



MUSTAFA KEMAL ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

ANTAKYA'DAKİ BETONARME ÇERÇEVELİ BİNALARI TEMSİLEN
SEÇİLMİŞ YAPILARIN PERFORMANS ANALİZİ

ÖZCAN DEMİR

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Antakya/HATAY

Ocak-2010

MUSTAFA KEMAL ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ANTAKYA'DAKİ BETONARME ÇERÇEVELİ BİNALARI TEMSİLEN
SEÇİLMİŞ YAPILARIN PERFORMANS ANALİZİ

ÖZCAN DEMİR
YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

Yrd. Doç. Dr. M. Cemal GENEŞ danışmanlığında hazırlanan bu tez 14 / 01 / 2010 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından oybirliği ile kabul edilmiştir.

Yrd.Doç.Dr. M. Cemal GENEŞ Yrd.Doç.Dr. Murat BİKÇE Yrd.Doç.Dr. Cuma KARAKUŞ
Başkan Üye Üye

Bu tez Enstitümüz İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında hazırlanmıştır.

Kod No:

Prof. Dr. Bünyamin YILDIZ
Enstitü Müdür V

Proje No:

Not: Bu tezde kullanılan özgün ve başka kaynaktan yapılan bildirişlerin, çizelge, şekil ve fotoğrafların kaynak gösterilmeden kullanımı, 5846 sayılı Fikir ve Sanat Eserleri Kanunundaki hükümlere tabidir.

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
ÖZET.....	III
ABSTRACT.....	IV
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ.....	V
ÇİZELGELER DİZİNİ.....	XI
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	XIII
1. GİRİŞ.....	1
1.1 Çalışmanın amacı	4
2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR.....	5
3. MATERYAL VE YÖNTEM.....	11
3.1. Malzemelerin Davranış Modelleri.....	11
3.1.1. İdeal Elastik Davranış.....	12
3.1.2. İdeal Elasto-Plastik Davranış.....	12
3.1.3. Doğrusal Olmayan Elasto-Plastik Davranış.....	13
3.2. Doğrusal Olmayan Davranış	14
3.2.1. Betonarme Kesitte Eğilme Etkisi	14
3.2.2. Betonarme Kesitin Eğilme Rijitliği	16
3.2.3. Süneklik	17
3.2.4. TS 500’de Doğrusal Olmayan Davranış	19
3.2.5. Deprem Yönetmeliğinde Doğrusal Olmayan Davranış	22
3.2.6. Doğrusal Olmayan Sistemlerde Hesap Sistemi	23
3.2.6.1. Çözümün Sağlaması Gereken Koşullar	24
3.2.7. Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmama Nedenleri	24
3.3. Betonarme Elemanlarda Plastik Mafsallarda Kabulü	26
3.4. DBYBHY 2007’ye Göre Plastik Mafsalların Modellenmesi	29
3.5. Doğrusal Olmayan Statik Analiz Yöntemleri.....	32
3.6. Statik İtme (Pushover) Analizi	34
3.6.1. Basitleştirilmiş Lineer Olmayan Analiz Yöntemleri	35
3.6.2. Kapasite Eğrisinin Belirlenmesi.....	36

3.6.3. Talep (Deprem Spektrumunun) Belirlenmesi	38
3.7. Kapasite Spektrumu Yöntemi	39
3.8. Kapasite Spektrumunun Elde Edilmesi	42
3.9. Standart Talep Spektrumu ve ADRS Formatına Dönüştürülmesi	46
3.9.1. Kullanılacak Deprem Belirlenmesi	47
3.9.2. %5 Sönümlü Standart Talep Spektrumunun Oluşturulması	49
3.9.3. Standart Talep Spektrumunun ADRS Formatına Dönüştürülmesi.....	53
3.10. Kapasite Spektrumu Eğrisinin İki Doğru Parçası ile İdealleştirilmesi.....	54
3.11. Etkin Sönümün Belirlenmesi	55
3.12. Talep Spektrumunun İndirgenmesi	59
3.13. Performans Noktasının Bulunması (ATC-40, A Prosedürü).....	61
3.14. Performans Noktasının Kabul Kriterleri.....	62
3.14.1. Bina için Kabul Kriterleri.....	63
3.14.2. Elemanlar için Kabul Kriterleri.....	64
3.15. DBYBHY-2007 'ye Göre Performans Seviyeleri	67
3.15.1. Kesitlerde Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri.....	67
3.15.2. Deprem Performans Seviyeleri.....	68
4. ARAŞTIRMA BULGULARI ve TARTIŞMA	72
4.1. Yapıların Modellenmesi.....	72
4.1.1. Modellemelerde Plastik Mafsalların Tanımlanması.....	72
4.1.2. Düşeyde ve Yatayda Yük Kombinasyonları.....	73
4.1.3. Yapıların ETABS Programı ile Modellenmesi.....	74
4.2. İncelenen Binaların Özellikleri.....	74
4.3. Çok Katlı Betonarme Binaların Sismik Performanslarının Belirlenmesi.....	76
4.3.1. A binasının sismik performansının belirlenmesi	77
4.3.2. B binasının sismik performansının belirlenmesi	84
4.3.3. C binasının sismik performansının belirlenmesi	89
5. SONUÇ VE ÖNERİLER.....	94
KAYNAKLAR.....	97
TEŞEKKÜR.....	105
ÖZGEÇMİŞ.....	106

ÖZET

**ANTAKYA'DAKİ BETONARME ÇERÇEVELİ BİNALARI TEMSİLEN
SEÇİLMİŞ YAPILARIN PERFORMANS ANALİZİ**

Bu çalışmada, Antakya bölgesinden seçilen 3 adet betonarme konut tipindeki yapının statik itme analizi ile performanslarının belirlenmesi amaçlanmıştır. Bu binalar, Antakya bölgesindeki betonarme yapı dokusunu temsilen seçilmiş, doğrusal olmayan statik hesaplamalara olanak veren ETABS analiz programı ile modellenmiştir. Yapıların sismik performansları yönetmeliklerde önerilmiş olan “Kapasite Spektrumu Yöntemi” ve “Performansa Dayalı Tasarım” metotları ile hesaplanmış ve elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. Ayrıca, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY) - 2007’de önerilen doğrusal olmayan analiz yöntemleri de kısaca açıklanmıştır. Çalışmada neticesinde elde edilen sonuçların, Türkiye genelindeki konut tipi betonarme yapıların sismik performanslarının belirlenmesi ile ilgili daha önceden yapılmış olan araştırma sonuçları ile uyumlu olduğu belirlenmiştir.

2010, 104 sayfa

Anahtar Kelimeler: Statik İtme Analizi(Pushover), Kapasite Spektrumu Yöntemi, Performansa Dayalı Tasarım, Betonarme Çerçeve Yapılar

ABSTRACT**PUSHOVER ANALYSIS OF REPRESENTATIVE REINFORCED CONCRETE
FRAME STRUCTURES LOCATED IN ANTAKYA**

In this study, it was aimed to determine the seismic performance of 3 multistorey RC structures that were selected in Antakya region. These structures were chosen as representative reinforced concrete structures in Antakya region. They were modelled with ETABS2 analysis program that enables performing nonlinear static analysis. Seismic performance of these structures were computed jointly with Capacity Spectrum Method and Performance Based Design that are suggested by regulations respectively, and their results were compared. Also, other nonlinear analysis methods suggested by DBYBHY - 2007 were explained briefly. Results obtained from this study agree well with the results obtained from previous research studies for the determination of seismic performance of multistorey reinforced concrete structures in Turkey.

2010, 104 page

Key Words: Pushover Analysis, Capacity Spectrum Method, Performance Based Design, Reinforced Concrete Framed Structures

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

ABYYHY	Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
ADRS	Acceleration Displacement Responce Spectra
ASCE	American Society of Civil Engineers
ATC	Applied Technology Council
BMBF	Bundesministerium für Bildung und Forschung
BSSC	Building Seismic Safety Council
CG	Can Güvenliği
CP	Collapse Prevention, Göçme öncesi performans seviyesi
CSI	Computers and Structures Incorporated
DBYBHY	Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
EERC-UCB	Earthquake Engineering Research Center of University of California at Berkeley
EERI	Earthquake Engineering Research Institute
ELF	Equivalent Lateral Force (Eşdeğer yatay kuvvet)
EXN	X negatif yönünden etki eden yatay kuvvet
EXP	X pozitif yönünden etki eden yatay kuvvet
EYN	Y negatif yönünden etki eden yatay kuvvet
EYP	Y pozitif yönünden etki eden yatay kuvvet
FEMA	Federal Emergency Management Agency
GÇ	Göçme Sınırı
GÖ	Göçme Öncesi
GV	Güvenlik Sınırı
HK	Hemen Kullanım
IO	Immediate Occupancy, Hemen kullanım performans seviyesi
LS	Life Safety, Can güvenliği performans seviyesi
MN	Minimum Hasar Sınırı
NEHRP	National Earthquake Hazards Reduction Program
PEER	Pacific Earthquake Engineering Research
RC	Reinforced Concrete

