre %9.42, global drift %8.94 daha azdır. En yüksek kat kesme kuvveti farkı 4. katta %13.98 iken, en yüksek katlar arası drift farkı 2. katta %26.51’ dir. En büyük plastik dönme değerleri arasındaki fark %60.84’ dür. En büyük dönme değerinin oluştuğu kesit deneyden farklı olarak 1 aksı 2. kat kolon ucudur.

975 yıl dönüş periyodlu ivme kaydının uygulandığı numerik modelde tepe deplasmanı deneye göre %37.37, global drift %37.33 daha azdır. En yüksek kat

kesme kuvveti farkı 1. katta %20.55 iken, en yüksek katlar arası drift farkı 3. katta %59.91' dir. En büyük plastik dönme değerleri arasındaki fark %53.47' dir. En büyük dönme değerinin oluştuğu kesit deneyden farklı olarak 1 aksı 3. kat kolon ucudur.

Kesme kuvveti, deplasman, drift profilleri ile taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafikleri Ek-A' da verilmiştir.

5.2.3 Model-03 analiz sonuçları

Model-03' ün statik itme analizi sonuçlarının ortalamasından elde edilen değerler ile 975 yıl dönüş periyodlu ivme kaydının kullanıldığı pseudo-dinamik deney sonuçları karşılaştırıldığında; numerik modelin taban kesme kuvvetinin deney sonuçlarına göre %19.56 daha fazla, tepe deplasmanın ise %11.45 daha az olduğu görülmüştür. Çizelge 5.13' de itme analizi sonucunda oluşan maksimum tepkiler; taban kesme kuvveti, tepe deplasmanı ve plastik dönme değerleri verilmiştir.

Çizelge 5.13 : Model – 03 itme analizi sonuçları

İTME ANALİZİ MAKSİMUM TEPKİLER - MODEL-03		
Analiz	Taban Kesme Kuvveti (kN)	Tepe Deplasmanı (cm)
ATC 40 - KSY	256.0	8.3
Fema 356 - YKY	258.2	9.4
Fema 440 - KSY	263.0	13.3
Deney 975-yrp	216.7	11.7
Oran ortalama	19.56%	-11.45%
Plastik Dönme(mrad)		
	mRad	Mafsal Bölgesi
ATC 40 - KSY	12.1	2.kat 1.aks kolonu
Fema 356 - YKY	12.6	2.kat 1.aks kolonu
Fema 440 - KSY	19.8	2.kat 1.aks kolonu
Deney 975-yrp	31.0	3. kat 2. aks kolonu
Oran ortalama	-52.15%	

Performans noktasında oluşan en büyük dönmenin konumu deney sonuçlarından farklıdır. Deneyde oluşan en büyük dönme 3. katın 2. aksındaki kolonun

ucundayken, numerik modelde meydana gelen en büyük dönme 2. kat 1. aks kolon ucundadır. Ayrıca numerik modelden elde edilen dönme değerinin deneye göre %52.15 daha küçük olduğu tespit edilmiştir.

FEMA 440 Eş Değer Doğrusallaştırma yöntemi kullanılarak belirlenen performans noktasında oluşan plastik mafsalların konumları Şekil 5.17’ de gösterilmiştir.

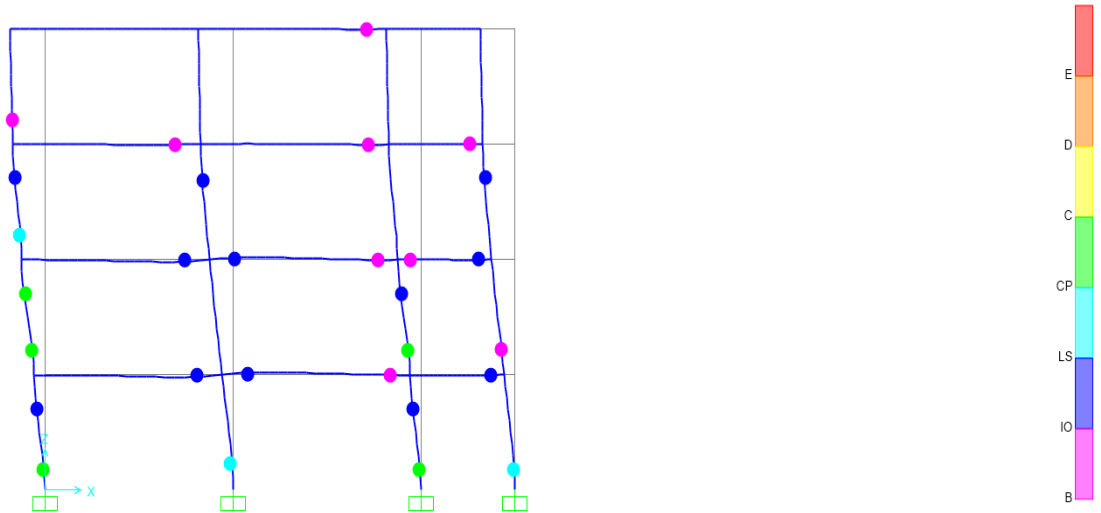
Şekilde gösterilen plastik mafsalların her rengi farklı bir performans seviyesi aralığını tanımlamaktadır:

Pembe (B-IO) : Kullanıma devam – Hemen kullanım performans seviyesi aralığı.

Mavi (IO-LS) : Hemen kullanım – Can Güvenliği performans seviyesi aralığı.

Magenta (LS-CP) : Can Güvenliği – Göçme Öncesi performans seviyesi aralığı.

Yeşil (CP-C) : Göçme Öncesi - Göçme performans seviyesi aralığı.



Şekil 5.17 : FEMA 440 performans noktası plastik mafsal konumları (Model-03)

Şekil 5.17’ de birinci aks kolonunun alt 3 kat boyunca her iki ucunda mafsallaşma olduğu görülmektedir ve bu kolonun uçlarında oluşan plastik dönmeler göçme öncesi performans seviyesi sınırını aşmaktadır. Aynı şekilde tüm akslardaki kolonların tabanında plastik mafsallar oluştuğu görülmektedir.

Model - 03 zaman tanım alanında dinamik analiz sonuçları tepe deplasmanı, global drift, katlar arası drift, kat kesme kuvveti ve plastik dönme değerlerini içerecek şekilde 475 ve 975 yıl dönüş periyodlu ivme kayıtları için ayrı ayrı Çizelge 5.14’ de verilmiştir.

Çizelge 5.14 : Model – 03 dinamik analiz sonuçları

Z.T.A. ANALİZ MAKSİMUM TEPKİLER - MODEL -03				
Analiz	Tepe Deplasmanı (cm)		Global Drift (%)	
475-yrp	3.89		0.36	
975-yrp	4.43		0.41	
Deney-475-yrp	6.08		0.56	
Deney-975-yrp	11.67		1.08	
Yüzdesel Fark-475-yrp	-36.03%		-35.69%	
Yüzdesel Fark-975-yrp	-62.01%		-61.99%	
Katlar Arası Drift (%)				
	Kat1	Kat2	Kat3	Kat4
475-yrp	0.29	0.45	0.49	0.34
975-yrp	0.31	0.51	0.53	0.30
Deney-475-yrp	0.44	0.74	0.80	0.46
Deney-975-yrp	0.63	1.03	2.41	0.91
Yüzdesel Fark-475-yrp	-33.94%	-38.83%	-39.28%	-26.09%
Yüzdesel Fark-975-yrp	-50.37%	-50.01%	-78.17%	-67.11%
Kat Kesme Kuvveti (kN)				
	Kat1	Kat2	Kat3	Kat4
475-yrp	238.91	202.05	171.57	124.17
975-yrp	266.21	205.28	170.01	119.73
Deney-475-yrp	209.00	188.20	139.00	95.80
Deney-975-yrp	216.70	202.70	153.90	111.10
Yüzdesel Fark-475-yrp	14.31%	7.36%	23.43%	29.61%
Yüzdesel Fark-975-yrp	22.85%	1.27%	10.47%	7.77%
Plastik Dönme (mRad)				
	mRad	Mafsals Bölgesi		
475-yrp	6.47	1 aksı 3. Kat Kolonu		
975-yrp	8.45	1 aksı 3. Kat Kolonu		
Deney-475-yrp	10	2 aksı 3. Kat Kolonu		
Deney-975-yrp	31	2 aksı 3. Kat Kolonu		
Yüzdesel Fark-475-yrp	-35.29%			
Yüzdesel Fark-975-yrp	-72.73%			

475 yıl dönüş periyodlu ivme kaydının uygulandığı numerik modelde tepe deplasmanı deneye göre %36.03, global drift %35.69 daha azdır. En yüksek kat kesme kuvveti farkı 4. katta %29.61 iken, en yüksek katlar arası drift farkı 3. katta %39.28’ dir. En büyük plastik dönme değerleri arasındaki fark %35.29 ‘dur. En büyük dönme değerinin oluştuğu kesit deneyden farklı olarak 1 aksı 3. kat kolon ucudur.

975 yıl dönüş periyodlu ivme kaydının uygulandığı numerik modelde tepe deplasmanı deneye göre %62.01, global drift %61.99 daha azdır. En yüksek kat kesme kuvveti farkı 1. katta %22.85 iken, en yüksek katlar arası drift farkı 3. katta %78.17’ dir. En büyük plastik dönme değerleri arasındaki fark %72.73’ dür. En

büyük dönme değerinin olduğu kesit deneyden farklı olarak 1 aksı 3. kat kolon ucudur.

5.2.4 Model-04 analiz sonuçları

Model - 04 zaman tanım alanında dinamik analiz sonuçları tepe deplasmanı, global drift, katlar arası drift, kat kesme kuvveti ve plastik dönme değerlerini içerecek şekilde 475 ve 975 yıl dönüş periyodlu ivme kayıtları için ayrı ayrı Çizelge 5.15’ de verilmiştir.

Çizelge 5.15 : Model – 04 dinamik analiz sonuçları

Z.T.A. ANALİZ MAKSİMUM TEPKİLER - MODEL -04				
Analiz	Tepe Deplasmanı (cm)		Global Drift (%)	
475-yrp	4.87		0.45	
975-yrp	5.46		0.51	
Deney-475-yrp	6.08		0.56	
Deney-975-yrp	11.67		1.08	
Yüzdesel Fark-475-yrp	-19.98%		-19.56%	
Yüzdesel Fark-975-yrp	-53.19%		-53.16%	
	Katlar Arası Drift (%)			
	Kat1	Kat2	Kat3	Kat4
475-yrp	0.39	0.62	0.61	0.41
975-yrp	0.39	0.68	0.63	0.36
Deney-475-yrp	0.44	0.74	0.80	0.46
Deney-975-yrp	0.63	1.03	2.41	0.91
Yüzdesel Fark-475-yrp	-11.58%	-16.69%	-23.52%	-10.51%
Yüzdesel Fark-975-yrp	-38.06%	-34.39%	-73.72%	-60.66%
	Kat Kesme Kuvveti (kN)			
	Kat1	Kat2	Kat3	Kat4
475-yrp	244.70	217.37	196.56	132.02
975-yrp	269.13	212.48	177.01	124.31
Deney-475-yrp	209.00	188.20	139.00	95.80
Deney-975-yrp	216.70	202.70	153.90	111.10
Yüzdesel Fark-475-yrp	17.08%	15.50%	41.41%	37.81%
Yüzdesel Fark-975-yrp	24.19%	4.83%	15.01%	11.89%
	Plastik Dönme (mRad)			
	mRad		Mafsal Bölgesi	
475-yrp	14.65		1 aksı 3. Kat Kolonu	
975-yrp	19.18		1 aksı 3. Kat Kolonu	
Deney-475-yrp	10		2 aksı 3. Kat Kolonu	
Deney-975-yrp	31		2 aksı 3. Kat Kolonu	
Yüzdesel Fark-475-yrp	46.47%			
Yüzdesel Fark-975-yrp	-38.13%			

475 yıl dönüş periyodlu ivme kaydının uygulandığı numerik modelde tepe deplasmanı deneye göre %19.98, global drift %19.56 daha azdır. En yüksek kat kesme kuvveti farkı 3. katta %41.41 iken, en yüksek katlar arası drift farkı 3. katta

%23.52' dir. En büyük plastik dönme değerleri arasındaki fark %46.47 'dir. En büyük dönme değerinin olduğu kesit deneyden farklı olarak 1 aksı 3. kat kolon ucudur.

975 yıl dönüş periyodlu ivme kaydının uygulandığı numerik modelde tepe deplasmanı deneye göre %53.19, global drift %53.16 daha azdır. En yüksek kat kesme kuvveti farkı 1. katta %24.19 iken, en yüksek katlar arası drift farkı 3. katta %73.72' dir. En büyük plastik dönme değerleri arasındaki fark %38.13' dür. En büyük dönme değerinin olduğu kesit deneyden farklı olarak 1 aksı 3. kat kolon ucudur.

5.2.5 Model-05 analiz sonuçları

Model-05' in statik itme analizi sonuçlarının ortalamasından elde edilen değerler ile 975 yıl dönüş periyodlu ivme kaydının kullanıldığı pseudo-dinamik deney sonuçları karşılaştırıldığında; numerik modelin taban kesme kuvvetinin deney sonuçlarına göre %9.37 daha büyük, tepe deplasmanın ise %13.40 daha büyük olduğu görülmüştür. Çizelge 5.16' da itme analizi sonucunda oluşan maksimum tepkiler; taban kesme kuvveti, tepe deplasmanı ve plastik dönme değerleri verilmiştir.

Çizelge 5.16 : Model – 05 statik itme analiz sonuçları

İTME ANALİZİ MAKSİMUM TEPKİLER - MODEL-05		
Analiz	Taban Kesme Kuvveti (kN)	Tepe Deplasmanı (cm)
ATC 40 - KSY	238.0	14.6
Fema 356 - YKY	236.0	12.0
Fema 440 - KSY	237.0	13.1
Deney 975-yrp	216.7	11.7
Oran ortalama	9.37%	13.40%
Plastik Dönme(mrad)		
	mRad	Mafsals Bölgesi
ATC 40 - KSY	23.0	2. kat 3. aks kolonu
Fema 356 - YKY	17.0	2. kat 3. aks kolonu
Fema 440 - KSY	19.0	2. kat 3. aks kolonu
Deney 975-yrp	31.0	3. kat 2. aks kolonu
Oran ortalama	-36.56%	

Performans noktasında oluşan en büyük dönmenin konumu deney sonuçlarından farklıdır. Deneyde oluşan en büyük dönme 3. katın 2. aksındaki kolonun ucundayken, numerik modelde meydana gelen en büyük dönme 2. kat 3. aks kolon ucundadır. Ayrıca numerik modelden elde edilen dönme değerinin deneye göre %36.56 daha küçük olduğu tespit edilmiştir.

FEMA 440 Eş Değer Doğrusallaştırma yöntemi kullanılarak belirlenen performans noktasında oluşan plastik mafsalların konumları Şekil 5.17’ de gösterilmiştir.

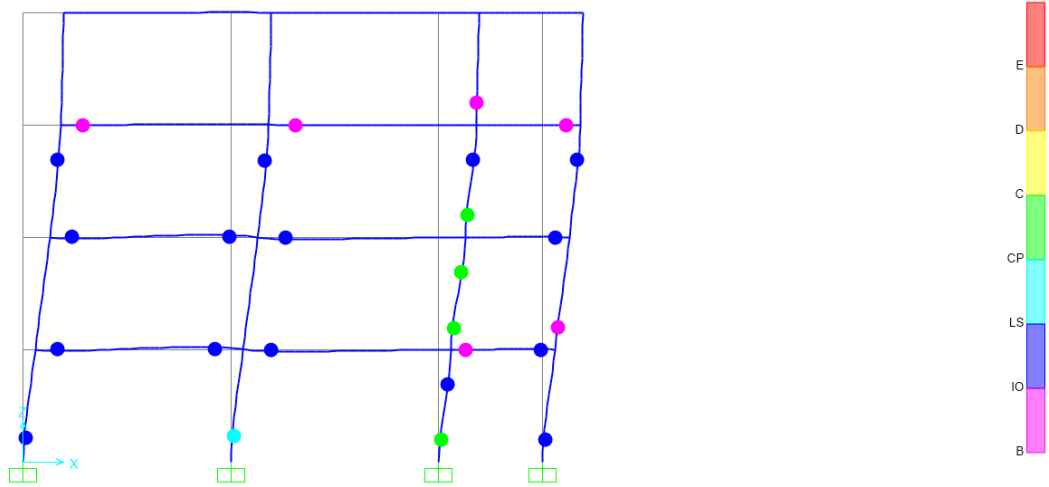
Şekilde gösterilen plastik mafsalların her rengi farklı bir performans seviyesi aralığını tanımlamaktadır:

Pembe (B-IO) : Kullanıma devam – Hemen kullanım performans seviyesi aralığı.

Mavi (IO-LS) : Hemen kullanım – Can Güvenliği performans seviyesi aralığı.

Magenta (LS-CP) : Can Güvenliği – Göçme Öncesi performans seviyesi aralığı.

Yeşil (CP-C) : Göçme Öncesi - Göçme performans seviyesi aralığı.



Şekil 5.18 : FEMA 440 performans noktası plastik mafsal konumları (Model-05)

Şekil 5.18’ de üçüncü aks kolonunun alt 3 kat boyunca her iki ucunda mafsallaşma olduğu görünmektedir ve bu kolonun uçlarında oluşan plastik dönmeler göçme öncesi performans seviyesi sınırını aşmaktadır.

Model -05 zaman tanım alanında dinamik analiz sonuçları tepe deplasmanı, global drift, katlar arası drift, kat kesme kuvveti ve plastik dönme değerlerini içerecek

şekilde 475 ve 975 yıl dönüş periyodlu ivme kayıtları için ayrı ayrı Çizelge 5.17’ de verilmiştir.

Çizelge 5.17 : Model – 05 dinamik analiz sonuçları

Z.T.A. ANALİZ MAKSİMUM TEPKİLER - MODEL -05				
Analiz	Tepe Deplasmanı (cm)		Global Drift (%)	
475-yrp	3.69		0.34	
975-yrp	4.22		0.39	
Deney-475-yrp	6.08		0.56	
Deney-975-yrp	11.67		1.08	
Yüzdesel Fark-475-yrp	-39.28%		-38.96%	
Yüzdesel Fark-975-yrp	-63.84%		-63.82%	
Katlar Arası Drift (%)				
	Kat1	Kat2	Kat3	Kat4
475-yrp	0.30	0.47	0.46	0.33
975-yrp	0.31	0.51	0.48	0.29
Deney-475-yrp	0.44	0.74	0.80	0.46
Deney-975-yrp	0.63	1.03	2.41	0.91
Yüzdesel Fark-475-yrp	-31.75%	-36.84%	-42.64%	-27.68%
Yüzdesel Fark-975-yrp	-50.31%	-50.39%	-79.94%	-68.65%
Kat Kesme Kuvveti (kN)				
	Kat1	Kat2	Kat3	Kat4
475-yrp	235.68	205.17	172.90	123.64
975-yrp	272.59	198.57	163.79	113.64
Deney-475-yrp	209.00	188.20	139.00	95.80
Deney-975-yrp	216.70	202.70	153.90	111.10
Yüzdesel Fark-475-yrp	12.76%	9.02%	24.39%	29.06%
Yüzdesel Fark-975-yrp	25.79%	-2.04%	6.43%	2.29%
Plastik Dönme (mRad)				
	mRad	Mafsal Bölgesi		
475-yrp	6.56	1 aksı 3. Kat Kolonu		
975-yrp	8.16	1 aksı 3. Kat Kolonu		
Deney-475-yrp	10	2 aksı 3. Kat Kolonu		
Deney-975-yrp	31	2 aksı 3. Kat Kolonu		
Yüzdesel Fark-475-yrp	-34.44%			
Yüzdesel Fark-975-yrp	-73.69%			

475 yıl dönüş periyodlu ivme kaydının uygulandığı numerik modelde tepe deplasmanı deneye göre %39.28, global drift %38.96 daha azdır. En yüksek kat kesme kuvveti farkı 4. katta %29.06 iken, en yüksek katlar arası drift farkı 3. katta %42.64’ dür. En büyük plastik dönme değerleri arasındaki fark %34.44 ‘dür. En büyük dönme değerinin oluştuğu kesit deneyden farklı olarak 1 aksı 3. kat kolon ucudur.

975 yıl dönüş periyodlu ivme kaydının uygulandığı numerik modelde tepe deplasmanı deneye göre %63.84, global drift %63.82 daha azdır. En yüksek kat

kesme kuvveti farkı 1. katta %25.79 iken, en yüksek katlar arası drift farkı 3. katta %78.17' dir. En büyük plastik dönme değerleri arasındaki fark %79.94' dür. En büyük dönme değerinin oluştuğu kesit deneyden farklı olarak 1 aksı 3. kat kolon ucudur.

5.2.6 Model-06 analiz sonuçları

Model-06' nın statik itme analizi sonuçlarının ortalamasından elde edilen değerler ile 975 yıl dönüş periyodlu ivme kaydının kullanıldığı pseudo-dinamik deney sonuçları karşılaştırıldığında; numerik modelin taban kesme kuvvetinin deney sonuçlarına göre %0.12 daha büyük, tepe deplasmanın ise %49.67 daha büyük olduğu görülmüştür. Çizelge 5.18' de itme analizi sonucunda oluşan maksimum tepkiler; taban kesme kuvveti, tepe deplasmanı ve plastik dönme değerleri verilmiştir.

Çizelge 5.18 : Model – 06 statik itme analiz sonuçları

İTME ANALİZİ MAKSİMUM TEPKİLER - MODEL-06		
Analiz	Taban Kesme Kuvveti (kN)	Tepe Deplasmanı (cm)
ATC 40 - KSY	217.0	17.2
Fema 356 - YKY	217.1	15.1
Fema 440 - KSY	216.8	20.1
Deney 975-yrp	216.7	11.7
Oran ortalama	0.12%	49.67%
Plastik Dönme(mrad)		
	mRad	Mafsals Bölgesi
ATC 40 - KSY	24.0	3.kat 1.aks kolonu
Fema 356 - YKY	21.0	3.kat 1.aks kolonu
Fema 440 - KSY	33.0	3.kat 1.aks kolonu
Deney 975-yrp	31.0	3. kat 2. aks kolonu
Oran ortalama	-16.13%	

Performans noktasında oluşan en büyük dönmenin konumu deney sonuçlarından farklıdır. Deneyde oluşan en büyük dönme 3. katın 2. aksındaki kolonun ucundayken, numerik modelde meydana gelen en büyük dönme 3. kat 2. aks kolon ucundadır. Ayrıca numerik modelden elde edilen dönme değerinin deneye göre %16.13 daha küçük olduğu tespit edilmiştir.

FEMA 440 Eş Değer Doğrusallaştırma yöntemi kullanılarak belirlenen performans noktasında oluşan plastik mafsalların konumları Şekil 5.19’ da gösterilmiştir.

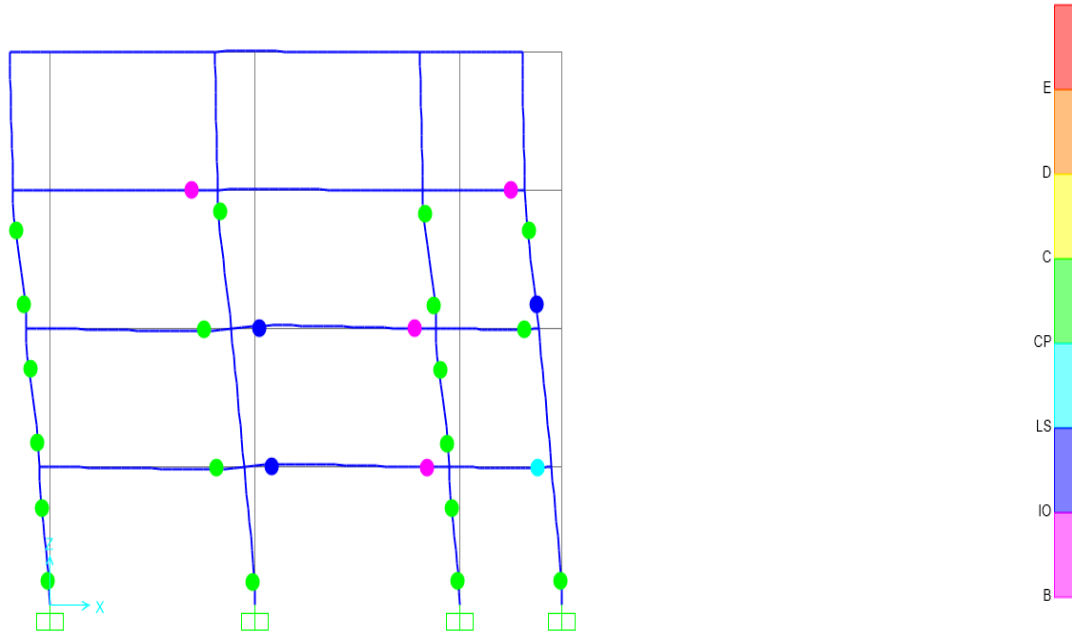
Şekilde gösterilen plastik mafsalların her rengi farklı bir performans seviyesi aralığını tanımlamaktadır:

Pembe (B-IO) : Kullanıma devam – Hemen kullanım performans seviyesi aralığı.

Mavi (IO-LS) : Hemen kullanım – Can Güvenliği performans seviyesi aralığı.

Magenta (LS-CP) : Can Güvenliği – Göçme Öncesi performans seviyesi aralığı.

Yeşil (CP-C) : Göçme Öncesi - Göçme performans seviyesi aralığı.



Şekil 5.19 : FEMA 440 performans noktası plastik mafsal konumları(Model-06)

Şekil 5.19’ da birinci ve üçüncü aks kolonlarının alt 3 kat boyunca her iki ucunda mafsallaşma olduğu görünmektedir ve bu kolonun uçlarında oluşan plastik dönmeler göçme öncesi performans seviyesi sınırını aşmaktadır.

Model -06 zaman tanım alanında dinamik analiz sonuçları tepe deplasmanı, global drift, katlar arası drift, kat kesme kuvveti ve plastik dönme değerlerini içerecek şekilde 475 ve 975 yıl dönüş periyodlu ivme kayıtları için ayrı ayrı Çizelge 5.19’ da verilmiştir.

475 yıl dönüş periyodlu ivme kaydının uygulandığı numerik modelde tepe deplasmanı deneye göre %20.09, global drift %20.73 daha fazladır. En yüksek kat

kesme kuvveti farkı 4. katta %19.00 iken, en yüksek katlar arası drift farkı 3. katta %37.83' dür. En büyük plastik dönme değerleri arasındaki fark %14.10 'dur. En büyük dönme değerinin oluştuğu kesit deneyden farklı olarak 1 aksı 3. kat kolon ucudur.

975 yıl dönüş periyodlu ivme kaydının uygulandığı numerik modelde tepe deplasmanı deneye göre %22.81, global drift %22.77 daha azdır. En yüksek kat kesme kuvveti farkı 1. katta %18.96 iken, en yüksek katlar arası drift farkı 3. katta %39.46' dir. En büyük plastik dönme değerleri arasındaki fark %22.98' dir. En büyük dönme değerinin oluştuğu kesit deneyden farklı olarak 1 aksı 3. kat kolon ucudur.

Çizelge 5.19 : Model – 06 dinamik analiz sonuçları

Z.T.A. ANALİZ MAKSİMUM TEPKİLER - MODEL -06				
Analiz	Tepe Deplasmanı (cm)		Global Drift (%)	
475-yrp	7.30		0.68	
975-yrp	9.01		0.83	
Deney-475-yrp	6.08		0.56	
Deney-975-yrp	11.67		1.08	
Yüzdesel Fark-475-yrp	20.09%		20.73%	
Yüzdesel Fark-975-yrp	-22.81%		-22.77%	
	Katlar Arası Drift (%)			
	Kat1	Kat2	Kat3	Kat4
475-yrp	0.59	0.74	1.10	0.58
975-yrp	0.74	0.99	1.46	0.67
Deney-475-yrp	0.44	0.74	0.80	0.46
Deney-975-yrp	0.63	1.03	2.41	0.91
Yüzdesel Fark-475-yrp	33.98%	-0.40%	37.83%	25.63%
Yüzdesel Fark-975-yrp	18.14%	-4.17%	-39.46%	-26.18%
	Kat Kesme Kuvveti (kN)			
	Kat1	Kat2	Kat3	Kat4
475-yrp	244.35	200.06	156.72	114.00
975-yrp	257.79	215.64	156.19	113.83
Deney-475-yrp	209.00	188.20	139.00	95.80
Deney-975-yrp	216.70	202.70	153.90	111.10
Yüzdesel Fark-475-yrp	16.91%	6.30%	12.75%	19.00%
Yüzdesel Fark-975-yrp	18.96%	6.38%	1.48%	2.45%
	Plastik Dönme (mRad)			
	mRad	Mafsals Bölgesi		
475-yrp	11.41	1 aksı 3. Kat Kolonu		
975-yrp	23.88	1 aksı 3. Kat Kolonu		
Deney-475-yrp	10	2 aksı 3. Kat Kolonu		
Deney-975-yrp	31	2 aksı 3. Kat Kolonu		
Yüzdesel Fark-475-yrp	14.10%			
Yüzdesel Fark-975-yrp	-22.98%			

6. SONUÇLAR

Betonarme çerçeve sistemlerin doğrusal olmayan davranışını esas alan numerik modellere ait çeşitli hesap parametrelerinin değiştirilmesi ve karşılaştırılmasını içeren modelleme stratejilerinin deneysel verileri ölçüt olarak belirlenmesini konu alan bu çalışmada, statik itme ve zaman tanım alanında hesap yöntemleri kullanılarak; malzeme modeli, plastik mafsallı model, etkin rijitlik, plastik mafsallı boyu, viskoz sönüm gibi parametrelerin yapının gerçek davranışı üzerindeki etkileri irdelenmiş ve elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Model-01' de ülkemizin mühendislik pratiğindeki kullanımı yaygın olan parametreler hesaba katılması durumunda, statik itme analizi sonuçlarının taban kesme kuvveti ve tepe deplasmanı için dinamik analiz yöntemine göre deney sonuçları ölçüt olarak alındığında daha yakın sonuçlar verdiği görülmüştür. Ancak hem statik itme hem de dinamik analizden elde edilen sonuçlarda, pseudo dinamik deneyde 3. katta oluşan yumuşak kat mekanizması şeklindeki hasar dağılımı ve maksimum dönmenin olduğu kritik kesitin konumu birbirinden oldukça farklıdır. Yaygın kullanılan parametrelerin ele alındığı Model-01' de statik itme analiz yöntemini kullanarak, taban kesme kuvveti ve tepe deplasmanı ilişkisi benzerken, sistem elemanlarında oluşan hasar mekanizmaları, plastik dönme değerleri çerçevenin gerçek davranışına uymamaktadır.

Model-02' de etkin rijitliğin hesaba katılmasıyla dinamik analiz sonuçlarında tepe deplasmanı farkı %26, katlar arası maksimum drift farkı %20, plastik dönme değeri farkı %16 mertebesinde azalmıştır. Böylelikle, numerik modelde çatlamış rijitliğin dikkate alınması durumunda sayısal analiz sonuçlarının ne ölçüde değiştiği tespit edilmiştir.

Model-03' de beton döküm fazları arasındaki dayanım farklılıklarının dikkate alınması, özellikle 3. kattaki kolonların gerçek malzeme davranışının ele alınabilmesini sağlamıştır. Düşey ve yatay taşıyıcılar arasında önemli mertebede dayanım farkları bulunduğundan dolayı, çok fazlı malzeme modelleri sistemin gerçek davranışının elde edilmesinde oldukça önemli rol oynamıştır.

Pseudo-dinamik deneyde yatay hareketin hızının düşük olmasından dolayı, gerçeğe yakın yapı davranışını temsil edebilmek için süper modelde viskoz sönüm ihmal edilmiştir. Model-04’de viskoz sönümün ihmal edilmesiyle plastik dönme değeri farkı %31 oranında azalmıştır.

Model-05 kapsamında ele alınan çerçevenin kolon plastik kesitlerindeki plastik eğrilik taleplerinin belirlenmesinde, Priestley ve diğ. (1996)’de önerilen plastik mafsallık boyu yaklaşımından yararlanılmıştır. Bu plastik mafsallık boyu yaklaşımının kullanılması analiz sonuçlarında dikkate değer bir değişiklik meydana getirmemiştir. Bu konuyla ilgili deney sonuçları incelendiğinde, betonarme kesitlerde kullanılan düz donatılarda ankraj sıyrılması mekanizmasının görülmesinden dolayı kesitlerde oluşan plastik mafsallık boylarının teorik hesaplamalardan elde edilen boyların yaklaşık %40’ına tekabül ettiği saptanmıştır. Bundan dolayı Model-06’ da azaltılmış plastik mafsallık boyları kullanılmıştır.