SEAOC	Structural Engineers Association of California
SRSS	Birleştirilmiş modal kat kesme kuvvetleri ile orantılı yük dağılımı
TGD	Temel Güvenlik Depremi
TS ISO 9194	Yapıların projelendirme esasları – Taşıyıcı olan ve olmayan elemanlar Depolanmış malzemeler – Yoğunluk Yönetmeliği
TÜBİTAK	Türkiye Bilimsel ve Teknik Araştırma Kurumu
A_c	Kolon kesit alanı
A_d	Plastik eğrilik eşdeğer değişimi
A_e	Plastik eğrilik değişimi
$a_j(t)$	J. modda yapıya etki eden dinamik deprem ivmesi
A_s	Çekme gerilmesi etkisindeki kesit alanı
A_s'	Basınç etkisindeki kesit alanı
b_w	Kiriş gövde genişliği
C_A	Zeminin etkili maksimum ivme katsayısı
C_V	Periyodu 1 saniye olan %5 sönümlü sistemin spektrum değeri
d	Faydalı yükseklik
E	Elastisite modülü, Deprem etkisi türü, Yatay deprem yüklemesi
E_c	Betonun elastisite modülü
E_{c_j}	Betonun j günlük elastisite modülü
$E_{\text{çerçeve}}$	Dolgu duvarın çerçeve malzemesinin elastisite modülü
E_D	Bir çevrimde sönümle tüketilen enerji
E_{duvar}	Dolgu duvarın elastisite modülü
E_f	Lifli polimer şeridinin elastisite modülü
E_{S_0}	Bir çevrimde görülen en büyük şekil değiştirme enerjisi
F	Kat döşemelerine etki eden yatay kuvvet
$f(S_d)$	Spektral deplasman değişkenine bağlı fonksiyon
$F(t)$	Zamana bağlı değişen yatay kuvvet
f_c	Betonun karakteristik dayanımı
f_{ck}	Beton karakteristik basınç dayanımı
f_{ckj}	J günlük betonun karakteristik basınç dayanımı
$F_{nj}(t)$	J. modda yapının n. katına etki eden dinamik yatay deprem yükü

VII

f_{su}	Donatı çeliğinin kopma dayanımı
f_{sy}	Donatı çeliğinin akma dayanımı
g	Yer çekimi ivmesi
G	Sabit düşey yüklemeler
h	Kiriş boyu, Dolgu duvarın boyu
H	Kolon boyu
h_i	i. katın yüksekliği
H_w	Temel üstünden veya zemin kat döşemesinden ölçülen toplam perde yüksekliği
I	Atalet momenti
I_{kolon}	Dolgu duvarın çerçevesini oluşturan kolonların atalet momenti
K_e	Yapının etkin yanal rijitliği
K_i	Yapının elastik yanal rijitliği
L	Dolgu duvarın çerçevesinin açıklığı
l	Dolgu duvarın genişliği
l_p	Plastik mafsal boyu
l_w	Perde uzunluğu
l_w	Perdenin veya bağ kirişli perde parçasının plandaki uzunluğu
m	Kütle
m_n	n. katın kütlesi
m_1^*	Yapının 1. modundaki etkin kütle
m_j^*	Yapının J . modundaki etkin kütlesi
M	Moment
M_x	X eksenine doğrultusu
M'_p	İndirgenmiş plastik moment
M_p	Plastik moment
N	Kat sayısı, Deprem kaynağına uzaklık katsayısı
N_d	Düşey yükler altındaki kesitte oluşan aksinel basınç kuvveti
P	Tasarım aksinel kuvveti
P_i	i. kata gelen toplam düşey kuvvetler
Q	Hareketli yük
S_a	Yapıya etki eden spektral ivme katsayısı

VIII

S_{a1}	1. modda yapıya etki eden spektral ivme katsayısı
S_{ap}	Performans noktasının spektral ivme katsayısı değeri
S_{api}	Tahmini performans noktasının spektral ivme katsayısı değeri
S_{ay}	Kapasite eğrisinde elastik davranışın bittiği noktanın spektral ivme katsayısı değeri
S_d	Spektral deplasman
S_{d1}	1. modda oluşan spektral deplasman
S_{dp}	Performans noktasının spektral deplasman değeri
S_{dpi}	Tahmini performans noktasının spektral deplasman değeri
S_{dy}	Kapasite eğrisinde elastik davranışın bittiği noktanın spektral deplasman değeri
s_j^*	j. kata gelen yatay kuvvet
SR_A	Talep spektrumunun yatay kısmı için esas alınan sönüm katsayısı
SR_V	Talep spektrumunun eğri kısmı için esas alınan sönüm katsayısı
t	Eşdeğer basınç çubuğunun kalınlığı
T_A	Elastik talep eğrisinde düzgün artan bölgenin sona erdiği periyot değeri
t_{duvar}	Dolgu duvarın kalınlığı
T_e	Yapının etkin yerel periyodu
T_f	Köşegen çekme çubuğunun çekme dayanımı
t_f	Lifli polimer şeridinin kalınlığı
T_i	Yapının elastik yerel periyodu
T_S	Elastik talep eğrisinde sabit kalan bölgenin sona erdiği periyot değeri
t_w	Perde kalınlığı
V	Taban kesme kuvveti
$V(t)$	Zamana bağlı değişen taban kesme kuvveti
V_1	1. modda yapıya etki eden taban kesme kuvveti
V_i	i. kata gelen kesme kuvveti
$V_j(t)$	J. modda yapıya etki eden dinamik taban kesme kuvveti
V_n	Kolon-kiriş birleşim noktasındaki mevcut kesme kuvveti
W	Bina ağırlığı
w	Eşdeğer basınç çubuğunun genişliği
w_f	Lifli polimer şeridinin genişliği

w_n	n. katın ağırlığı
Z	Deprem bölge katsayısı
α_1	Yapının 1. moda ait etkin kütlesi ile m toplam kütesinin oranı
β_0	Çevrimsel sönüm
β_{eff}	Toplam sönüm
Γ_1	1. moddaki kütle dağılım katsayısı (Participation Factor)
δ	Yer değiştirme, deplasman
$\delta_{çatı}$	Çatı yer değiştirmesi
δ_{e1}	Sabit yükleme altında elastik şekil değiştirme miktarı
δ_{e2}	Sabit yüklemenin kaldırılması ile geri dönen elastik şekil değiştirme miktarı
$\delta_{i\ max}$	i. kattaki en büyük kat ötelenmesi miktarı
δ_{n1}	1. modda n. katın yer değiştirmesi
δ_{s1}	Sabit yükleme altında sünme şekil değiştirme miktarı
δ_{s2}	Sabit yüklemenin kaldırılması ile geri dönen sünme şekil değiştirme miktarı
δ_t	Hedef deplasman
ε	Birim şekil değiştirme
ε_c	Betonun birim şekil değiştirmesi
ε_{c0}	Karakteristik dayanıma karşılık gelen şekil değiştirme
ε_{cu}	Kırılma şekil değiştirmesi
ε_e	Akma gerilmesine denk gelen elastik birim şekil değiştirme
ε_p	Plastik birim şekil değiştirme
ε_{sh}	Donatı çeliğinin pekleşme başlangıcındaki birim şekil değiştirmesi
ε_{su}	Donatı çeliğinin kopma birim şekil değiştirmesi
ε_{sy}	Donatı çeliğinin akma birim şekil değiştirmesi
ϕ	Eğrilik miktarı, Yapının görelî yer değiştirmesi veya genliğı
ϕ_{max}	En büyük eğrilik miktarı
ϕ_{nj}	n. katın J. modundaki görelî yer değiştirmesi veya genliğı
ϕ_p	Plastik eğrilik miktarı
θ	Eşdeğer basınç çubuğunun yatayla yaptığı açı
κ	Sönüm düzeltme katsayısı

λ	Eşdeğer basınç çubuğu katsayısı
μ	Süneklik
ρ	Çekme donatısı oranı
ρ'	Basınç donatısı oranı
ρ_b	Dengeli donatı oranı
ρ_s	Kesitte bulunan enine donatının hacimsel oranı
ρ_{sm}	Kesitte bulunması gereken enine donatının hacimsel oranı
σ	Gerilme
σ_c	Betonun gerilmesi
σ_e	Akma gerilmesi
φ_{j1}	j. katın 1. mod şekli bileşeni
φ_p	Plastik mafsaldaki toplam eğrilik
ω	Dairesel frekans

ÇİZELGELER DİZİNİ

	Sayfa
Çizelge 3.1. Yapı sistemlerinin doğrusal olmama nedenleri	25
Çizelge 3.2. Performans hesabı için yöntem seçim tablosu	42
Çizelge 3.3. FEMA-356 'ya göre depremlerin sınıflandırılması.....	47
Çizelge 3.4. Deprem bölge katsayısı	49
Çizelge 3.5. Kaynağa mesafe katsayısı	50
Çizelge 3.6. Zemin sınıfları (ATC-40, 1996).....	51
Çizelge 3.7. C_A için zemin sınıfına bağlı çarpan.....	51
Çizelge 3.8. C_V için zemin sınıfına bağlı çarpan.....	51
Çizelge 3.9. Yapı davranış türünün belirlenmesi.....	59
Çizelge 3.10. Sönüm düzeltme katsayısı	59
Çizelge 3.11. Spektral indirgeme katsayıları.....	60
Çizelge 3.12. Spektral indirgeme katsayıları minimum değerleri.....	61
Çizelge 3.13. Hasar seviyelerine göre göreceli yer değiştirmelerin sınırlandırılması	63
Çizelge 3.14. Göreceli kat ötelemeleri sınırlandırılması.....	64
Çizelge 3.15. Betonarme kirişler için izin verilen plastik mafsal dönmeleri.....	65
Çizelge 3.16. Betonarme kolonlar için izin verilen plastik mafsal dönmeleri.....	65
Çizelge 3.17. Betonarme perdeler için izin verilen plastik mafsal dönmeleri.....	66
Çizelge 3.18. Kolon-kiriş birleşim noktaları için izin verilen plastik mafsal dönmeleri.....	66
Çizelge 3.19. Farklı deprem düzeyleri için ön görülen minimum performans düzeyleri.	71
Çizelge 4.1. Plastik mafsal türleri, etkileri ve kullanılacağı yerler.....	73
Çizelge 4.2. Pushover yüklemeleri için katsayı ve kombinasyonlar	74
Çizelge 4.3. Modellenen binaların yapısal özellikleri ve modal periyotları	75
Çizelge 4.4. Modellenen binaların sismik özellikleri	75
Çizelge 4.5. Modellemelerde esas alınan düşey yüklemeler.....	76
Çizelge 4.6. A binasının performans noktası değerleri	79
Çizelge 4.7. A binasının 09EXPPUSH yüklemesindeki plastik mafsallaşma durumu.....	82
Çizelge 4.8. B binasının performans noktası değerleri	86
Çizelge 4.9. B binasının EYNPUSH yüklemesindeki plastik mafsallaşma	

durumu.....	88
Çizelge 4.10. B binası 1. kattaki taşıyıcı elemanların mafsal özellikleri	89
Çizelge 4.11. B binası 1. kat kesme kuvveti özellikleri	89
Çizelge 4.12. C binasının performans noktası değerleri	90
Çizelge 4.13. C binasının 09EYNPUSH yüklemesindeki plastik mafsallaşma durumu.....	92
Çizelge 4.14. C binası 1. kattaki taşıyıcı elemanların mafsal özellikleri	93
Çizelge 4.15. C binası 1. kat kesme kuvveti özellikleri.....	93
Çizelge 5.1. İncelenen binaların performans seviyesi bilgileri.....	95

ŞEKİLLER DİZİNİ

	Sayfa
Şekil 3.1. İdeal elastik malzemede gerilme – şekil değiştirme ilişkisi.....	12
Şekil 3.2. İdeal elasto-plastik malzemede gerilme – şekil değiştirme ilişkisi.....	13
Şekil 3.3. Doğrusal olmayan elasto-plastik malzemede gerilme – şekil değiştirme ilişkisi	14
Şekil 3.4. Betonarme kesitte eğilme momenti-eğrilik ilişkisi	15
Şekil 3.5. Sürekli kirişte ve kolonda değişik kesit durumları.....	16
Şekil 3.6. Kesit, eleman ve sistem etki-şekil (yer) değiştirme ilişkisi.....	18
Şekil 3.7. . Betonarme taşıyıcı sistemde tasarıma esas olan sınır durum türleri.....	22
Şekil 3.8. İdeal elasto-plastik malzeme için moment–eğrilik ilişkisi.....	27
Şekil 3.9. Plastik moment – plastik dönme diyagramları, (a) Pekleşmesiz, (b) Pekleşmeli.....	31
Şekil 3.10. Doğrusal olmayan yöntemle kapasite eğrisinin elde edilmesi.....	33
Şekil 3.11. Taban kesme kuvveti ve katlara dağılışı	43
Şekil 3.12. Kapasite spektrumunun spektral formata dönüştürülmesi.....	46
Şekil 3.13. . %5 sönümlü standart talep eğrisi	52
Şekil 3.14. Standart talep spektrumunun ADRS formatına dönüştürülmesi (CelepKumbasar, 2004).....	53
Şekil 3.15. Kapasite spektrumu eğrisinin iki doğru parçasıyla idealleştirilmesi.	54
Şekil 3.16. Tahmini performans noktasının bulunması	55
Şekil 3.17. Spektral indirgeme için sönümlemenin türetilmesi.....	57
Şekil 3.18. Bir çevrimde tüketilen enerji miktarının bulunması.....	57
Şekil 3.19. ADRS formatındaki talep spektrumunun indirgenmesi	60
Şekil 3.20. A prosedürü ile performans noktasının belirlenmesi	62
Şekil 3.21. Sünek kesitlerde hasar sınırları ve hasar bölgeleri	68
Şekil 4.1. Modellenen binaların Antakya bölgesindeki yerleşimleri.....	77
Şekil 4.2. A binasının planı	78
Şekil 4.3. A binasının 3 boyutlu ETABS modeli.....	78
Şekil 4.4. A binasının 09EXPPUSH yüklemesi için kapasite eğrisi	79
Şekil 4.5. A binasının 09EXPPUSH yüklemesi için kapasite ve talep spektrumu	

eğrileri	80
Şekil 4.6. A binası 09EXPPUSH yüklemesi plastik mafsalları (3 Boyutlu görünüş) ...	80
Şekil 4.7.A binası 09EXPPUSH yüklemesi plastik mafsalları (kesit görünüşü)	81
Şekil 4.8. Taslak bir kapasite eğrisi üzerinde performans aralıklarının gösterilmesi ...	82
Şekil 4.9. B binasının planı	85
Şekil 4.10. B binasının 3 boyutlu ETABS modeli	85
Şekil 4.11.B binası EXNPUSH yüklemesi için kapasite eğrisi	86
Şekil 4.12.B binası EXNPUSH yüklemesi için kapasite ve talep spektrum eğrileri.....	86
Şekil 4.13.B binası EXNPUSH yüklemesi plastik mafsalları (3 Boyutlu görünüş)	87
Şekil 4.14. B binası EYNPUSH yüklemesi plastik mafsalları (kesitgörünüüşü).....	87
Şekil 4.15. C binasının planı	89
Şekil 4.16. C binasının 3 boyutlu ETABS modeli.....	90
Şekil 4.17. C binası EYNPUSH yüklemesi için kapasite eğrisi	91
Şekil 4.18. C binası EYNPUSH yüklemesi için kapasite ve talep spektrumu eğrileri..	91
Şekil 4.19. C binası EYNPUSH yüklemesi plastik mafsalları (3 Boyutlu görünüş).....	91
Şekil 4.20. C binası EYNPUSH yüklemesi plastik mafsalları (kesit görünüşü).....	92
Şekil 5.1. İncelenen bütün binaların spektrum eğrilerinin karşılaştırılması.....	95

1. GİRİŞ

Dünyada ve Türkiye’de son zamanlarda meydana gelen yıkıcı depremler, yapıların deprem sonrası göstereceği davranışların bilinmesi gerekliliğini ortaya koymaktadır. Bu alanda son zamanlarda meydana gelen gelişmeler gerçeğe daha yakın fikir vermektedir. Doğrusal olmayan analiz yöntemleri ile yapıların deprem etkisi altındaki davranışları daha gerçekçi bir şekilde belirlenebilmekte, daha ekonomik tasarımlar mümkün olabilmekte ve yapıların olası bir deprem etkisi altında performansları belirlenebilmektedir. Depremlerde meydana gelen yapısal hasarın, yönetmeliklerin tanımladığı eşdeğer deprem yükleri altında yapısal elemanların mevcut dayanım kapasitelerinin aşılması ile doğrudan ilgili olmadığı, hasarın temel nedeninin sünek davranması öngörülen yapı elemanlarının şekil değiştirme kapasitelerinin aşılması ile ilgili olduğu daha önceden bilinmektedir. Geleneksel yapı tasarım yöntemleri can güvenliğini sağlamak için (dayanım, duktilite, kullanılabilir hasar kontrolü, kayma limiti) gibi belirli ölçütlere sahiptir. Bugünkü tasarım yönetmeliklerinde sözü edilen performansa dayalı tasarım, depreme maruz kalan herhangi bir yapıda meydana gelen hasarların belirlenen performans seviyeleriyle karşılanması şeklinde açıklanan daha genel bir tasarım olgusudur. Bu olguya göre, geleneksel kuvvete dayalı tasarımın yerini alması için performansa (deprem güvenliğine) dayalı tasarım ve değerlendirme ile ilgili çalışmalar önem kazanmıştır. Meydana gelen gelişmeler doğrultusunda giderek daha yaygın olarak benimsenen bu yaklaşım, mevcut yapıların deprem performanslarının belirlenmesinde ve yeni yapıların deprem tasarımında, şekil değiştirmeye göre tasarım ilkesinin esas alınması öngörülmektedir. Bu noktada temel sorun, kaçınılmaz olarak doğrusal olmayan davranışın göz önüne alınmasını zorunlu kılan bu yaklaşımın, geleneksel olarak doğrusal davranışa koşullandırılmış biçimde gelişen mühendislik pratiğine sokulmasında ortaya çıkmaktadır. İşte bu sorunu aşmak üzere önerilen basitleştirilmiş çözüm Doğrusal Olmayan Statik Yöntemdir. Bu yöntemin temel aracı ise Statik İtme Analizi (Pushover Analysis)’dir. Kritik kesitlerdeki doğrusal olmayan davranışın genellikle plastik mafsal hipotezi ile modellendiği bu analizde, analiz sırasında değişmeyen bir dağılıma göre veya her adımda değiştirilen dağılımlara göre sisteme etki ettirilen yatay yüklerin genliği adım adım arttırılmakta ve her adımda iç kuvvetler,

yer değiştirmeler ve plastik Şekil değiştirmeler hesaplanmaktadır. İtme analizinin sonucunda elde edilen global itme eğrisi (pushover curve), taban kesme kuvvetinin en ũst kattaki yatay yer değiştirmeye göre doğrusal olmayan değişimini göstermektedir. Ancak Doğrusal Olmayan Statik Yöntem'in esas amacı, verilen bir deprem etkisi altında sistemde oluşan maksimum yer değiştirmelere ve özellikle maksimum plastik Şekil değiştirmelere ilişkin deprem talebinin belirlenmesi, daha sonra bu talep değerlerinin, seçilen performans düzeyleri için tanımlanan Şekil değiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılması ve böylece yapısal performansın değerlendirilmesidir.