Yukarıda bahsi geçen numerik modellerde incelenen hesap parametreleri için en uygun kabuller belirlenmiş ve sonrasında tüm parametrelerin bir arada kullanıldığı son bir model (Model-06) oluşturularak, elde edilen sonuçlar deney verileri ölçüt alınarak Model-01 sonuçlarında elde edilen farkların ne kadar azaldığı tespit edilmiştir. Dinamik analiz sonucunda, pseudo-dinamik deney ölçüt alınarak belirlenen taban kesme kuvveti farkı %7, tepe deplasmanı farkı %41, katlar arası drift farkı %40, maksimum plastik dönme değeri farkı %47 oranında azalmıştır. Pseudo dinamik deneyde oluşmuş olan 3. kattaki yumuşak kat mekanizması süper modelde elde edilmiştir.

Bu çalışmada kullanılanların dışında, ilave hesap parametreleri çalışılarak numerik analizlerden daha da farklı sonuçlar elde edilebilir. Örneğin:

Eleman histeresis modeli farklı bir parametre olarak düşünülüp, düz donatılarda meydana gelen ankraj sıyrılması mekanizmasını veya pinching etkisi, rijitlik azalması ve dayanım kaybını göz önüne alan histeresis modeli kullanılabilir. Kullanıcı tanımlı plastik mafsallık modelleri kullanarak kolon ve kiriş kesitleri için moment-eğrilik değerleri elde edilebilir.

Kiriş kesitlerini modellerken döşemenin olumlu katkısı dikkate alınabilir.

Deneyden elde edilen deplasman değerleri kullanılarak, quasi-statik doğrusal olmayan analiz yapabilecek bir analiz programı kullanılabilir.

KAYNAKLAR

- [1] **SEAOC**, 1999. Recommended Lateral Force Requirements and Commentary, Blue Book, Structural Engineers Association of California, Seventh Edition, Sacramento,CA.
- [2] **Vision 2000**, 1995. Performance Based Seismic Engineering of Buildings, Structural Engineers Association of California, , Sacramento,CA.
- [3] **ATC 40**, 1996. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings V.1, Applied Technology Council, Washington, DC., USA.
- [4] **FEMA 273**, 1997. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC., USA.
- [5] **FEMA 356**, 2000. “NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC., USA.
- [6] **FEMA 440**, 2004. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC., USA.
- [7] **DBYBHY 2007**, 2007 Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.
- [8] **Dervişoğlu, Z.** 2006. Deprem Etkisindeki Betonarme Binaların Performans Değerlendirme Yöntemlerinin Doğrusal Olmayan Teori Çerçevesinde Karşılaştırılması, Yüksek Lisans Tezi, BAÜ Fen Bilimleri Enstitüsü.
- [9] **FEMA P440A**, 2009. Effects of Strength and Stiffness on Degradation on Seismic Response, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC., USA.
- [10] **Varum, H., Coelho, E., Carvalho, E.C., Pinto, A.V.**, (1999). Dynamic Nonlinear Analyses for the 4-Storey Infilled RC Frame: Study of a

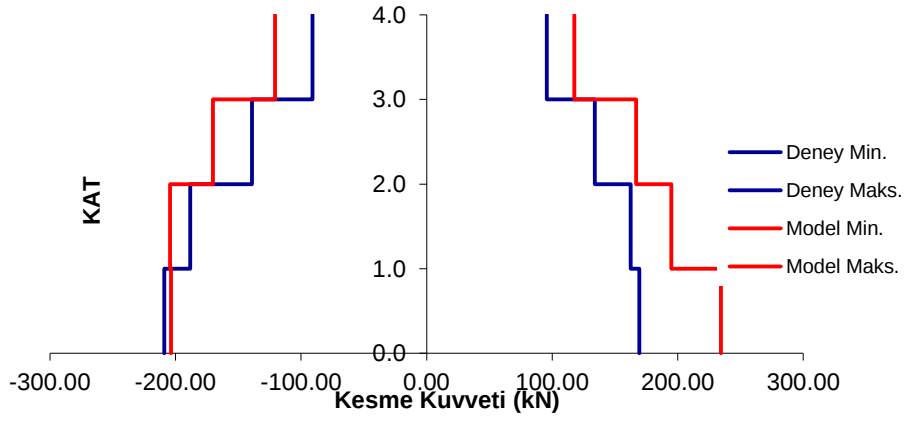
Retrofitting Solution4° Encontro Nacional sobre Sismologia e Engenharia Sísmica and 2.ème Rencontre en Génie Parasismique des Pays Méditerranéens, SISMICA 99, University of Algarve ,Faro.

- [11] **Pinho, R., Elnashai A.S.,** (2000). Dynamic Collapse Testing of a Full-Scale Four Storey RC Frame, ISET J Earthq Eng Special Issue Exp Tech 37(4), 143–164.
- [12] **Varum, H.S.A,** (2003). Seismic Assessment, Strengthening and Repair of Existing Buildings, PhD Thesis, University of Aveiro, Portugal.
- [13] **Smyrou, E.,** (2006). Implementation and Verification of a Masonry Panel Model for Nonlinear Dynamic Analysis of Infilled RC Frames, M.Sc. Dissertation, European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), Pavia, Italy.
- [14] **Celep, Z., Gençoğlu, M.,** (2008). Deprem Yönetmeliği (2007) de Doğrusal Olmayan Çözümleme Yöntemlerine Basit Örnekler, Prof. Yusuf Berdan, Prof. İsmet Aka, Prof. Mehmet Rahmi Bilge ve Prof.Dr. Halit Demir Betonarme Yapılar Semineri, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.
- [15] **Aydınoğlu, M. N., Celep, Z., Özer, E., Sucuoğlu, H.,** (2009). Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik Açıklamalar ve Örnekler Kitabı.
- [16] **Celep, Z.** (2008). Betonarme Taşıyıcı Sistemlerde Doğrusal Olmayan Davranış ve Çözümleme, Beta Dağıtım, İstanbul.
- [17] **Özer, E.** (2006). Yapı Sistemlerinin Lineer Olmayan Analizi Ders Notları, İTÜ.
- [18] **Instructional Material Complementing FEMA 451 Design Examples,** Seismic Design of Reinforced Concrete Structure, Federal Emergency Managemenet Agency, Washington
- [19] **Celep, Z.** (2009) Betonarme Yapılar, Beta Dağıtım, İstanbul
- [20] **Toker, H.** (2013). Konsola Mesnetli Kolonun Taşıyıcı Sistemin Deprem Davranışına Olan Etkisi, Yüksek Lisans Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü

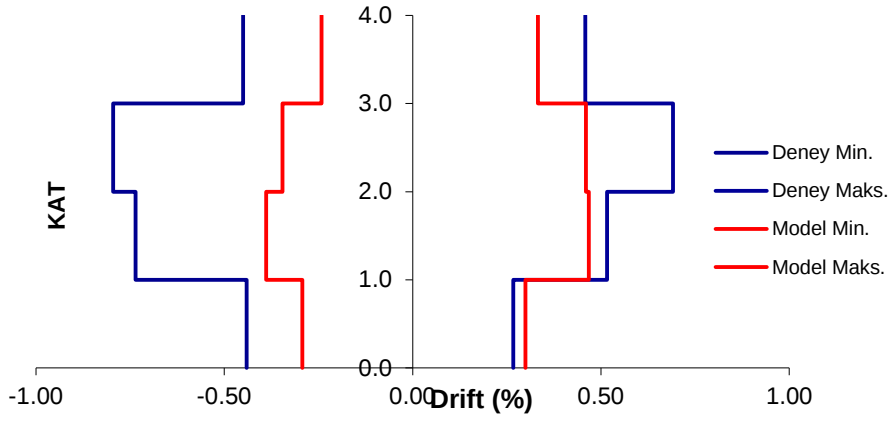
- [21] **Arslan, G., Aydemir, C.,** (2008) Betonarme Yapı Tasarımı – Kolon Ön Boyutlandırması, Yıldız Teknik Üniversitesi
- [22] **Performansa Bağlı Yapısal Tasarım Kursu Notları,** 2012. TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi
- [23] **Özcebe, G., Ersoy, U.,** Betonarme, Evrim Yayınları
- [24] **Deirlein G. G., Reinhorn M. A., Willford R. M.,** (2010). Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4, NIST GCR 10-917-5
- [25] **Hachem, M., Mahin, S. and Moehle, J.P.,** (2003). Performance of Circular Reinforced Concrete Bridge Columns Under Bidirectional Earthquake Loading, PEER Report, Berkeley
- [26] **Hasgöl, U.** (2011). Betonarme Binaların Şekil Değiştirme Esaslı Doğrusal Olmayan Analizinde Deprem Doğrultusu Etkisinin İncelenmesi, Doktora Tezi, BAÜ Fen Bilimleri Enstitüsü
- [27] **Aydınoglu, M. N.,** Deprem Mühendisliğinde Temel Kavramlar, Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı
- [28] **Karabulut, A.** (2011). TDY2007 Yönetmeliği ve FEMA 440 Raporunda Tanımlanan Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemlerinin Mevcut Betonarme Binalar İçin Karşılaştırılması, Yüksek Lisans Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü
- [29] **Hasgöl, U.,** (2004) Türk Deprem Yönetmeliğine Göre Boyutlandırılan Betonarme Binaların Performanslarının İrdelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, BAÜ Fen Bilimleri Enstitüsü
- [30] **İlki, A., Celep, Z.,** (2011). Betonarme Yapıların Deprem Güvenliği, Birinci Türkiye Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı, 1-20, Ankara
- [31] **İrtem, E., Türker, K., Hasgöl U.,** (2004). Türk Deprem Yönetmeliğine Göre Tasarlanmış Betonarme Yapıların Performansının Değerlendirilmesi, Altıncı Uluslararası İnşaat Mühendisliğinde Gelişmeler Kongresi, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul, Türkiye

- [32] **SAP2000 v. 17.1.1.** Computers and Structures Inc., Berkeley, USA
- [33] **Haung, Z., Foutch D.A.,** (2009). Effect Of Hysteresis Type On Drift Limit For Global Collapse Of Moment Frame Structures Under Seismic Loads, J Earthq Eng, 13:143–164.
- [34] **Darılmaz, K.** (2008). Depreme Dayanıklı Betonarme Binaların Tasarımına Giriş, Sage Yayıncılık, Ankara.

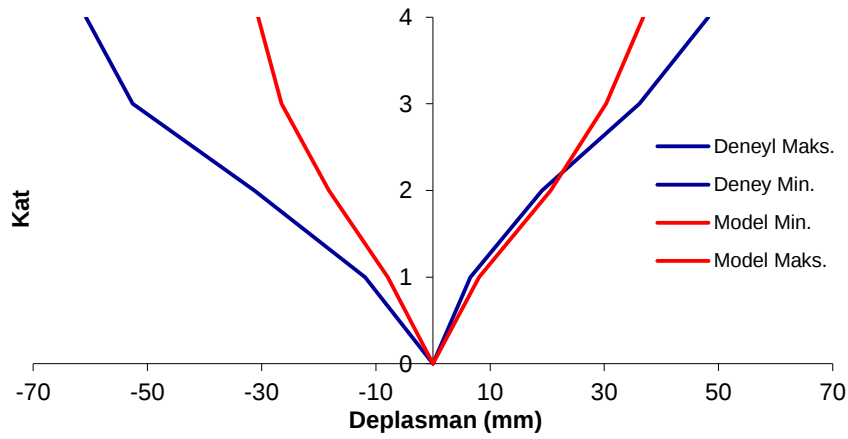
EK – A



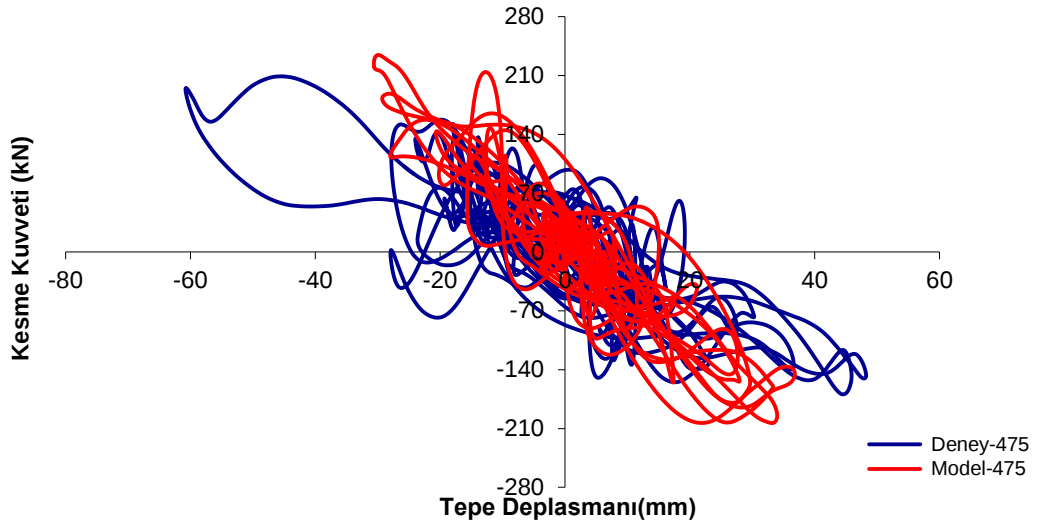
Şekil A.1 : Kesme kuvveti profili (Model-01-475-yrp)



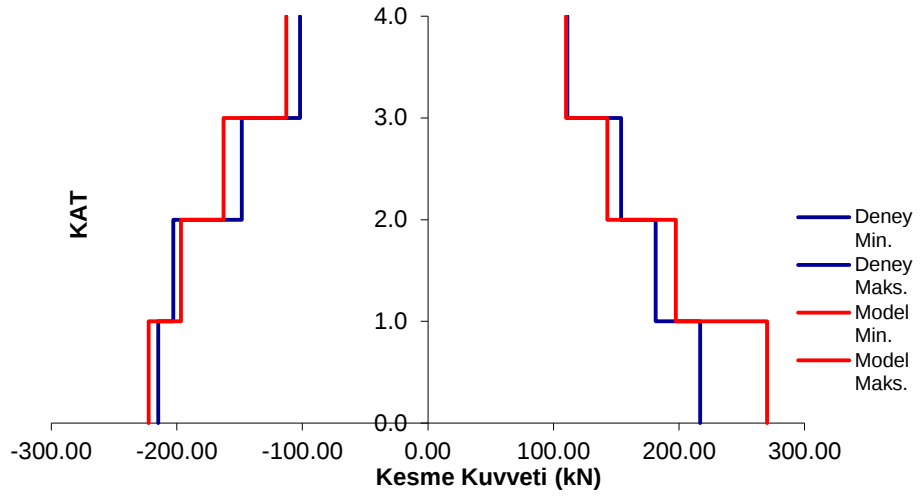
Şekil A.2 : Drift profili (Model-01-475-yrp)



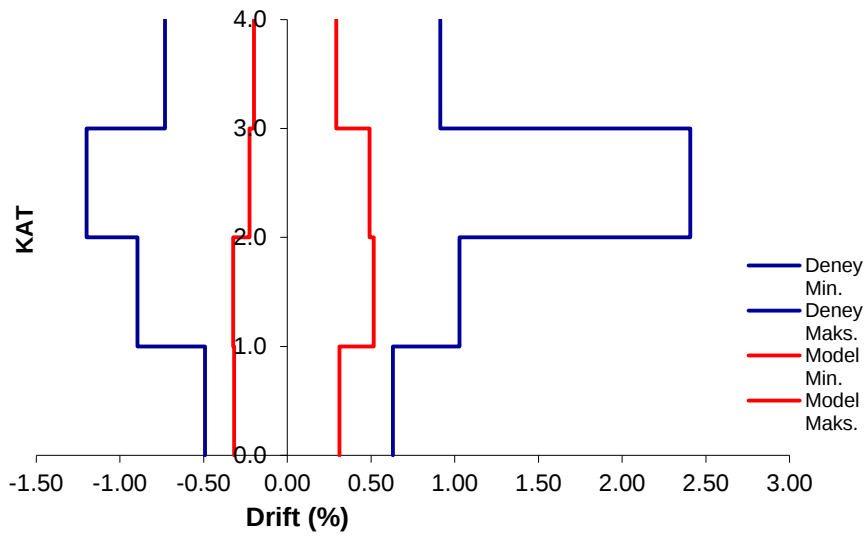
Şekil A.3 : Deplasman profili (Model-01-475-yrp)