Deprem, insanlığın yerleşik yaşama geğtiği dönemlerden bu yana dikkat edilmesi gereken bir doęa olayı olmuştur. Dünyanın ię katmanlarındaki magmanın hareketi nedeni ile yüzeydeki tabakaların birbirine ęarpması, sürtünmesi veya ayrılması sonucu oluşan titreşimler depremleri meydana getirmektedir. Depremiň Őiddet ve büyüklük olmak üzere iki önemli özelliği vardır. Depremiň Őiddeti kayıt cihazları ile lęlen değeri; büyüklüğü ise meydana getirdiği hasarı gösterir. Ülkemiz, dünyanın aktif deprem kuşaklarından biri olan Alp-Himalaya deprem kuşağında bulunmaktadır. Özellikle Kuzey Anadolu fay hattı, Doęu Anadolu fay hattı ve Ege bölgesindeki yerel faylar, ülkemiz tarihinde önemli izler bırakan sayısız deprem meydana getirmişlerdir. Bu depremlerin en önemli rneęi 17 Aęustos 1999'da meydana gelen Marmara Depremi'dir.

Marmara depremi sonrasında da aęıkęa gözlemlendiği üzere hatalı projelendirilmiş veya projesine uygun olarak inşa edilmemiş yapıların yanı sıra geğmiş yönetmeliklere uygun yapılmış binalar da önemli derecede hasar görmüştür. Yapılan incelemelerde ne ęıkan hasar görme nedenleri yapıların taşıyıcı sistemlerinin zayıf kolon - güçlü kiriş özelliği göstermesi, yumuşak kat düzensizliği, kısa kolonların varlığı, işçilik ve malzeme yetersizliği gibi kusurlardır. Ağır hasar ve göçmeler ise genelde kolon-kiriş birleşim bölgelerindeki ani ve büyük dayanım kayıplarından ve fiziksel bağlantının yitirilmesinden kaynaklanmaktadır.

Yakın tarihte meydana gelen benzeri büyük depremlerin de (Loma Prieta, 1989; Norridge, 1994; Kobe, 1995) nemli derecede can ve mal kaybına neden olması, araştırmacıları yapıların deprem esnasındaki davranışlarının daha geręekçi olarak ele alınması ve uygun tasarım kuralları oluşturulması adına yeni yöntemler geliştirmeye zorlamıştır. Depreme karşı dayanıklı yapı tasarımında uzun bir süre etkili olan yapının

deprem kuvveti altında doğrusal elastik davranışta bulunması kabulü, yerini daha gerçekçi bir yaklaşım olan doğrusal olmayan davranış kabulüne bırakmıştır.

Sismik tasarım yöntemleri ile ilgili olarak mühendisler arasında elastik tasarım ve analiz yöntemlerinin, deprem esnasında yapılarda görülecek olan sismik performansların tahmin edilmesindeki birçok önemli noktanın açıklanmasında yeterli olmadığına dair genel bir fikir birliği vardır. Geleneksel yapı tasarım yöntemlerinde can güvenliğini sağlamak için dayanım, rijitlik, kullanılabilirlik, hasar kontrolü, kayma limiti gibi kıstaslar mevcuttur. Deprem etkisi, kuvvet ve eleman kesitlerinin hesabında kullanılan güvenlik katsayıları ile temsil edilmektedir. Ancak bu yöntem, deprem sonrası yapının alacağı hasar durumu hakkında bilgi vermekten uzaktır. Elastik Olmayan Zaman Tanım Alanı Yöntemi (Time History) ise nonlineer davranışı esas alan oldukça etkili bir çözüm tekniği olmasına rağmen; pratik çalışmalar için uygun olmayan, hesaplama yönünden masraflı ve yorucu bir yöntemdir. Kapasite Spektrumu Yöntemi anlaşılması, uygulanması ve yapının gerçek davranışını güvenilir bir biçimde ele alması bakımından diğer hesap yöntemlerinden ayrılmaktadır.

Doğrusal olmayan birçok hesaplama yönteminin temelinde, malzemenin elastik ötesi davranışının gerçekçi olarak ele alınmasına olanak veren Statik İtme Analizi (Pushover Analizi) mevcuttur. Sabit bir düşey yük ve adım adım arttırılan yatay yüklerin etkisindeki yapının kapasite eğrisi (Taban Kesme Kuvveti – Yer Değiştirme) oluşturulur. Göçme deformasyonuna ulaşıncaya kadar kesme kuvvetine maruz kalan yapının deprem sonrası oluşacak hasar durumu yani performansı belirlenir. Modern deprem tasarım yönetmeliklerinde önerilen ve yukarıda bahsedilen doğrusal olmayan analizlere dayanan Performansa Dayalı Tasarım Yöntemi, depreme maruz kalan bir yapıda oluşan hasarların öngörülen performans seviyeleriyle karşılanması şeklinde açıklanan genel bir tasarım anlayışıdır. Başta FEMA-356 olmak üzere birçok yönetmelikte performansa dayalı tasarım için hesaplama prosedürleri önerilmiş ve birbirine yakın sonuçlar veren yaklaşımlar geliştirilmiştir.

Depreme dayanıklı yapı tasarımında amaç, muhtemel bir depremi olabildiğince az can ve mal kaybı ile atlattır. 1998'de kullanılmaya başlanan Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (ABYYHY)'de uygun olarak projelendirilen bir yapının hedeflenen davranışı şöyle izah edilmiştir;

“Hafif şiddetteki depremlerde binalardaki yapısal ve yapısal olmayan sistem elemanlarının herhangi bir hasar görmemesi, orta şiddetteki depremlerde yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda oluşabilecek hasarın onarılabılır düzeyde kalması, şiddetli depremlerde ise can kaybını önlemek amacı ile binaların kısmen veya tamamen göçmesinin önlenmesi şeklindedir”.

Mart 2007’de yürürlüğe konan ve ABYYHY’nin geliştirilmiş hali olan Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik’te (DBYBHY, 2007) de doğrusal olmayan hesap yöntemleri ve performansa dayalı tasarım konuları üzerinde önemle durulmuştur.

1.1 Çalışmanın Amacı

Son yıllarda yapılan araştırmalar ve depremlerde meydana gelen göçme mekanizmaları, mühendisleri lineer olmayan hesaplara yöneltmiştir. Lineer olmayan hesap yöntemiyle, yapının depremde göstereceği davranış daha önceden büyük oranda kestirilebilmekte, bunun neticesinde daha ekonomik ve güvenli çözümler ortaya konulabilmektedir. Bu yöntem hesaplama sistemlerinde giderek daha yaygın bir şekilde kullanılmaktadır. Bu doğrultuda, lineer olmayan hesap yönteminin tanıtılması, teorik altyapısının daha iyi anlaşılması ve yeterli sayıda örnekler sunulması büyük önem kazanmıştır.

Bu çalışmada Antakya’nın yapı dokusunu temsilen seçilen binaların statik itme analizi yöntemi ile performansının belirlenmesi amaçlanmaktadır.

2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Doğrusal olmayan itme analizinin gelişimi ile ilgili daha önce yapılan çalışmalar aşağıda ifade edilmektedir. Bu çalışmalar yöntemin gelişmesi açısından önem arz etmektedir.

Yapıların doğrusal olmayan davranışlarının belirlenmesi, kullanılan sonlu elemanlar yöntemlerinin ve diferansiyel bağıntıların oldukça yorucu ve karmaşık işlemler içermesi nedeniyle yakın zamana kadar pratikte incelenebilecek bir konu olamamıştır. Deprem mühendisliğinde doğrusal olmayan analizin yaygın olarak kullanılması, son yıllarda bilgisayarların hesaplama hızlarının artmasıyla doğru orantılı olarak artmıştır. Doğrusal olmayan statik hesap yöntemleri temel olarak, yapının yatay yük taşıma kapasitesini ifade eden kapasite eğrisinin belirlenmesini, bu eğriden yararlanarak göz önüne alınan deprem için yapının elastik olmayan maksimum deplasmanının yani deplasman talebinin hesaplanmasını ve bu deplasman değerine kadar statik olarak itilmiş bir yapının performansının belirlenmesini içermektedir (Özer, 2006). Doğrusal olmayan yapı analiz ve tasarım yöntemleri hakkında özellikle son 25 yılda önemli adımlar atılmış olmasına rağmen konunun gelişme ve ilerleme süreci günümüzde de devam etmektedir.

Doğrusal olmayan statik analiz hesaplamalarının uygulanabilmesi için yüksek serbestlik dereceli yapı sistemlerinin sadeleştirilerek tek serbestlik dereceli sistemlere indirgenmesine ihtiyaç vardır. Bu tek serbestlik dereceli sistem, yüksek serbestlik dereceli sistemin genel tepki karakteristiklerini tam olarak temsil edebilmelidir. Tek serbestlik dereceli sistemlerin Deprem Simulatörleri ile yapılan testleri sonucunda, rijitliği azaltılmış ve sünekliği artırılmış elastik bir tek dereceli sistem kullanılması ile sistemlerin elastik olmayan davranışlarının tanımlanmasının mümkün olduğu gösterilmiştir (Gülkan ve Sözen, 1974). Gülkan ve Sözen'in yöntemi daha sonraları Shibata ve Sözen (1976) tarafından geliştirilmiş ve yüksek serbestlik dereceli yapılar için Substitute - Structure Metodu önerilmiştir. Bu metod; betonarme çerçeveli yapılar için tasarım kuvvetlerinin, tasarım spektrumu ile ifade edilen deprem enerjisi ve cinsine bağlı olarak belirlenmesinde kullanılmaktadır. Bu yöntem aslında bir analiz yönteminden çok bir tasarım yöntemidir. Konusu ise yapı bileşenlerinin, izin verilen en

büyük tepki deplasmanı değerini aşmadan gösterebilecekleri en kritik dayanımı bulmaktır. Bu yöntem daha sonra Priestley ve Kowalsky (2000) ve Priestley (1993; 2003) tarafından Doğrudan Deplasmana Dayalı Tasarım Yaklaşımı'nın geliştirilmesinde kullanılmıştır.