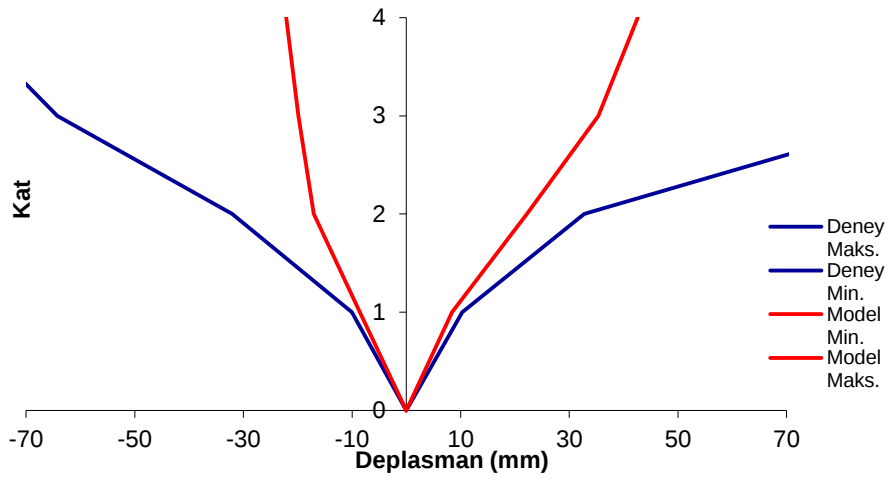
Şekil A.4 : Taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği (Model-01-475-yrp)



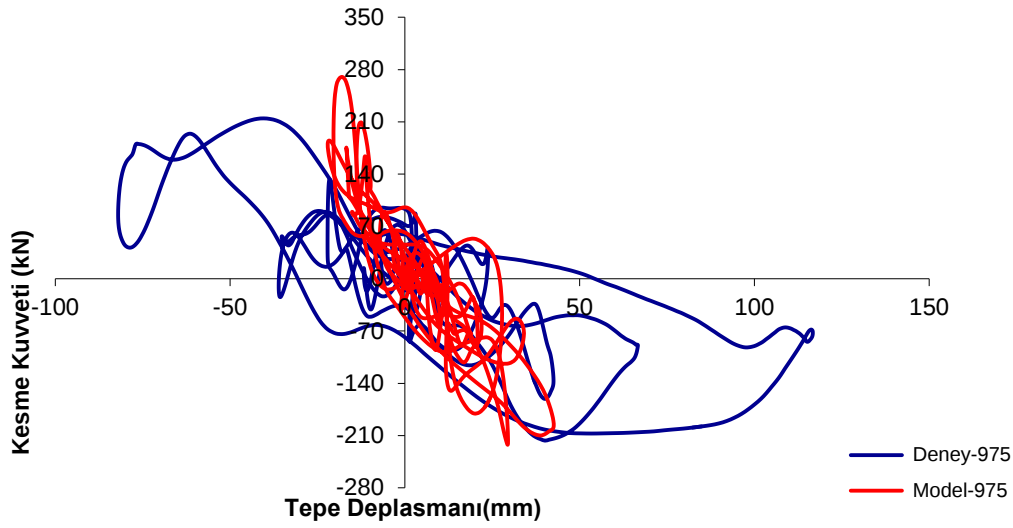
Şekil A.5 : Kesme kuvveti profili (Model-01-975-yrp)



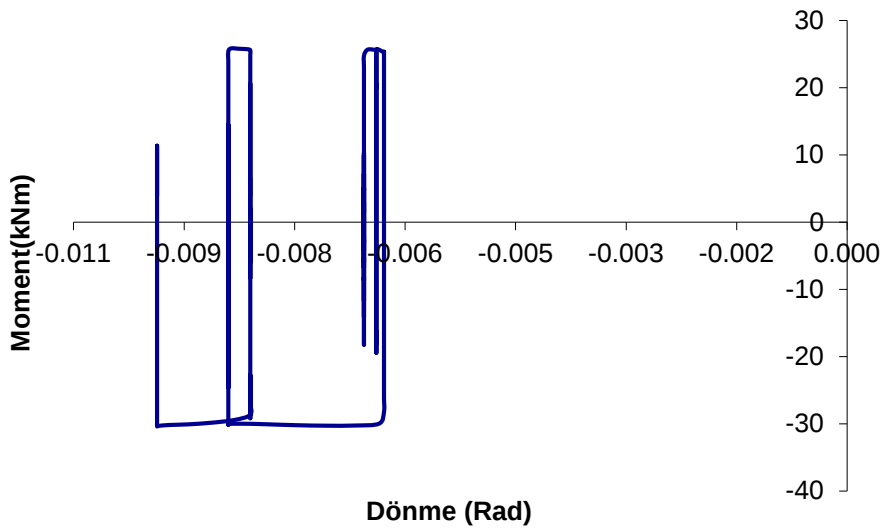
Şekil A.6 : Drift profili (Model-01-975-yrp)



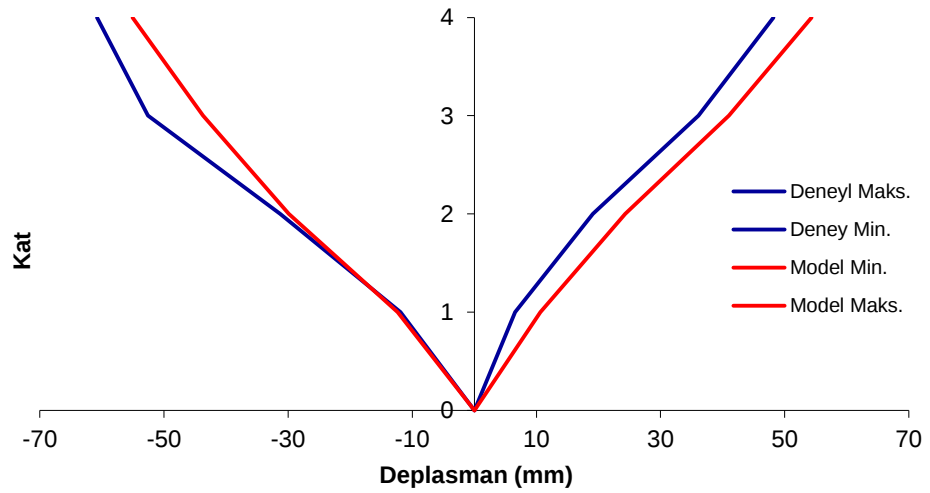
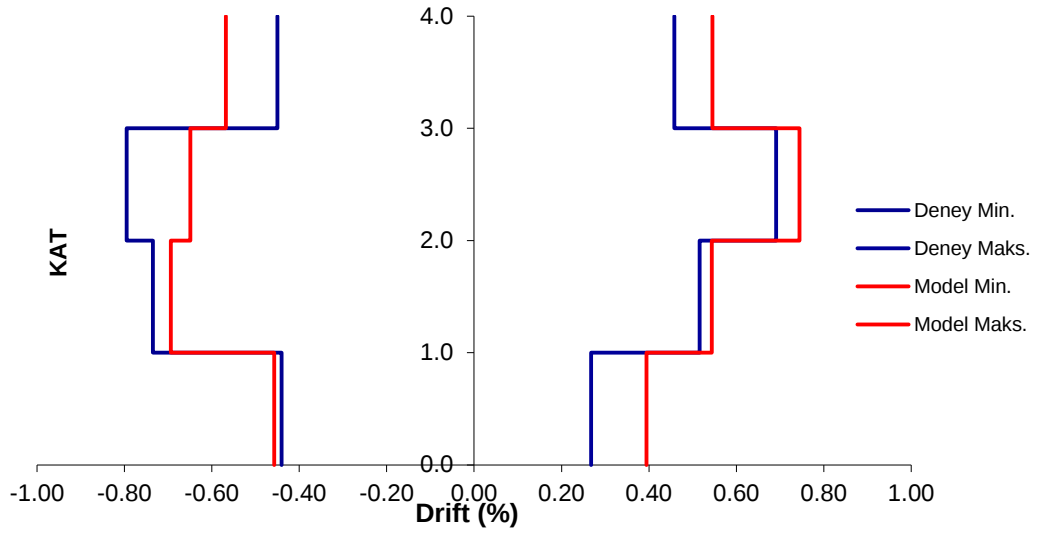
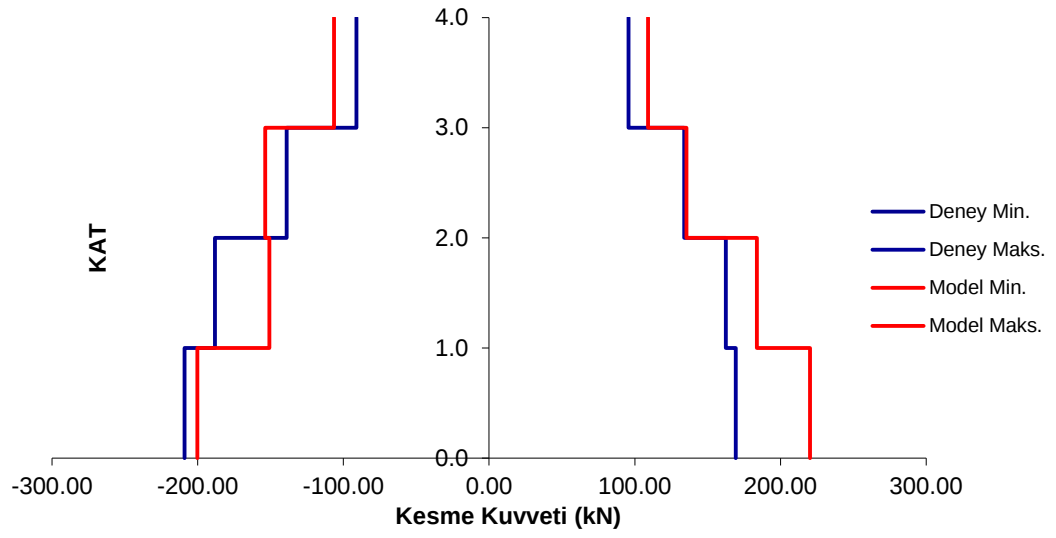
Şekil A.7 : Deplasman profili (Model-01-975-yrp)

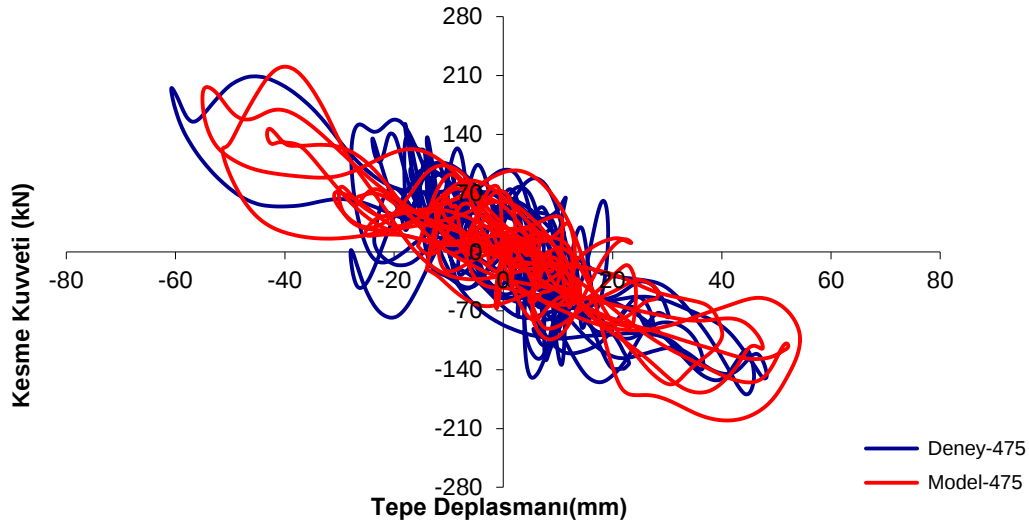


Şekil A.8 : Taban kesme kuvveti – tepe deplasman grafiği (Model-01-975-yrp)

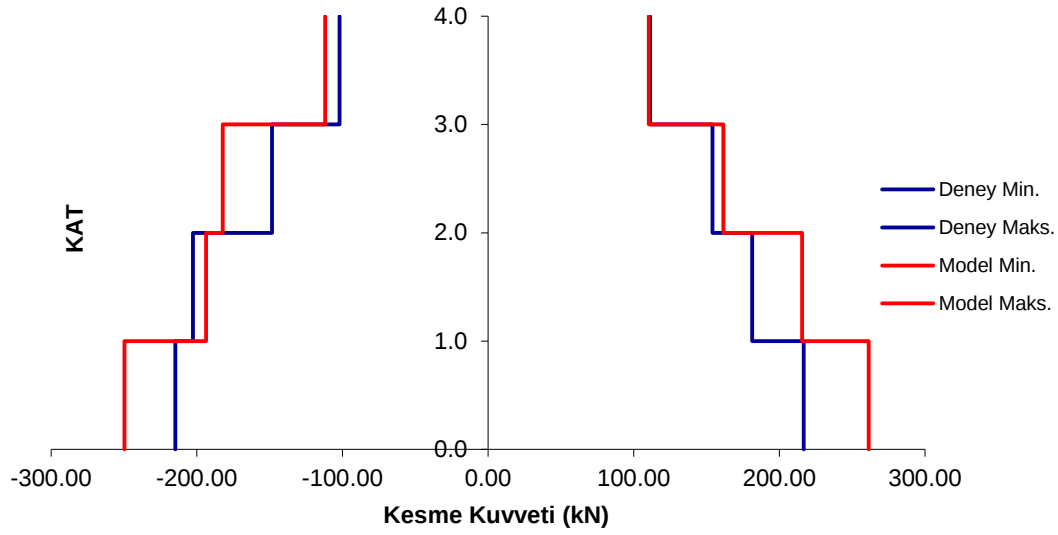


Şekil A.9 : 3. Kat 1. aks kolonu moment-dönme grafiği (Model-01-975-yrp)

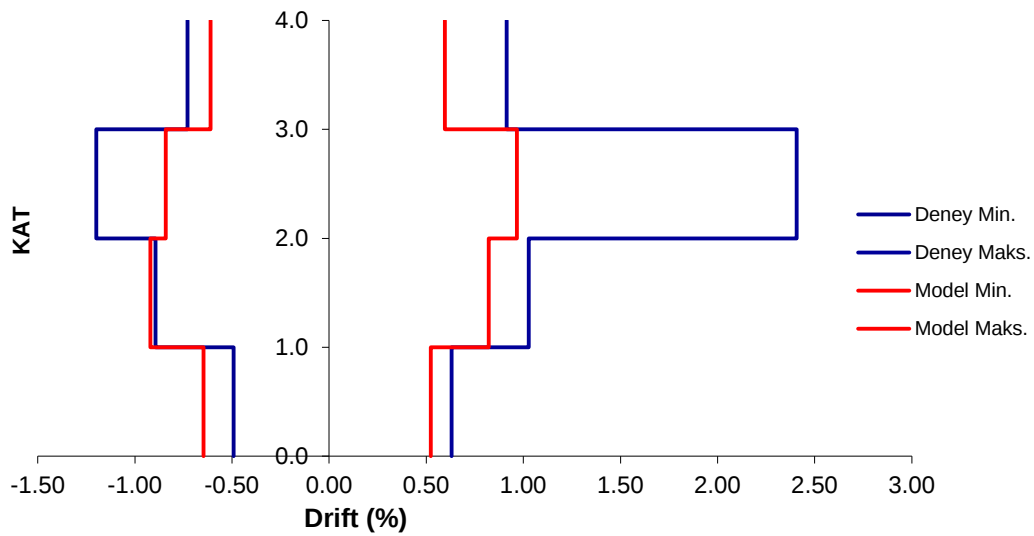




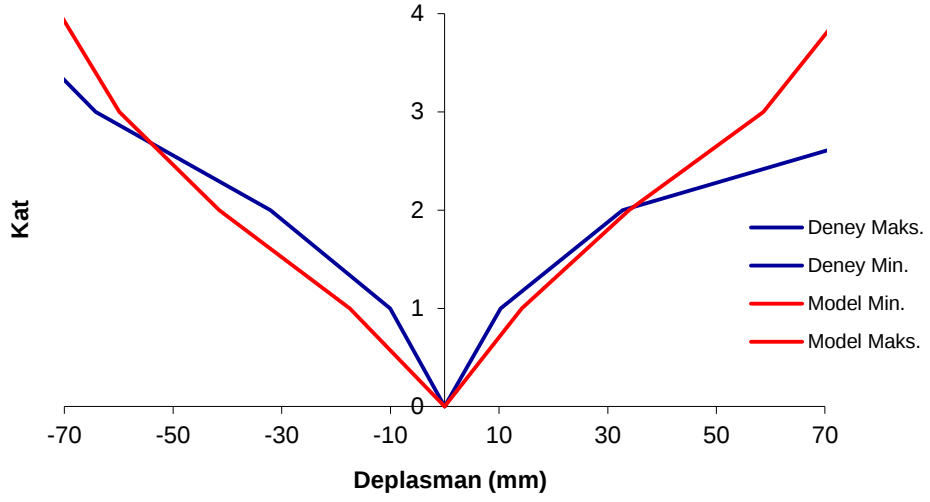
Şekil A.13 : Taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği (Model-02-475-yrp)