Saiidi ve Sözen (1981) tarafından Q modeli önerilmiştir. Bu modelde yapının her bir elemanındaki moment-eğrilik ilişkisinin, günümüzde kullanılan taban kesme kuvvetinin aksine yüksek serbestlik dereceli sistemlerin çatı deplasmanı-moment eğrisinden türetilbileceği gösterilmektedir. Bu eğri, tek serbestlik dereceli bir sistemin kuvvet deplasman karakteristiklerinden türetilen bir eğri ile tasavvur edilmektedir. Daha sonra Fajfar ve Fischinger (1988) Q modeline farklı bir yorum getirerek N2 Yöntemi'ni ileri sürmüşlerdir. N2 yöntemi yapıların sismik analizi için yaklaşık ve basit bir elastik ötesi yöntemdir. Burada N, doğrusal olmayan analizi; 2 ise iki matematiksel model olduğunu ifade eder. Bu yöntem yüksek serbestlik dereceli modellerde kullanılan Statik İtme (Pushover) analizi ile bu modelle eşdeğer olan tek serbestlik dereceli modellerde kullanılan tepki spektrumu analizini birleştirmektedir.

Freeman (2005), ilk kez Blume ve ark. (1961) tarafından yazılmış (Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions) Çok katlı betonarme yapıların deprem hareketlerine göre tasarımı kitabında ele alınmış olan elastik olmayan sismik tasarım için "Yanal Yük-Statik Sapma" diyagramının (Pushover eğrisi) oluşturulması hakkında bazı yöntemler ileri sürmüştür. 1970'lerin başlarında, bu teknik geliştirilmiş ve Puget Boğazı Askeri Tersanesindeki pilot sismik risk projesi için hızlı bir değerlendirme yöntemi olarak kullanılmıştır. Bu, literatüre Kapasite Spektrum Yöntemi olarak geçmiştir. Kapasite Spektrumu Yöntemi yapının deprem yer hareketlerinin neden olduğu deformasyon ve kuvvetlere gösterdiği direnç yeteneğinin belirlenmesinde ve yapının dayanabilirliğinin tahmininde kullanılan yaklaşık bir elastik ötesi analiz yöntemidir. Prosedür, incelenecek binanın Kuvvet-Deplasman veya İvme-Deplasman eğrisinin hesabı ile bu eğrinin özel bir deprem için hesaplanan talep spektrumuyla mukayesesini içermektedir (Mahaney ve ark., 1993). Daha büyük mod etkilerinin hesaplanması amacıyla basit bir Çoklu Modal Statik itme (Pushover) prosedürünün kullanılması önerilmiştir (Paret ve ark, 1996; Sasaki ve ark, 1998). Ayrıca, Chopra ve Goel (2001), bir Modal Pushover Analizi tekniği ortaya koymuştur.

Kapasite spektrumu metodu, Modal Pushover analizini de kapsayacak şekilde şu adımları izler,

1. Bina modellemesinin yapılması, mod şekillerinin ve periyotların bulunması,
2. İlgili sabit yatay yüklemelerin ve doğrusal mod şekillerinin belirlenmesi,
3. Araştırılan modlar için Statik itme(Pushover) analizinin yapılması,
4. Her bir Statik İtme (Pushover) analizi için kapasite eğrisinin çıkarılması,
5. Oluşturulan kapasite eğrisinin Spektral İvme Katsayısı - Spektral Deplasman eğrisine dönüştürülmesi,
6. Spektral talep formatına çevrilmiş eğrinin çizilmesi,
7. Kapasite ve talep eğrilerinin karşılaştırılması.

Moghadam (2002) Statik itme (Pushover) prosedüründeki daha büyük mod seviyelerinden de etkilenen yüksek binaların maksimum sismik taleplerinin bulunabilmesi amacıyla Pushover Results Combination yöntemini önermiştir. Bu yaklaşım Statik İtme (Pushover) analizinde yüklemeler sonucu binalarda oluşan mod şekillerinin hesabına dayanmaktadır. Bu yöntemde, tekil Statik İtme (pushover) analizlerinden elde edilen deplasmanlar ve kat ötelenmeleri gibi farklı tepki parametreleri, nihai değerleri elde etmek için bir kombinasyon kuralı kullanılarak birleştirilir.

Yapıların elastik olmayan davranışı nedeniyle oluşan yerel mekanizmaların biçimi sistem rijitliğini büyük ölçüde azaltır. Bunu göz önüne alarak, tasarlanmış veya zamanla değişen yüklemeler, nonlinear analizde daha güvenilir hesap adımları oluşturmak isteyen araştırmacıları uğraştırmaktadır. İlk olarak tümüyle tasarım yüklemelerinden faydalanan bir yöntem Bracci ve ark. (1997) tarafından sunulmuştur. Sunulan çalışmada kapasite spektrum yöntemi, tasarlanmış Pushover analizi ile elde edilen potansiyel ara kat mekanizmasının etkilerini ve süperpozisyon modeli kullanılarak her bir katta ayrı ayrı bulunabilen performans değişimlerini kapsayacak şekilde genişletilmiştir. Prosedür, dinamik analiz programı IDARC ile bulunan sonuçlarla uyumlu değerler vermiştir.

Krawinkler ve Seneviranta (1998) tarafından yapılan çalışmada, doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi yöntemlerinin dayandığı temel ilkeler özetlenmiş, yöntemlerin hassasiyeti değerlendirilmiştir. Ayrıca Gupta ve Kunnath (2000), yüksek modların etkilerini hesaplamaya olanak veren ve yerel yönetmeliklerdeki hataların giderilmesini sağlayan; “modal” zemin özelliklerine dayalı bir Pushover analizi yöntemi

sunmuşlardır. Kunnath'ın yönteminde bahsetmeye değer olan şey, yapının dinamik özelliklerindeki ani değişimlere bağlı olarak uygulanan yüklemelerin de devamlı değişmesidir. Bu yüklemeler her bir n moduna uygulanabilir. Sonuçta, binanın taban kesme kuvvetinin hesaplanması için önerilmiştir. Maheri ve ark. (2003) farklı elemanlarla güçlendirilmiş çelik ve betonarme çerçevelerin artımsal itme sonucu davranışlarını laboratuvar ortamında belirlemişlerdir.

Moghadam ve Tso (1995) tarafından yapılan çalışmada, simetrik olmayan yüksek katlı yapı sistemlerinde deprem esnasında büyük hasarlara neden olan burulma düzensizliğinin hasar seviyesine etkisini göstermek üzere, simetrik olmayan yapılarda doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi yöntemlerinin kullanımı üzerinde durulmuştur. Ayrıca burulma düzensizliğine sahip çok katlı yapıların hasar potansiyellerinin belirlenmesi için basitleştirilmiş bir yöntem geliştirilmiştir. Çalışmada yapıların deprem sırasındaki davranışlarında birinci mod etkilerinin hâkim olduğu gözlemlenmiştir.

Bir diğer tasarım yükleme uygulaması, yakın zamanda bir grup araştırmacı tarafından öne sürülmüş, geliştirmiş ve Elnashai (2001) tarafından tanıtılmış; tamamıyla yeni özelliklere sahip bir yöntemdir. Bu tekil Statik İtme (Pushover) analizi algoritması, çok sayıda mod içermekte ve analizin her bir adımındaki (ya da önceden belirlenmiş bir adımdaki) kuvvet dağılımının değişimine bağlı olarak sistem derecesindeki küçülmenin ve periyotlardaki büyümenin hesaplanmasına imkân vermektedir. Yapının dinamik özellikleri, her bir analiz adımında ani yapısal rijitlik durumunu da hesaba katan Eigenvalue analizi ile bulunur. Araziye -veya kayıtlara- özel spektral şekiller, yapıya gelmesi ve farklı titreşim modları oluşturması beklenen yer hareketlerinin hesaplanan dinamik etkilerine göre ölçeklendirilen kuvvetlere bakılarak açıkça tespit edilebilir. Son olarak, Papanikolaou ve Elnashai (2005; 2006) Statik İtme (Pushover) uygulamaları için daha güvenilir bir prosedür geliştirmişlerdir. Bu, Lif modeline dayalı ve değişken durumlara kendiliğinden uyum sağlayan bir yaklaşımdır. Bu yaklaşıma göre, yatay yükler analiz sırasında sabit kalmaz ve yapının elastik olmayan periyotlarına uyan ani mod şekillerinin kombinasyonunu temel alarak devamlı artarlar. Bu mod şekilleri, o anda geçerli olan tanjant rijitlik matrisinin Eigenvalue analizi ile çözülmesinden bulunabilir. Prosedür, Urbana – Champaign'deki Illinois Üniversitesi - Newmark laboratuvarlarında geliştirilen Zeus-NL paket programına uygulanmıştır.