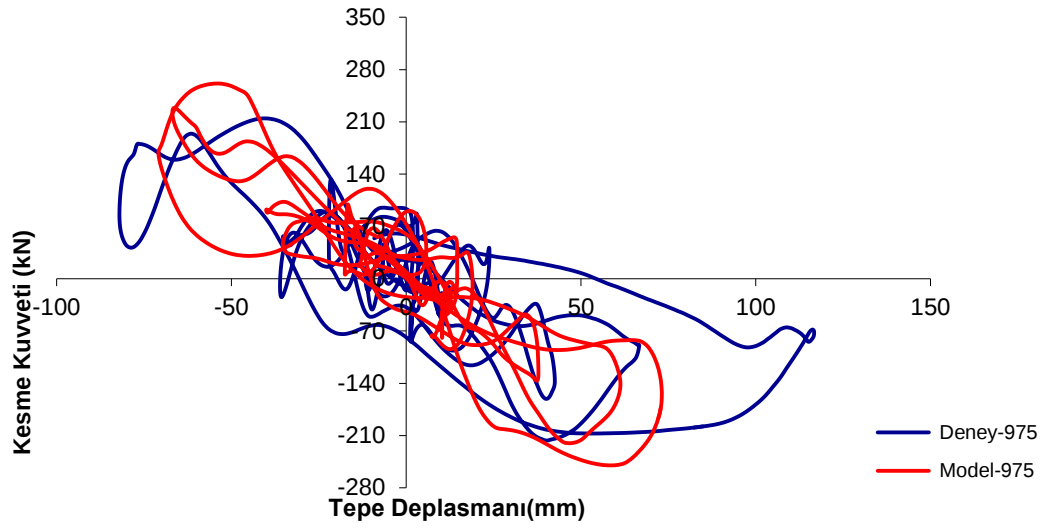
Şekil A.14 : Kesme kuvveti profili (Model-02-975-yrp)



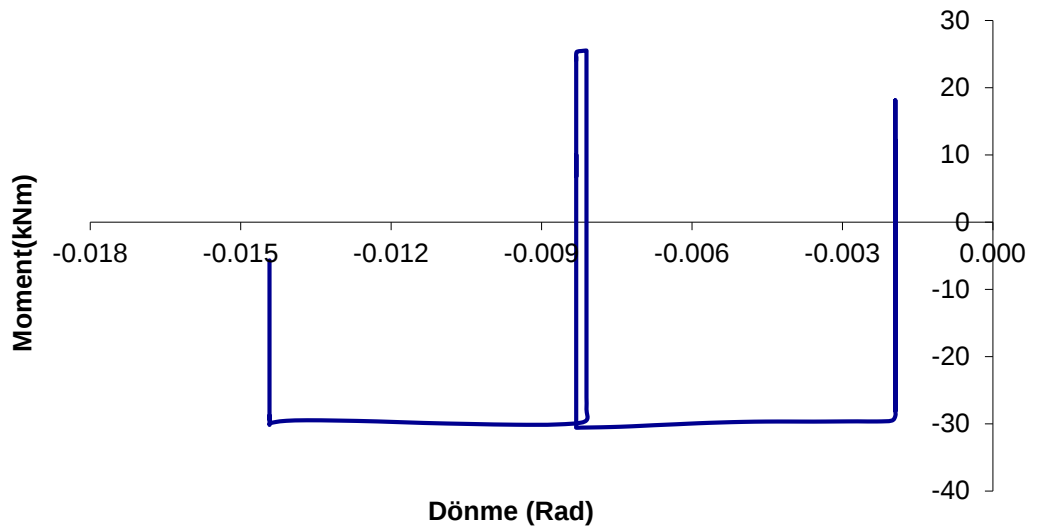
Şekil A.15 : Drift profili (Model-02-975-yrp)



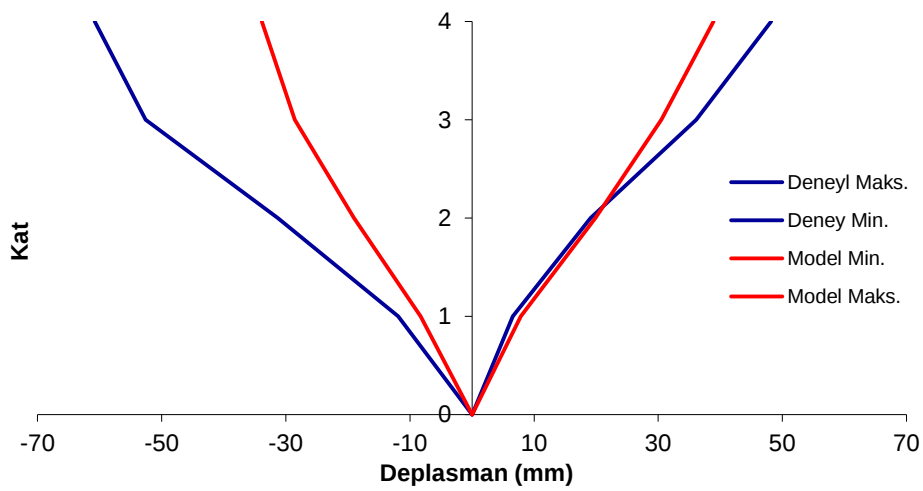
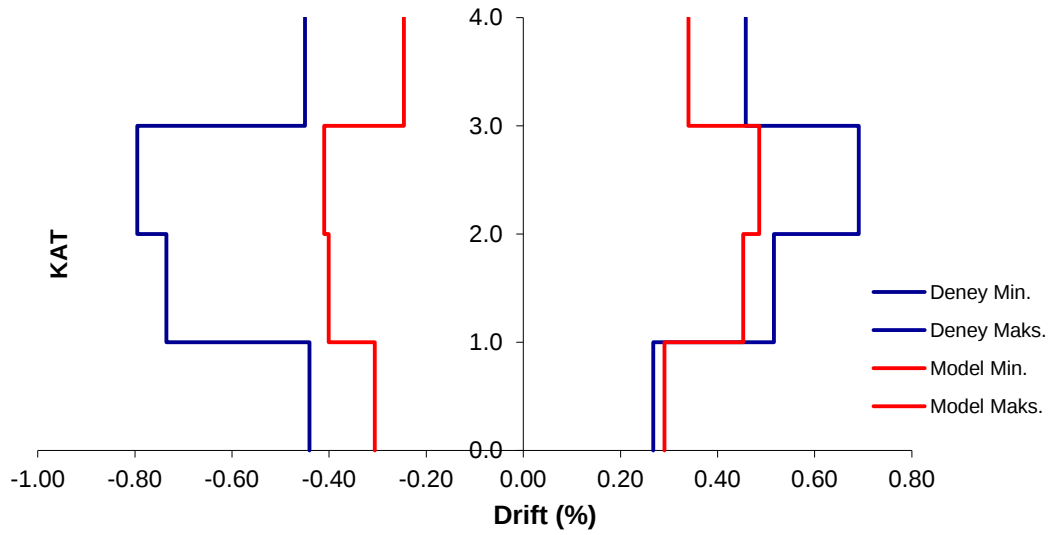
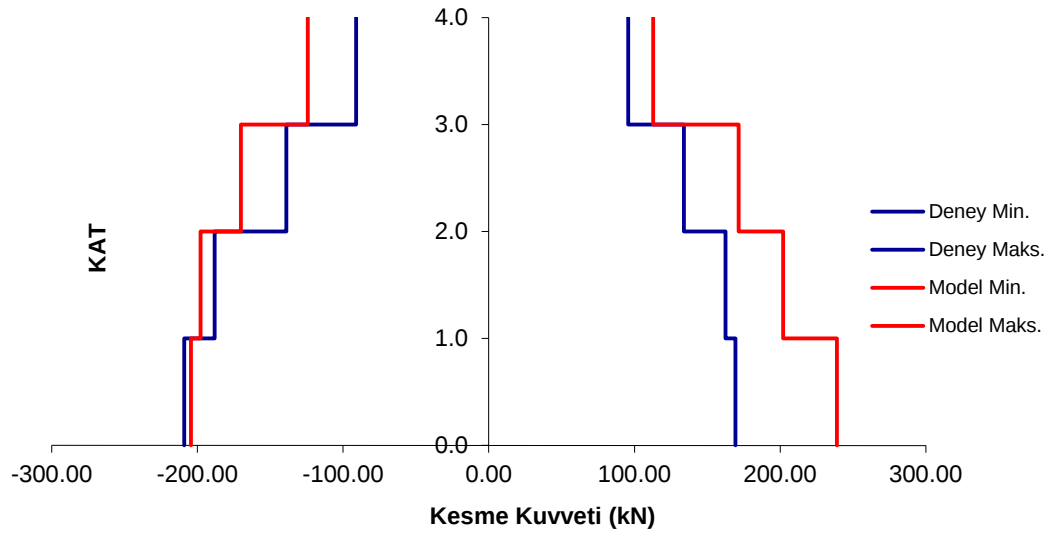
Şekil A.16 : Deplasman profili (Model-02-975-yrp)

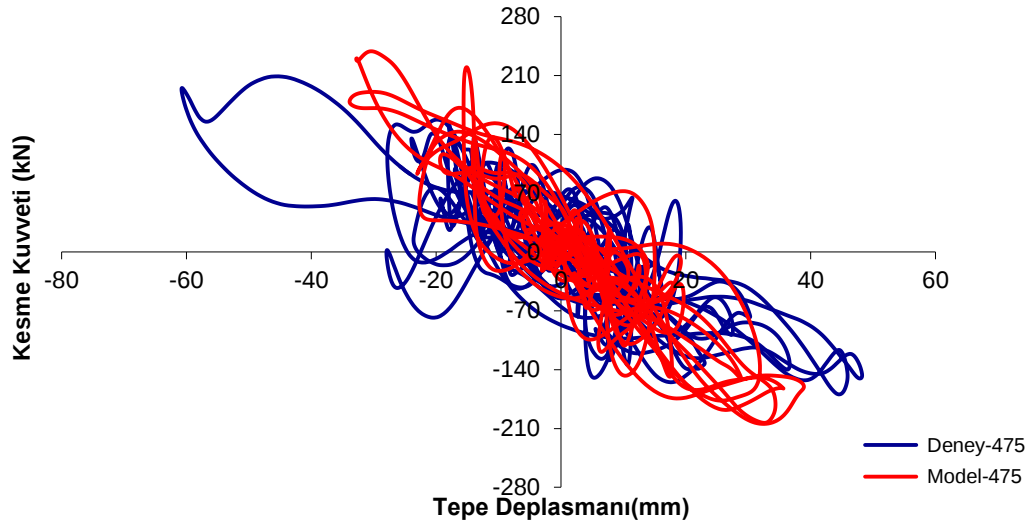


Şekil A.17 : Taban kesme kuvveti – tepe deplasman grafiği (Model-02-975-yrp)

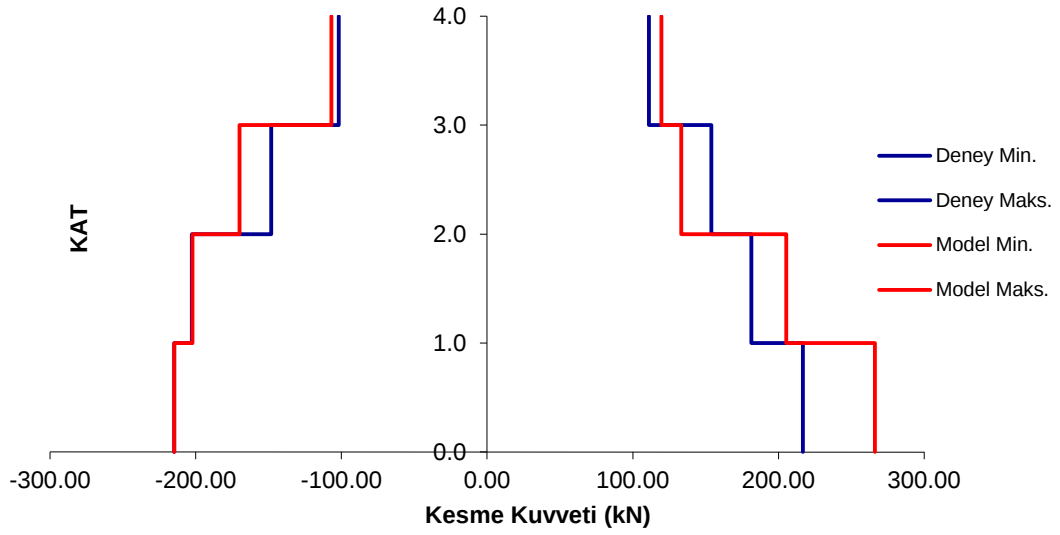


Şekil A.18 : 3. Kat 1. aks kolonu moment-dönme grafiği (Model-02-975-yrp)

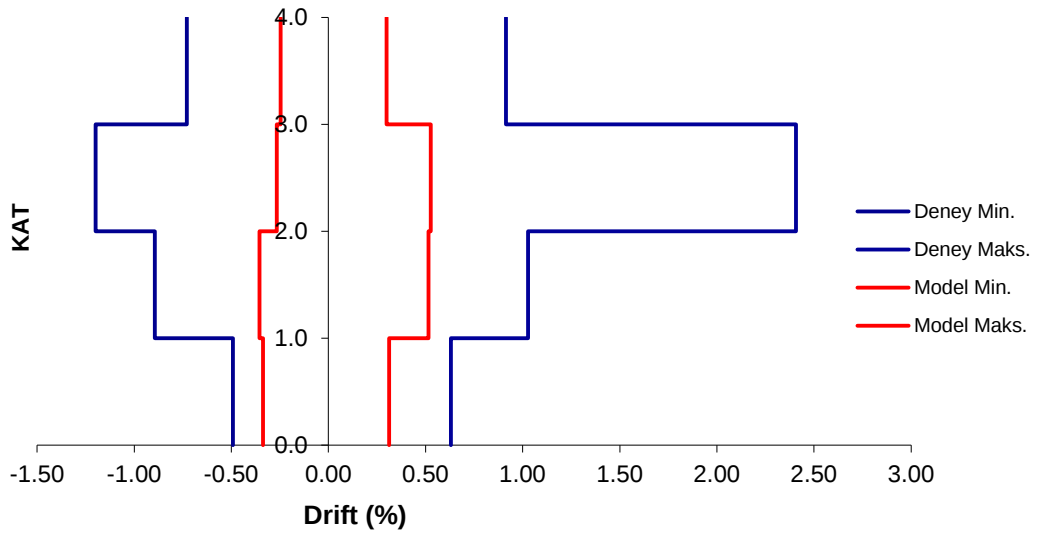




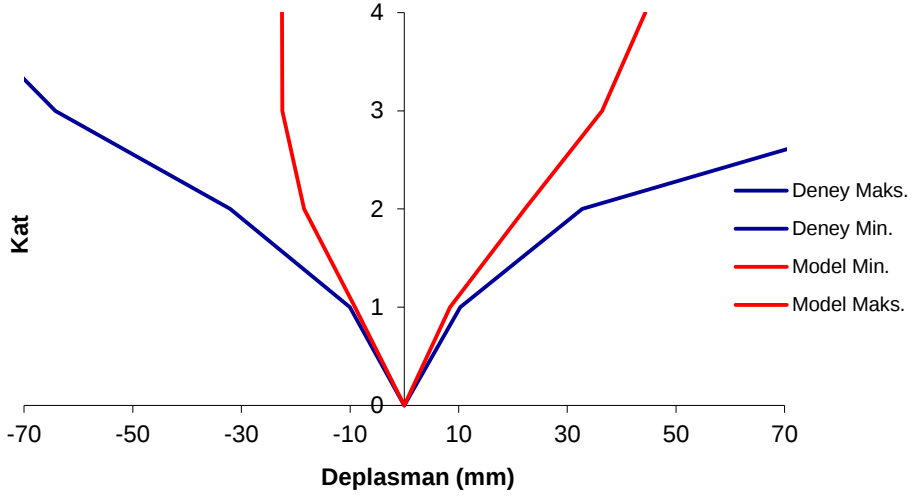
Şekil A.22 : Taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği (Model-03-475-yrp)



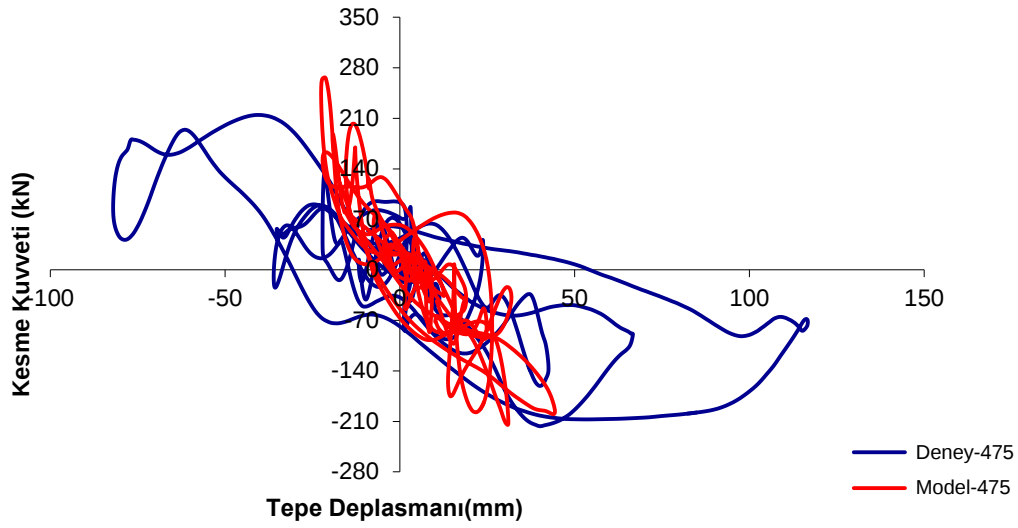
Şekil A.23 : Kesme kuvveti profili (Model-03-975-yrp)



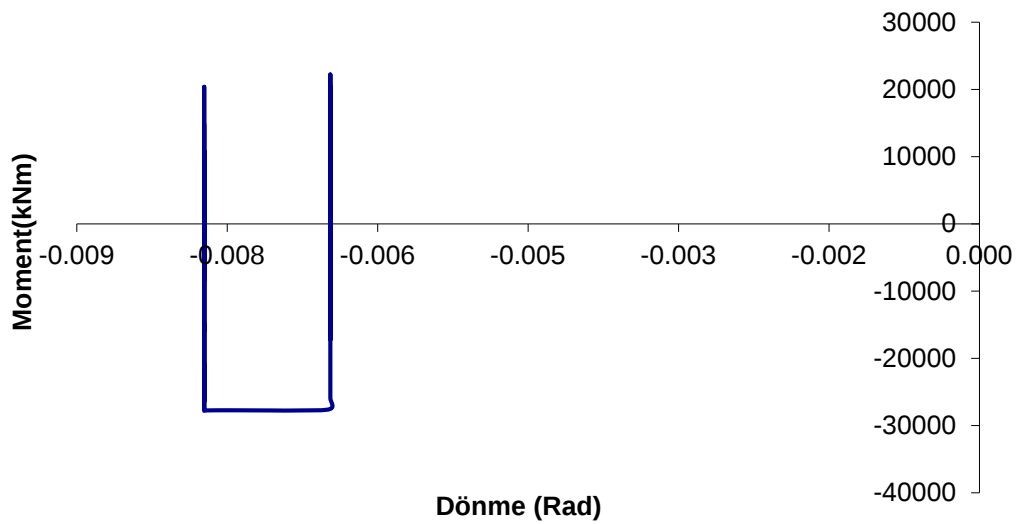
Şekil A.24 : Drift profili (Model-03-975-yrp)



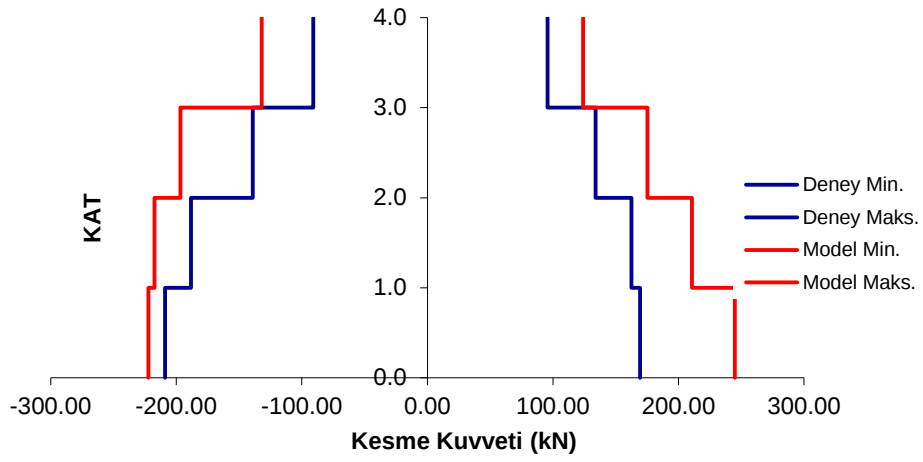
Şekil A.25 : Deplasman profili (Model-03-975-yrp)



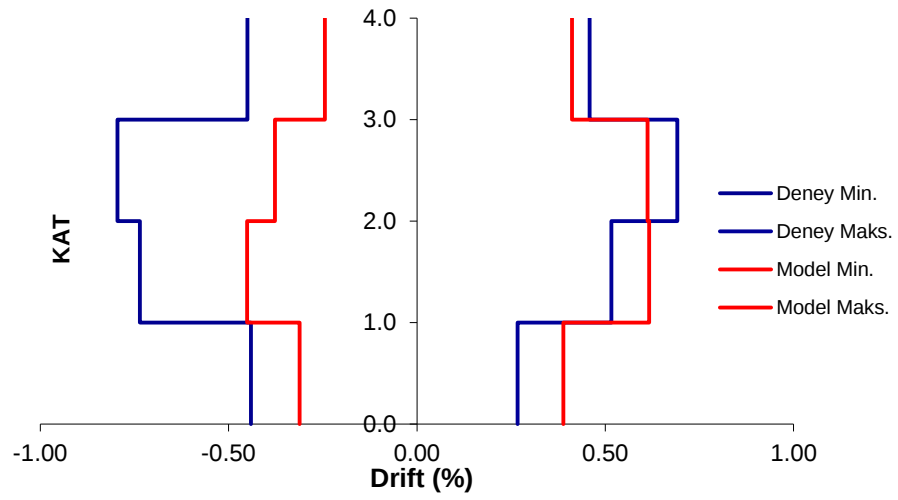
Şekil A.26 : Taban kesme kuvveti – tepe deplasman grafiği (Model-03-975-yrp)



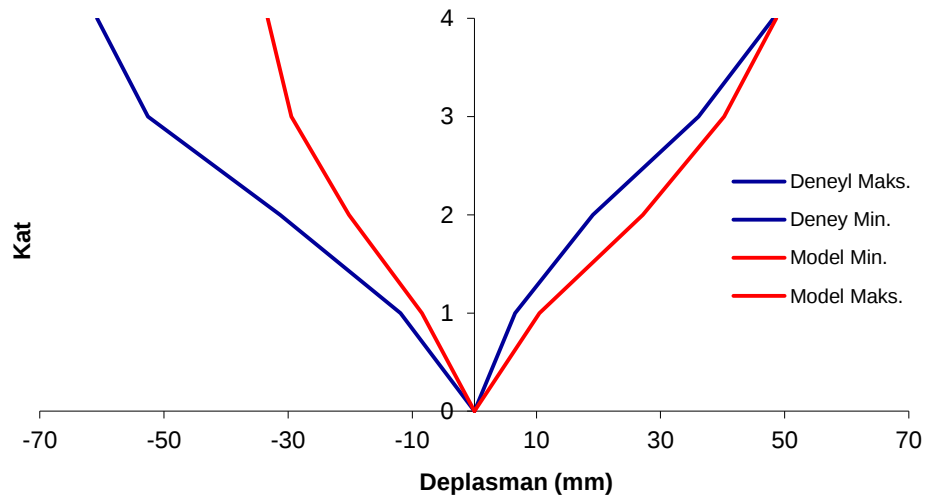
Şekil A.27 : 3. Kat 1. aks kolonu moment-dönme grafiği (Model-03-975yrp)



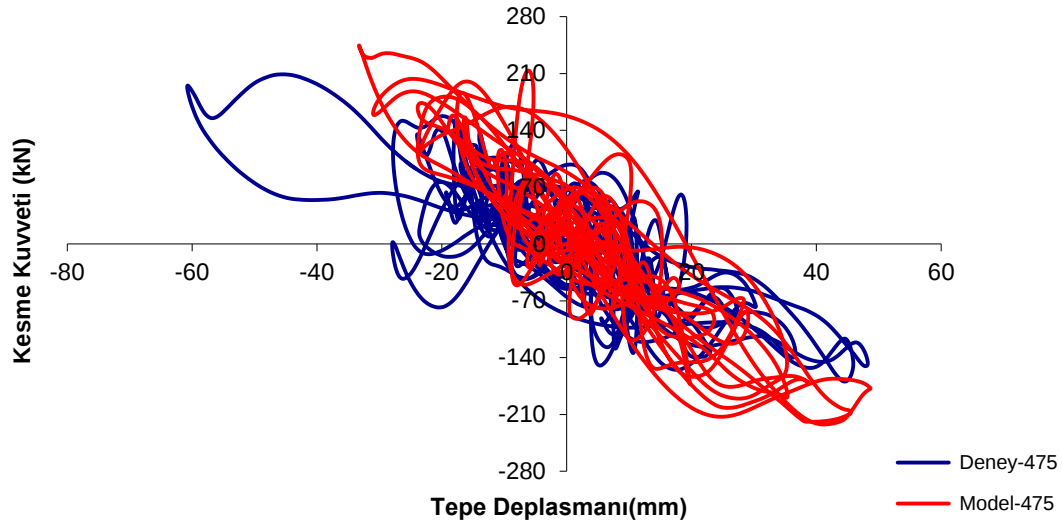
Şekil A.28 : Kesme kuvveti profili (Model-04-475-yrp)



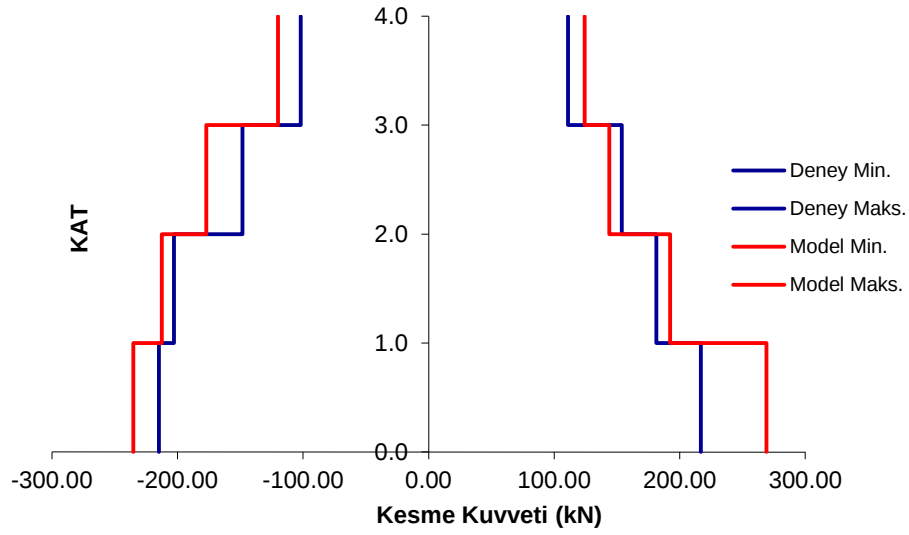
Şekil A.29 : Drift profili (Model-04-475-yrp)



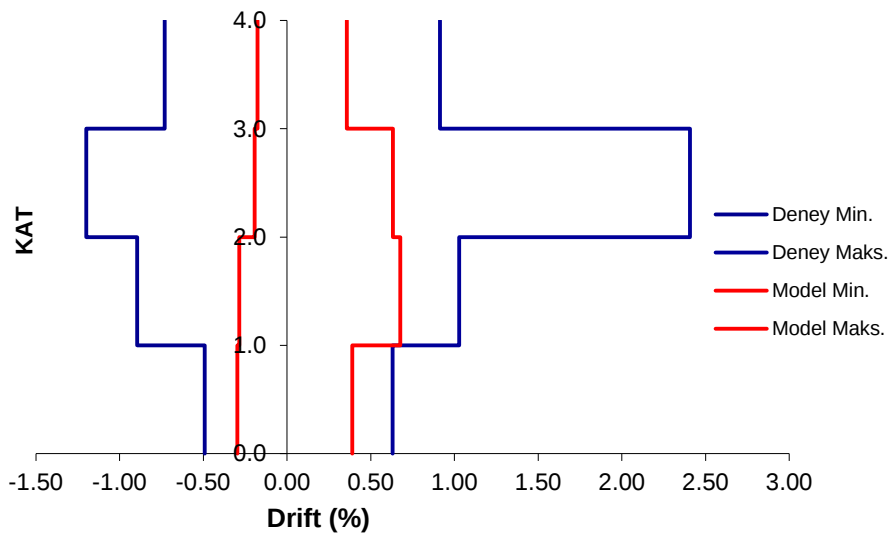
Şekil A.30 : Deplasman profili (Model-04-475-yrp)



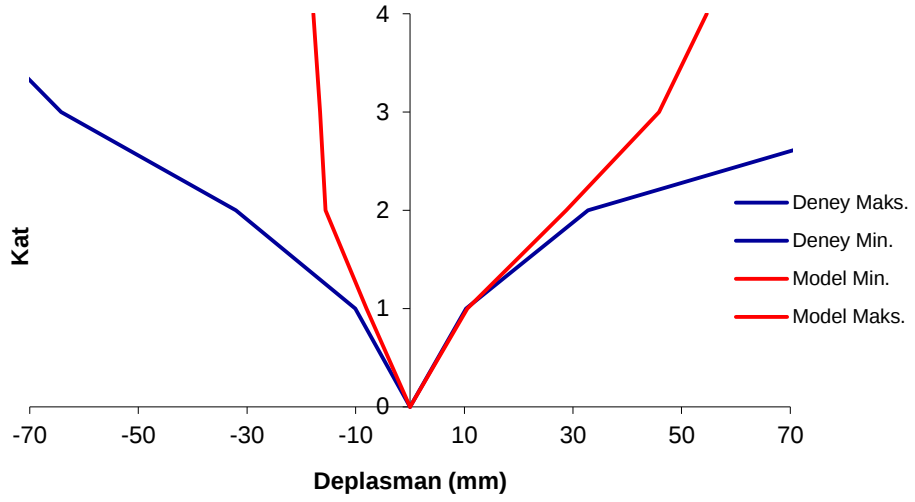
Şekil A.31 : Taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği (Model-04-475-yrp)



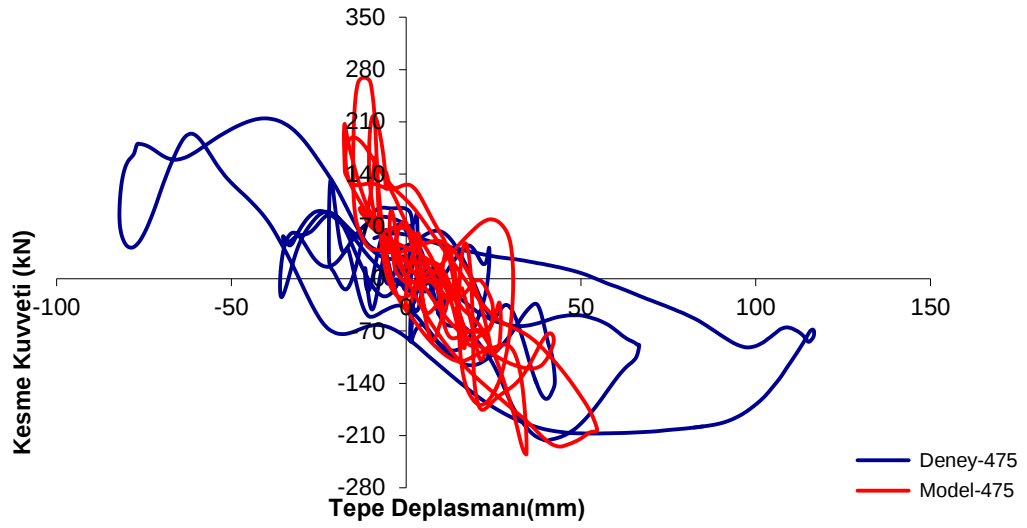
Şekil A.32 : Kesme kuvveti profili (Model-04-975-yrp)