Ayrıca, Antoniou ve Pinho (2004a, 2004b) Statik İtme (Pushover) prosedürlerine uyumlu deplasmana dayalı bir yöntem önermiş ve SeismoStruct'ta (SeismoSoft, 2006), "Çerçeve Yapıların Sismik Analizi İçin Lif Modelli Sonlu Elemanlar" programı geliştirmişlerdir. Bu yöntemde, kuvvetleri temsil edecek şekilde uygulanan yatay deplasmanlar, tekdüze bir şekilde binaya uygulanmakta ve ilerleyen rijitlik azaltmaları ile büyük mod etkileri açıkça hesaplanabilmektedir.

Yakın zamanda, Artımlı Talep Spektrumu Analizi olarak bilinen; çatı deplasmanı, kat ötelenmeleri, plastik mafsallı dönmeleri gibi ana inelastik tepki niceliklerini daha doğru olarak hesaplayabilen ve birçok alternatif Statik İtme (Pushover) analizi yönteminin gelişmesinde çok büyük bir katkı sağlayan bir yöntem, Aydınoğlu (2003) tarafından ortaya konmuştur. Bu yöntemin ardındaki ana fikir Gupta ve Kunnath (2000) tarafından geliştirilen prosedürün bir uygulamasıdır. Sunulan Artımlı Talep Spektrumu Analizi yöntemi, modal histerezis kapalı eğrisinin idealize edilmiş kısmında tanımlanan modal kapasite diyagramının yaklaşık olarak geliştirilmesine dayanmaktadır. Modal kapasite diyagramı, Pushover-History analizi olarak adlandırılan doğrusal yöntemde ani modal inelastik spektral deplasmanların tahmininde kullanılır.

Bahsedilmeye değer bir diğer yöntem ise yapıların sismik talep ve kapasitesi tahminlerinin doğrulanması için öne sürülen Artımlı Dinamik Analiz yöntemidir (Vamvatsikos ve Cornell, 2002). Bu yöntem, her bir değişik şiddet seviyesinden kayıtların ölçeklendirilmesi ile elde edilen bir dizi kayıt için yapı modelinin lineer olmayan zaman tanım alanı analizi sonuçlarını birleştirmeye yaramaktadır. Benzer şekilde, Mwafy ve Elnashai'de (2001), bir dizi Statik İtme (Pushover) analizi ve artımlı dinamik hasar analizi ile hesaplamalar yaparak geçerliliklerinin araştırılması ve Statik İtme (Pushover) analizi yönteminin uygulanabilirliği konusunda çalışmışlardır.

Statik İtme analizi (Pushover) analizine dayalı hesap anlayışı ve kullanılan yöntemler hâlâ tartışmalara konu olmasına rağmen yakın zamanda depreme karşı yapı tasarımında en etkin ve yaygın metotlardan biri olacağı kabul edilmektedir.

1994 yılında Lawson R.S. , Vance V. , Karwinkler H. tarafından doğrusal olmayan statik artımsal itme analiz yöntemlerinin hangi durumlarda ve nasıl kullanılması gerektiği konusunda detaylı bir çalışma yapılmıştır. Doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi yöntemlerinin getirdiği sınırlamalar ve bu yöntemlerin

uygulanmasında karşılaşılan temel sorunlar ve yatay yük dağılımına bağlı olarak analiz sonuçlarının değişimi üzerinde durulmuştur.

Tso W.K ve Moghadan A.S. 1996 yılında eksantrik çok katlı yapıların hasar potansiyellerinin belirlenmesi için basitleştirilmiş bir yöntem geliştirmişler, çalışmada yapıların deprem sırasındaki davranışlarında birinci mod etkilerinin hâkim olduğu kabul edilmiştir.

Kılar V. ve Fajfar P. 1997’de yaptıkları çalışmada, aralarındaki oran sabit kalacak şekilde artmakta olan yatay yükler etkisindeki yapıların doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi için bir yöntem geliştirmiştir. Yöntemde yapıların düzlemsel makro elemanlardan oluştuğu kabul edilmiştir. Her bir düzlemsel makro eleman için doğrusallaştırılmış taban kesme kuvveti-tepe noktası yer değiştirmesi ilişkisi dikkate alınmıştır. Buna göre adım adım işlem yapılarak tüm yapı sistemi için toplam taban kesme kuvveti-tepe noktası yer değiştirmesi ilişkisi hesaplanmıştır.

Krawinkler H. ve Seneviranta G.D.P.K. tarafından 1998’de yapılan çalışmada, doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi yöntemlerinin dayandığı temel ilkeler özetlenmiş, yöntemlerin hassasiyeti değerlendirilmiştir.

Sasaki K.K., Freeman S.A. ve Paret T.F. tarafından 1998’de yüksek mod etkilerine bağlı olarak yapılan göçme mekanizmalarını belirlenmesine yardımcı olacak, yüksek mod esaslı doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi yöntemi geliştirilmiştir. Yöntem kullanılmakta olan doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi yöntemlerinin kolaylıklarını devam ettirerek, bu analizlerin yüksek mod etkilerinin de kapsayacak şekilde genişletilmiş halidir.

3. MATERYAL VE YÖNTEM

Bu tez çalışmasında Antakya bölgesinde incelenmek üzere seçilen 3 adet betonarme yapının sismik performans seviyelerinin belirlenmesi amaçlanmıştır. Yapılar 1975 deprem yönetmeliğine göre tasarlanmış olup, Antakya bölgesindeki genel konut tipi yapıları temsil edecek şekilde seçilmiştir. Performans seviyeleri bulunan binalardan yola çıkarak Antakya şehri genelindeki konut tipi binaların olası bir depremdeki hasar seviyeleri hakkında bir fikir elde edilmeye çalışılmıştır.

Hesaplamalarda başta ATC-40 ve FEMA-356 yönetmeliklerinde yapıların depreme karşı tasarımı için önerilmiş ve hesaplama adımları açıklanmış yöntemlerden biri olan Kapasite Spektrumu Yöntemi kullanılmıştır. Yapıların performanslarının belirlenmesinde 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan (475 yılda bir gelebilecek) bir tasarım depremi esas alınmıştır. Binalar, doğrusal olmayan deprem hesaplamalarının yapılmasına olanak veren ETABS yapı analizi programı ile projelerine uygun olarak modellenmiştir.

Günümüzün modern yapı tasarım yönetmelikleri, olası deprem etkilerine karşı projelendirilecek yapılarda malzemelerin doğrusal olmayan davranışlarını esas alan çözüm yöntemlerinin kullanılmasını önermektedir. Bu yöntemlerden bahsetmeden önce malzemelerin doğrusal ve doğrusal olmayan davranışlarının ne anlama geldiğinin doğru bir şekilde kavranması gerekir.

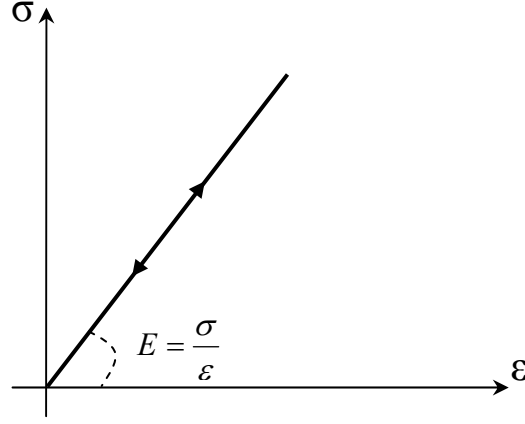
3.1. Malzemelerin Davranış Modelleri

Malzemelerin yük etkisi altındaki gerçek davranışlarının anlaşılabilmesi, hesaplanabilmesi ve bazı durumlarda gerçeğe en yakın sonuçlara ulaşılabilmesi amacıyla bir takım ideal sistemlerin oluşturulmasına ihtiyaç duyulmuştur. Bu çalışmada tek eksenli gerilme altındaki bir kesit için kabul edilen bazı davranış modelleri kısaca açıklanmıştır.

3.1.1. İdeal Elastik Davranış

Malzemeye bir kuvvet uygulanması durumunda şekil değiştirmelerin ortaya çıkması, kuvvet etkisi kalktığında ise malzemenin eski şekline tam olarak dönebilmesi

halidir. Malzemenin üstündeki kuvvet etkisi arttığı sürece birim şekil değiştirmeler de doğrusal olarak artar. Gerilme – Şekil değiştirme oranı değişmediği için elastisite modülü daima sabittir (Şekil 3.1.).



Şekil 3.1. İdeal elastik malzemede Gerilme – Şekil değiştirme ilişkisi.