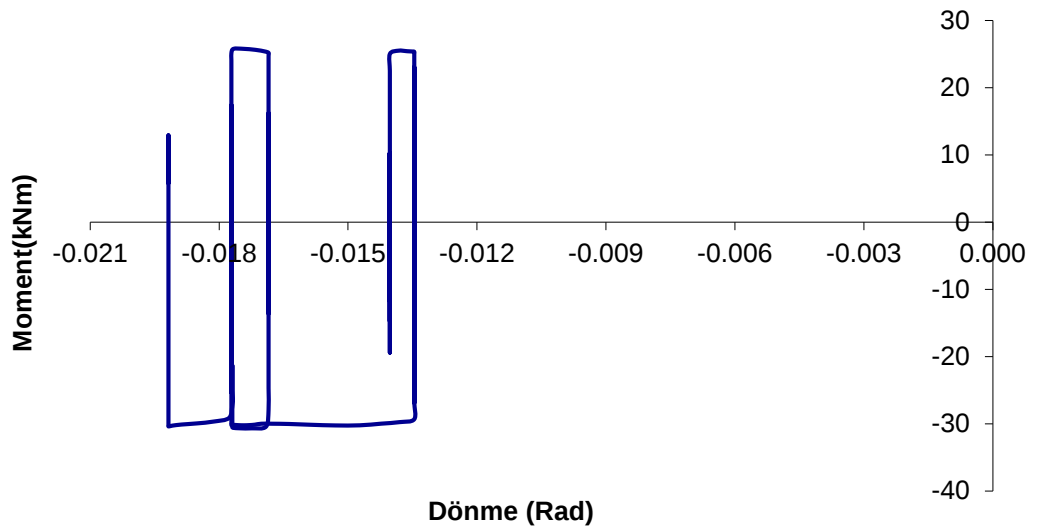
Şekil A.33 : Drift profili (Model-04-975-yrp)



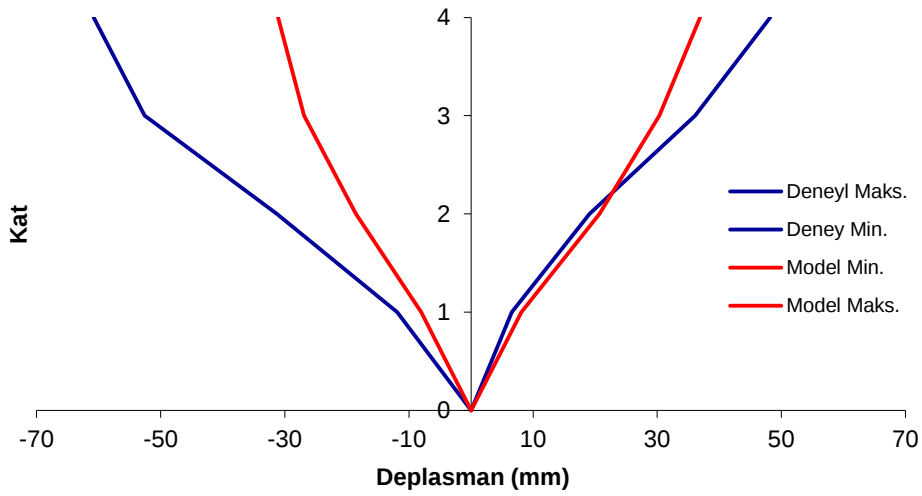
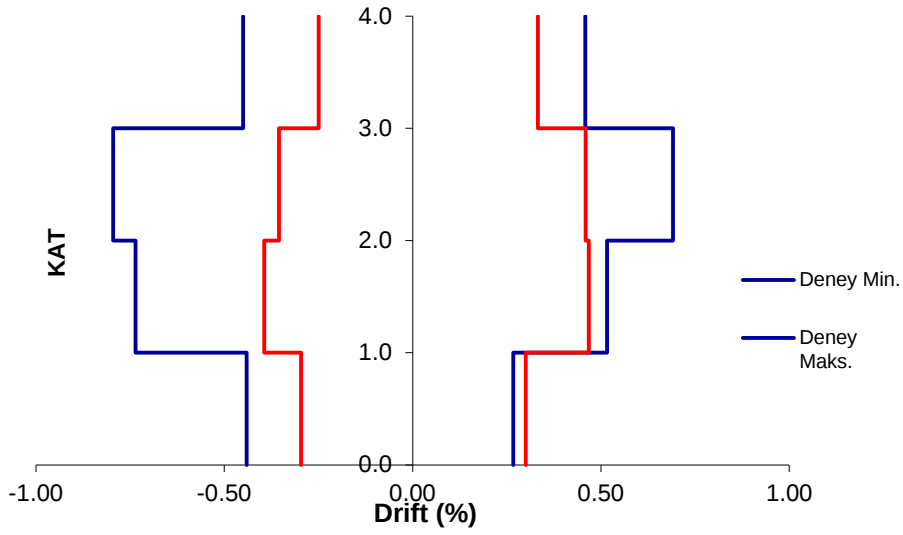
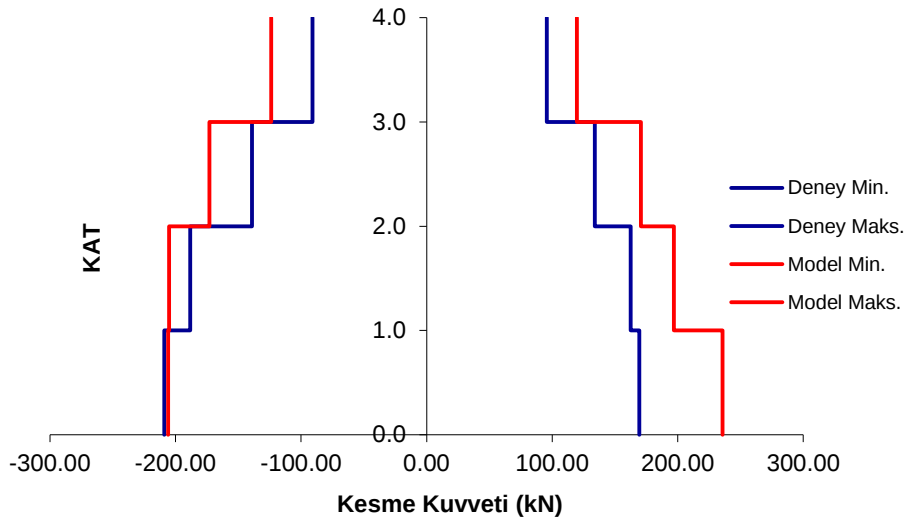
Şekil A.34 : Deplasman profili (Model-04-975-yrp)

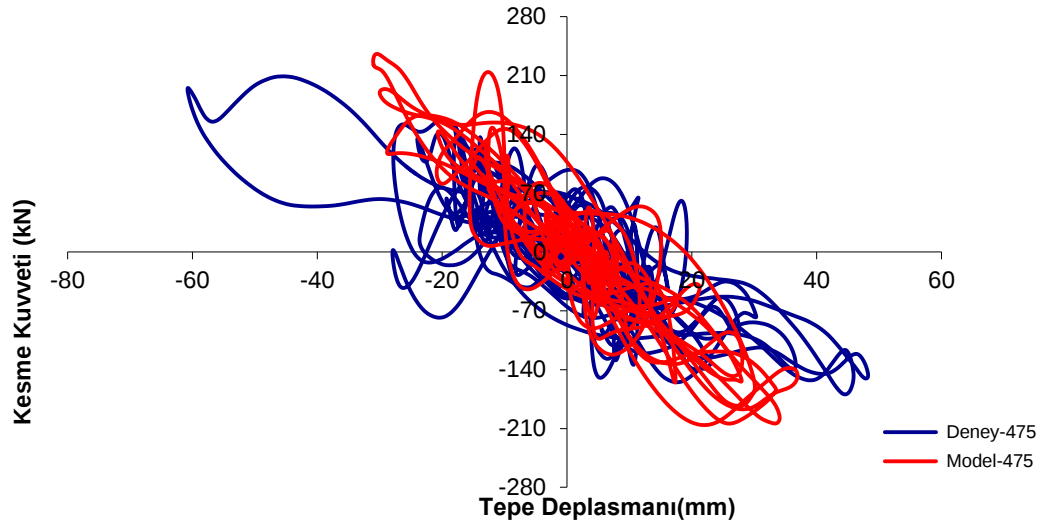


Şekil A.35 : Taban kesme kuvveti – tepe deplasman grafiği (Model-04-975-yrp)

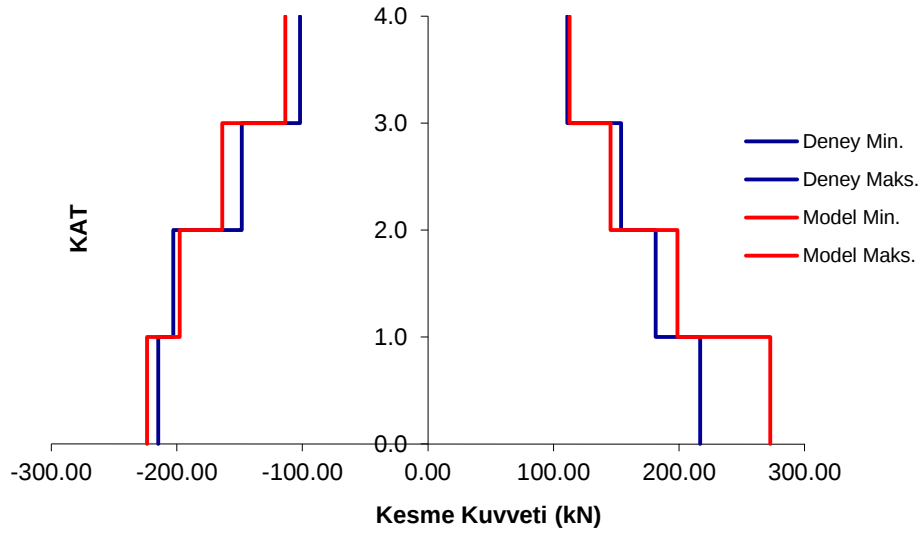


Şekil A.36 : 3. Kat 1. aks kolonu moment-dönme grafiği (Model-04-975yrp)

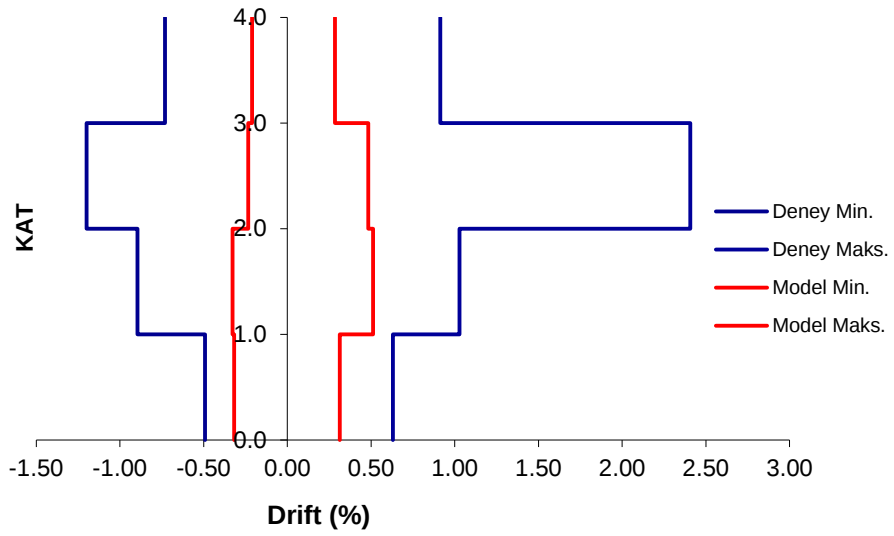




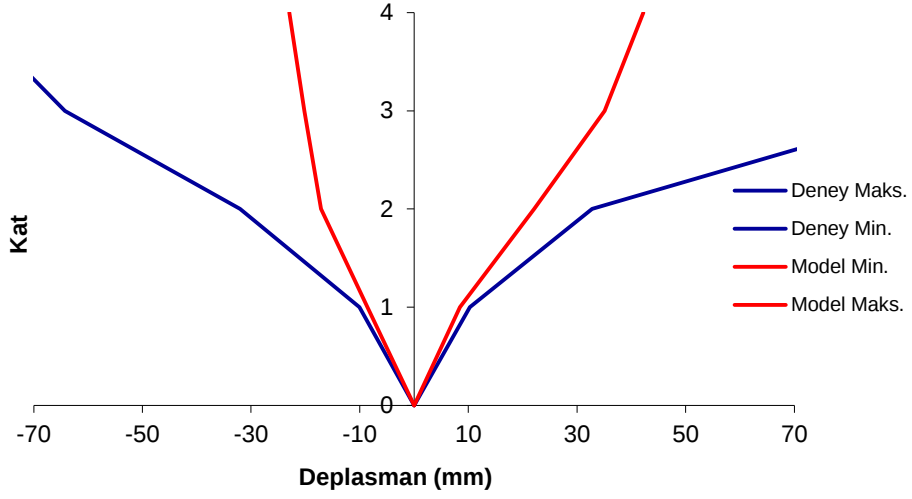
Şekil A.40 : Taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği (Model-05-475-yrp)



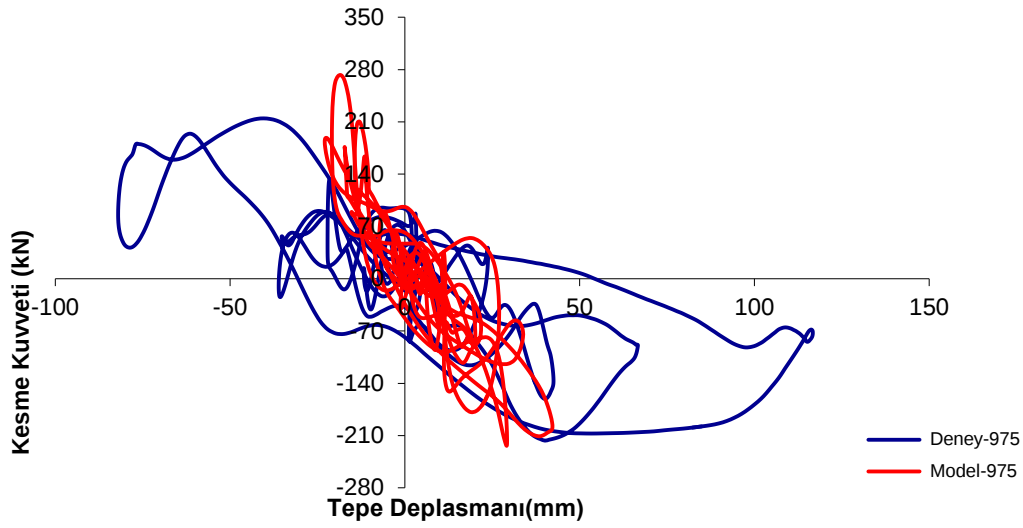
Şekil A.41 : Kesme kuvveti profili (Model-05-975-yrp)



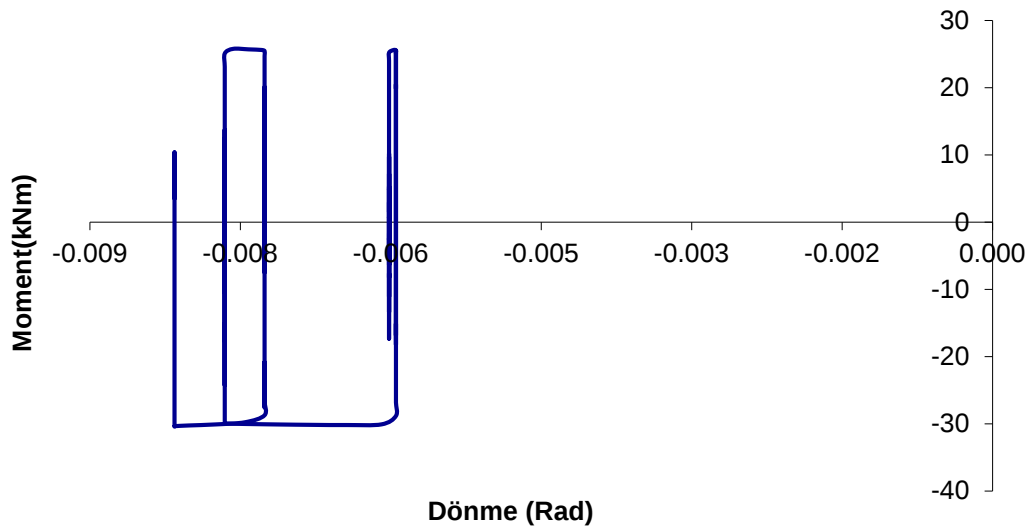
Şekil A.42 : Drift profili (Model-05-975-yrp)