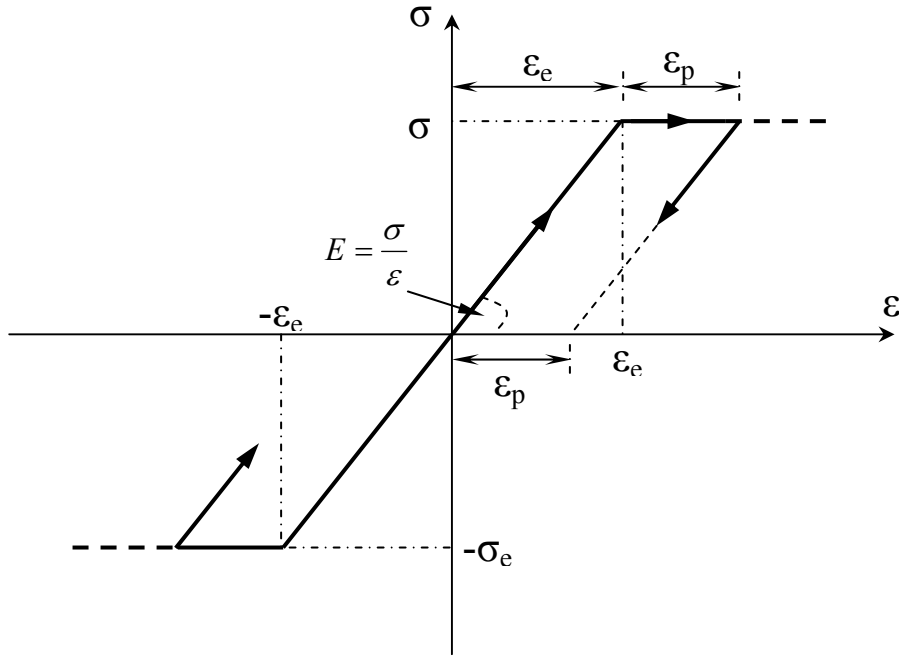
3.1.2. İdeal Elasto-Plastik Davranış

Bu davranışı gösteren malzemenin imal edilen kesitin Gerilme – Şekil değiştirme eğrisinin,

$$0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_e \text{ aralığında } \sigma = E \cdot \varepsilon \quad (3.1)$$

$$\varepsilon_e \leq \varepsilon \leq \infty \text{ aralığında } \sigma = \sigma_e \quad (3.2)$$

Şeklinde iki doğru parçasından oluştuğu varsayılır. Burada σ_e değeri akma gerilmesini temsil etmektedir. Yükleme yapılması durumunda akma gerilmesine kadar elastik özellik gösteren malzeme, bu gerilmeye ulaşılması ile tüm dayanımını kaybeder. Gerilmede artış olmamasına rağmen çok büyük şekil değiştirmelere uğrar. Yüklemin kaldırılması ile kesit eski şekline dönmeye çalışır ancak yalnızca elastik şekil değiştirmeler geri dönebilir. Plastik şekil değiştirmeler ise kalıcı olur. Malzemenin çekme ve basınç gerilmeleri altında aynı özellikleri gösterdiği kabul edilir (Şekil 3.2.). Basit eğilme etkisindeki dik kesitin şekil değiştirdikten sonra da düzlem olarak kaldığı (Bernoulli - Navier hipotezi); kesme kuvvetinin eğilme ve uzama şekil değiştirmelerine etkisinin ihmal edilebileceği varsayımları yapılmaktadır.

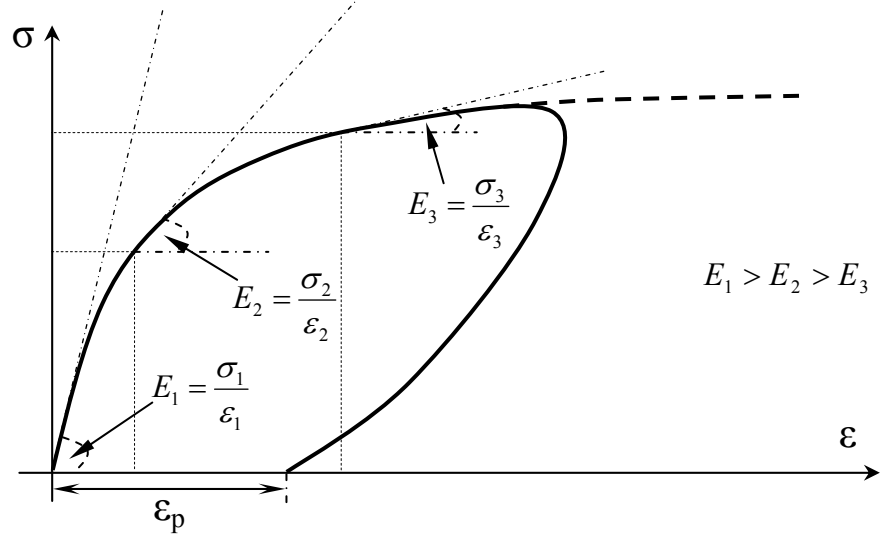


Şekil 3.2. İdeal Elasto-Plastik malzemede Gerilme – Şekil değiştirme ilişkisi. (K.Teköz-2009)

3.1.3. Doğrusal Olmayan Elasto-Plastik Davranış

İdeal Elasto-Plastik davranışta olduğu gibi malzemeye bir kuvvet uygulanması halinde artan şekil değiştirmelerin ortaya çıkması, ama kuvvet etkisi kalktığında malzemenin eski şekline tam olarak dönememesi halidir. Bu davranış türünde malzeme küçük gerilme değerlerinde elastik davranışa benzer hareket etmekteyken, gerilmeler büyüdükçe birim şekil değiştirmelerde doğrusal olmayan artımlar görülmektedir. Gerilme – şekil değiştirme oranı her bir adımda azalan bir eğimle artmaktadır. Bu da malzemeye kuvvet etki edilmesi ile elastisite modülünün azaldığı anlamına gelir.

Kuvvetin kaldırılması sonucu elastik şekil değiştirmeler geri dönerken plastik şekil değiştirmelerin önemli bir kısmı kalıcı olmaktadır (Şekil 3.3.). Yükleme etkisindeki betonarme malzemenin davranışını gerçeğe en yakın olarak yansıtan davranış modelidir.



Şekil 3.3. Doğrusal olmayan Elasto-Plastik malzemede Gerilme – Şekil değiştirme ilişkisi (K.Teköz-2009)

3.2. Doğrusal olmayan davranış

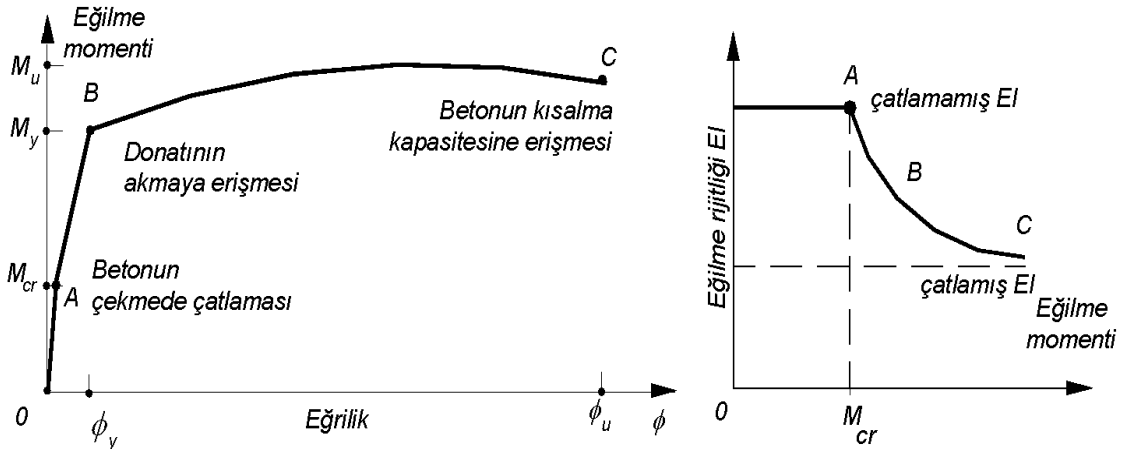
Betonarme yapıların tasarımında doğrusal olmayan davranışın kullanılması oldukça eskidir. Ancak, betonarme malzemesinin daha yakından tanınması ve bunun yanında bilgisayar teknolojisinin gelişerek sayısal hesabı mümkün kılması, doğrusal olmayan davranışın daha ayrıntılı ve gerçekçi biçimde göz önüne alınmasını sağlamıştır. Özellikle Deprem Yönetmeliği (2007) bu davranışın daha yaygın olarak kullanılmasını gerektirmektedir.

3.2.1. Betonarme kesitte eğilme etkisi

Eğilme momentinin küçük değerleri için betonda basınç ve çekme gerilmeleri meydana gelirken, donatı elastik davranır. Bütün beton kesiti davranışta etkili olduğu için donatının katkısı bu devrede sınırlı olur. Kesitin eğilme rijitliğine beton kesitinin elastiklik modülü ve brüt atalet momenti etkili olur. Momentin artmasıyla çekme bölgesindeki beton çatlar ve çatlak tarafsız eksene doğru ilerler. Betonun çatlaması moment-eğrilik değişiminde küçük de olsa ilk doğrusal davranıştan ayrılmayı doğurur. Gerçekte betonun doğrusal olmayan davranışı artan gerilmelerle yavaş yavaş belirgin duruma gelir. Eğilme momenti artarken, beton basınç gerilmeleri dağılışı doğrusal

olmayan bir değişimle oluşur ve donatı akma gerilmesine ulaşır. Momentin bu değeri M_y Akma momenti olarak bilinir.

Momentin artması ile donatı plastik uzama yaparken, betonda da doğrusal olmayan değişim çok daha belirgin duruma gelir. Genellikle donatının uzama kapasitesi büyük olduğü için, güç tükenmesi betonun en büyük kısalma kapasitesine erişmesiyle ortaya çıkar ve kesit taşıma gücüne erişir.