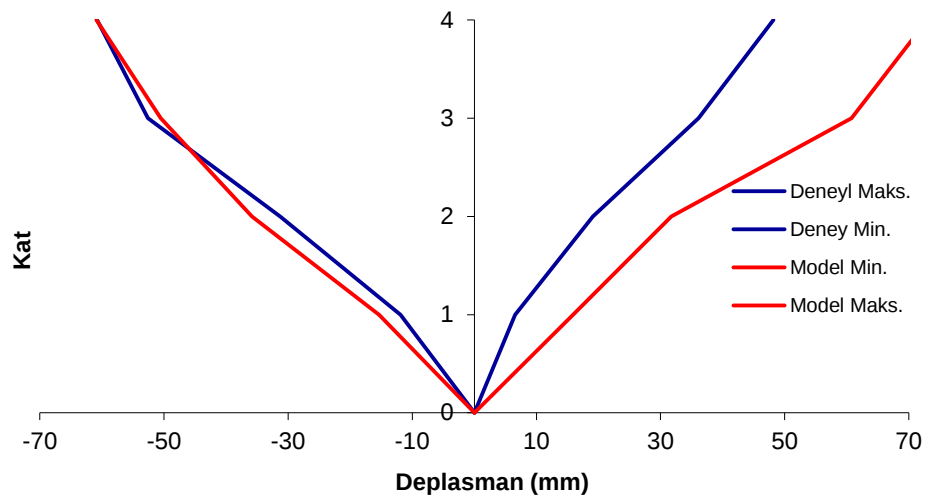
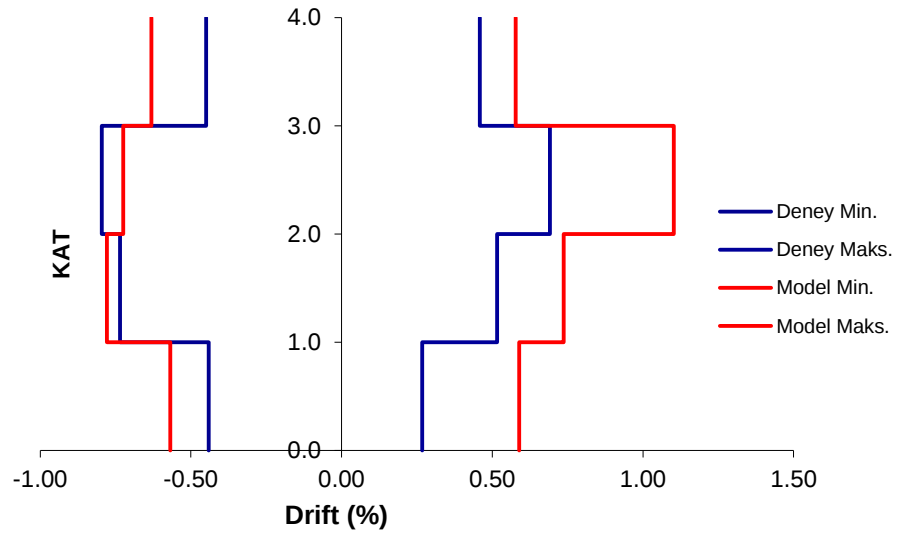
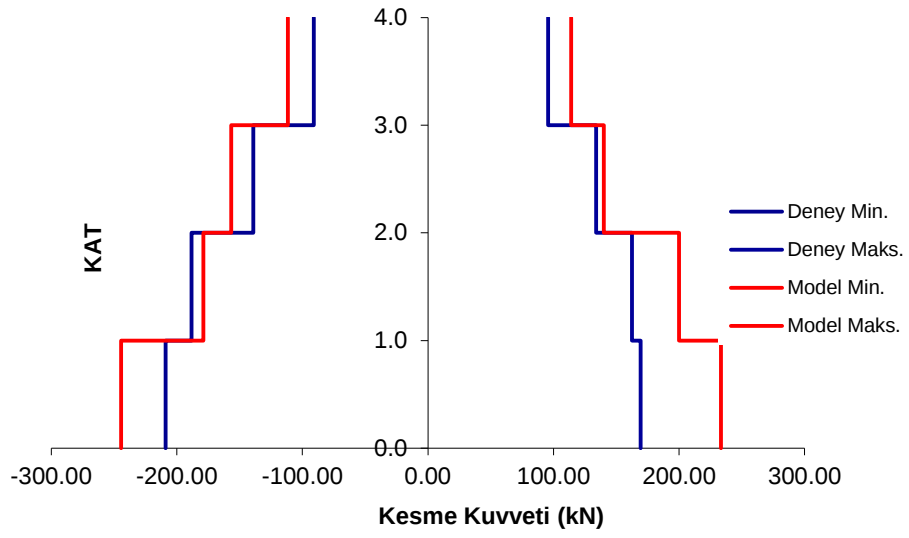
Şekil A.43 : Deplasman profili (Model-05-975-yrp)

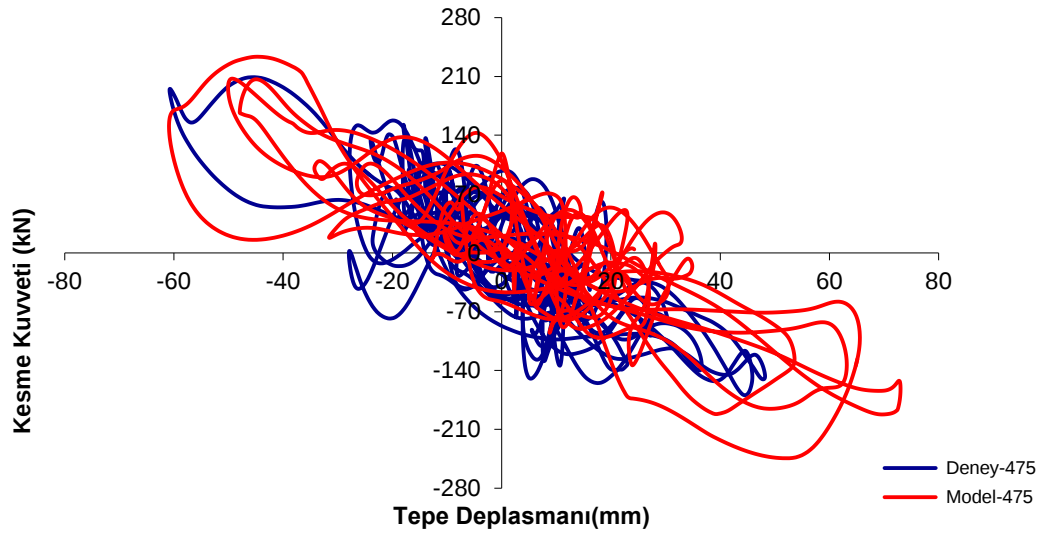


Şekil A.44 : Taban kesme kuvveti – tepe deplasman grafiği (Model-05-975-yrp)

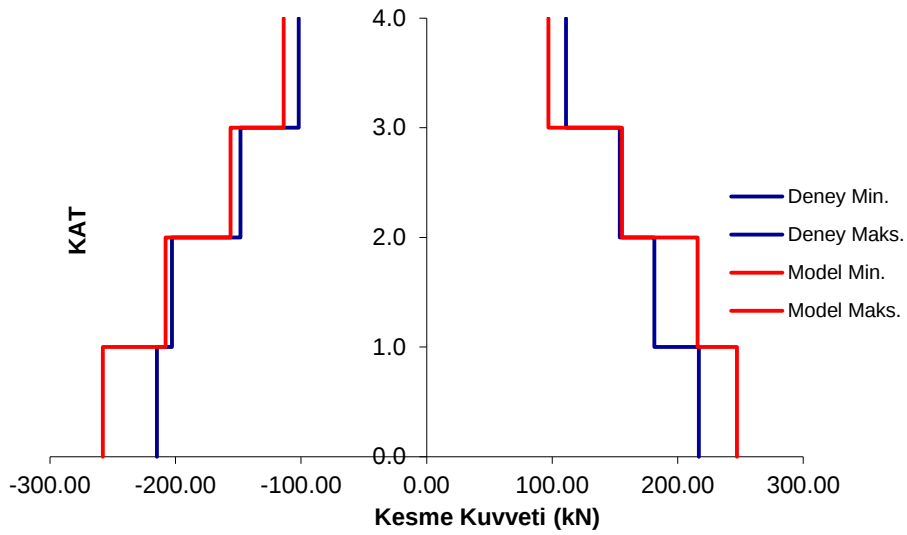


Şekil A.45 : 3. Kat 1. aks kolonu moment-dönme grafiği (Model-05-975yrp)

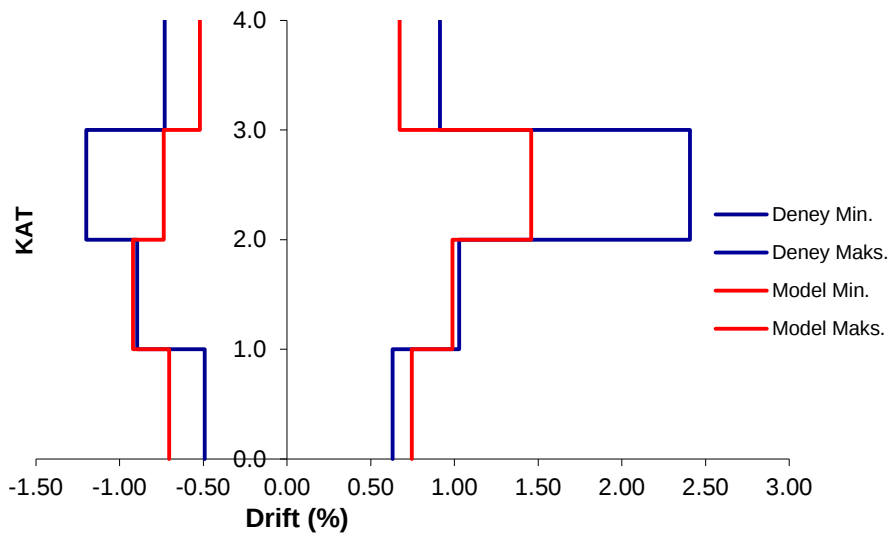




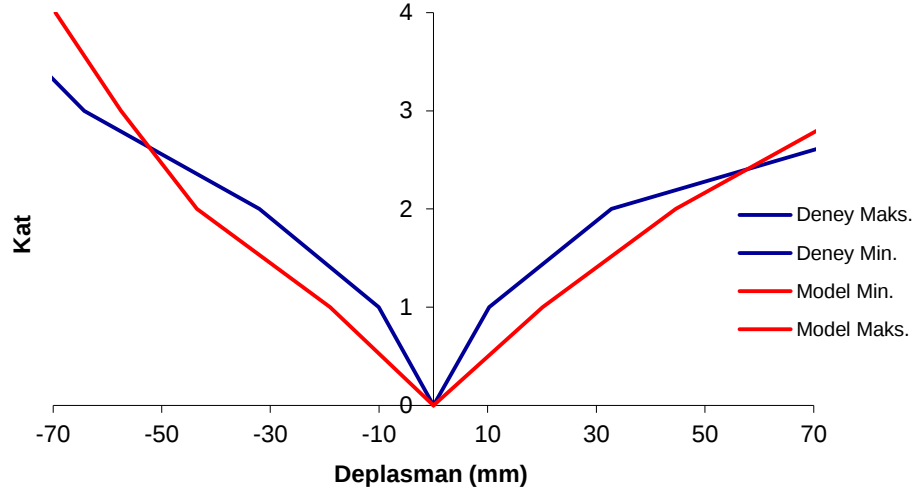
Şekil A.49 : Taban kesme kuvveti – tepe deplasmanı grafiği (Model-06-475-yrp)



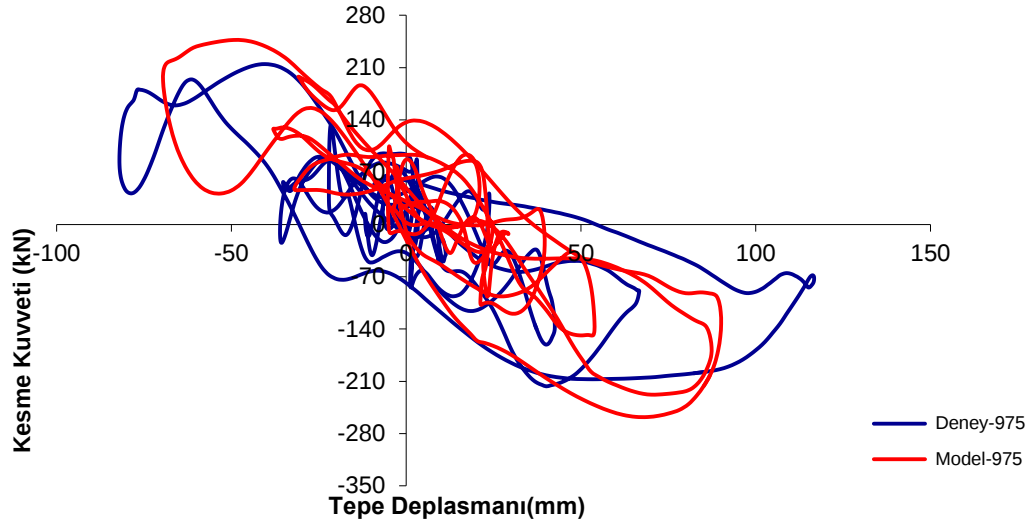
Şekil A.50 : Kesme kuvveti profili (Model-06-975-yrp)



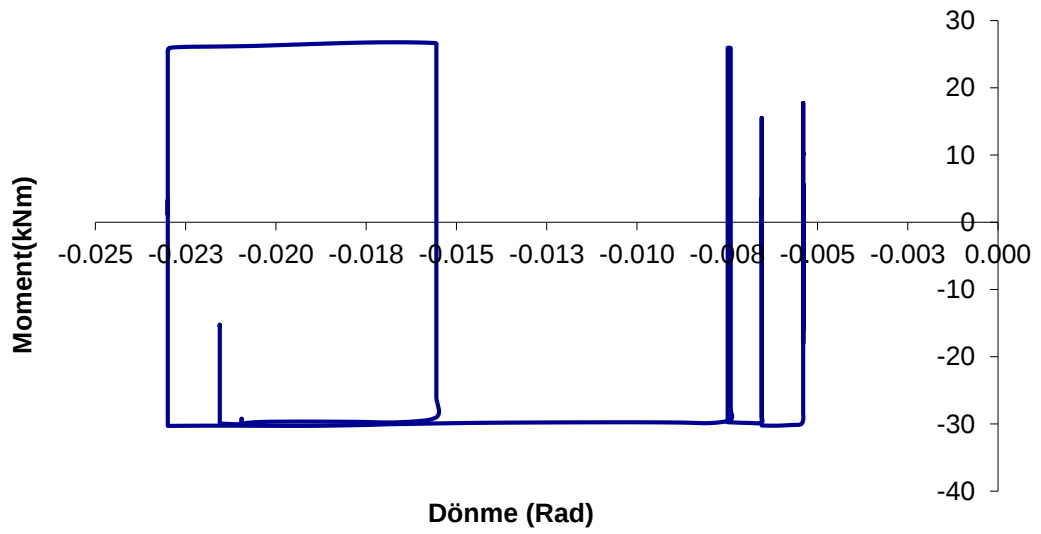
Şekil A.51 : Drift profili (Model-06-975-yrp)



Şekil A.52 : Deplasman profili (Model-06-975-yrp)



Şekil A.53 : Taban kesme kuvveti – tepe deplasman grafiği (Model-06-975-yrp)



Şekil A.54 : 3. Kat 1. aks kolonu moment-dönme grafiği (Model-06-975yrp)

ÖZGEÇMİŞ

Ad Soyad: Kürşat AKTAŞ

Doğum Yeri ve Tarihi: Bolu – 15.04.1988

E-Posta: krst.aktas@gmail.com

Lisans: Kocaeli Üniversitesi

Yüksek Lisans: İstanbul Teknik Üniversitesi