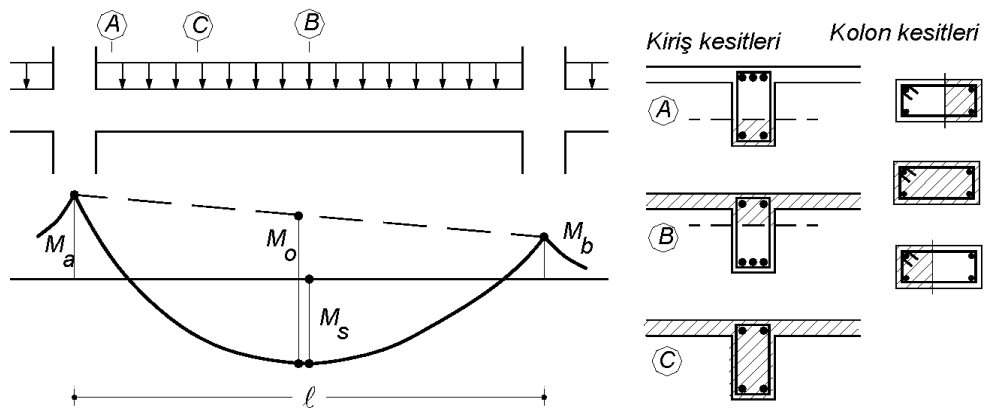


Şekil 3.4. Betonarme kesitte eğilme momenti-eğrilik ilişkisi

Bir kesitte $M - \phi$ moment-eğrilik değişiminde yataya yakın kolun uzun olması, yani kesit güç tükenmesinin sünek olması çekme donatısının miktarına bağlıdır. Kesitin çekme donatısının dengeli donatıdan daha büyük olması durumunda donatı akmaya erişmeden beton ϵ_{cu} en büyük kısalmasına ve kesit de güç tükenmesine erişir. Bu durumda $M - \phi$ moment-eğrilik değişiminde belirgin yatay kol ortaya çıkmaz ve güç tükenmesi sünek değil gevrek olarak meydana gelir. Kesitin eğilme rijitliği $EI = M/\phi$ olarak tanımlanır. Başlangıçtaki eğilme rijitliğine brüt beton kesiti etkili olur. Şekil 3.4'te görüldüğü gibi, momentin artması ile çekme bölgesindeki beton çatladığı için eğilme rijitliğinde azalma görülür. Bu bölümdeki eğilme rijitliğine çekme donatısı da etkili olur. Güç tükenmesine yakın durumda $M - \phi$ değişimi yataya yakın olduğü için eğilme rijitliği çok küçülür. Bu davranış plastik malzeme davranışına benzediğı için, donatının dengeli donatıdan daha küçük olduğü sünek güç tükenmesi durumunda, kesitte plastik mafsal kabulünün kullanılabilceğı ortaya çıkar.

3.2.2. Betonarme Kesitin Eğilme Rijitliği

Betonarme taşıyıcı sistemler düşey ve yatay yükler altındaki çözümünde kesit rijitliklerine iki bakımdan ihtiyaç duyulur. Birincisi hiperstatik sistemde kesit etkilerinin elemanlardaki değişiminin bulunmasında kesitlerin birbirine göre görece rijitlikleri kullanılır. İkincisi ise, yerdeğiştirmelerin hesabında kesit rijitliklerinin değerlerinin bilinmesi gerekir. Genellikle betonarme taşıyıcı sistemlerde kesit rijitliklerinden eğilme rijitliği diğerlerine göre daha çok etkili olur. Betonarme kirişler döşeme ile beraber döküldüğü için, kesit eğilme rijitliklerinin hesabında tablalı kesitlerde etkili tabla genişliği için yapılacak kabul de sonucu değiştirir. Eğilme momentinin artması ile daha büyük tabla bölümünün kiriş kesiti ile etkileşime girmesi ve bu açıdan eğilme rijitliğinin artması beklenir. Eğilme momenti-eğrilik ilişkisinde momentin küçük olduğu durumda çatlama meydana gelmeyecek ve eğilme rijitliğine çatlama kesitin atalet momenti ve betonun elastiklik modülü etkili olur. Momentin büyümesiyle bazı kesitlerde çatlama meydana gelirken arada çatlama kesitleri de bulunur. Çatlak kesit sayısının artması ile eğilme rijitliği düşer ve asimptotik olarak çatlama kesit rijitliğine yaklaşır. Küçük eğilme momentleri için çatlama kesit rijitliği etkili olurken, eğilme momentinin artmasıyla bu değer hızla küçülerek çatlama kesit eğilme rijitliğine iner.



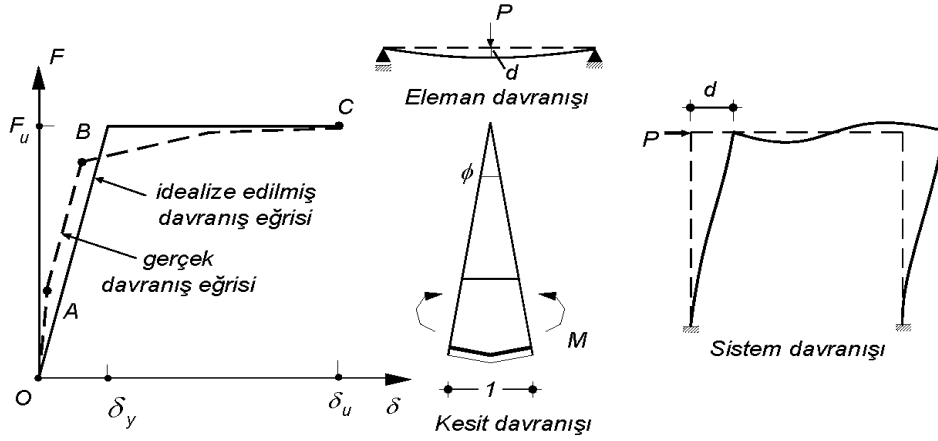
Şekil 3.5. Sürekli kirişte ve kolonda değişik kesit durumları

Şekil 3.5'te görüldüğü gibi, sürekli kirişin mesnedinde basınç bölgesi kesitin alt bölümünde olup, üstteki çekme bölgesi eğilme momentinin değerine bağlı olarak

çatlamış durumda olabilir. Açıklık kesitinde ise, geniş bir basınç bölgesi üstte ve muhtemelen çatlamış olan çekme bölgesi alttadır. Geometrik boyutlar yanında donatı miktarı ve momentin değeri de kesitin çatlayıp çatlamadığına ve tarafsız eksenin yerine etkili olur. Ayrıca, Şekil 3.5'te görüldüğü gibi, çatlamış kesitler arasında çatlamamış bölümler bulunacağı unutulmamalıdır. Mesnet ve açıklık kesitleri arasında eğilme momentinin küçük olduğu kesitlerde ise çatlama söz konusu olmayacaktır. Donatı ve eğilme momenti kiriş boyunca değiştiği için, atalet momenti, dolayısıyla eğilme rijitliğinin hesabı oldukça karmaşık ve zordur.

3.2.3. Süneklik

Süneklik, bir elemanın veya bir taşıyıcı sistemin, dış yükte önemli bir değişme olmaksızın, elastik sınırın ötesinde şekil değiştirme, dolayısıyla yer değiştirme yapma yeteneği olarak tanımlanabilir. Sayısal tanımı, güç tükenme durumu ile elastik sınır yerdeğiştirme'nin oranı olarak yapılır: $\mu = \delta_u / \delta_y$. Süneklik herhangi bir etki ve karşı gelen şekil değiştirme için tanımlanabilir. Şekil 3.6'da F bir etkiyi ve δ karşı gelen yer değiştirmeyi göstermektedir. F_u yükün en büyük değerine ve δ elastik davranışın sona erdiğine akma yerdeğiştirmesine ve δ_U maksimum yerdeğiştirmesine karşı gelmektedir. Eğilme momenti etkisi altındaki bir kesite karşı gelen şekil değiştirme eğrilik kabul edilerek, kesit eğrilik sünekliği tanımlanabilir.. Bunun gibi ortasında yüklü bir kirişte düşey yük ve düşey yerdeğiştirme ilişkisi göz önüne alınarak eleman düşey yerdeğiştirme sünekliği ve yatay yüklü bir çerçeve göz önüne alınarak taşıyıcı sistem yatay yerdeğiştirme sünekliği tanımlanabilir. Seyrek meydana gelecek şiddetli deprem etkisinin, yapının elastik ötesi şekil değiştirerek karşılaması öngörülür. Böyle bir durumda ise elastik olmayan davranış önem kazanır. Yapının elastik sınırı geçip, sünerek kesit zorlarında önemli artmalar olmadan şekil değiştirme yapması beklenir. Bu yolla depremin dinamik etkisi elastik ötesi ve geri dönüşümlü olmayan enerji türüne dönüştürülerek yutulmakta ve sönümlenmektedir. Elemanın yüklenmesi durumunda sünme bölgesinin uzun olması ve tekrarlı yön değiştiren yükleme durumunda ortaya çıkan çevrimlerin geniş olması ile süneklik artar.



Şekil 3.6. Kesit, eleman ve sistem etki-şekil (yer) değiştirme ilişkisi

Süneklik, güç tükenmesi sırasında elastik olmayan büyük şekil veya yerdeğiştirmelerin ortaya çıkması olarak da görülebilir.

Bir yapı sünekse, deprem sırasında zeminden yapıya iletilen enerjinin büyük bir kısmı, elastik sınırın ötesindeki büyük genlikli titreşimlerle yapının dayanımını önemli bir kayba uğratmadan, yutulur. Süneklik sayesinde, yüklemenin aşırı artmasında akmaya ulaşan kesitlerde plastik şekil değiştirmelerle enerji alınırken, iç kuvvetlerin daha az zorlanan kesitlere dağılması sağlanır. Bu arada, sünekliğin müsaade edilen hasarla orantılı olduğu unutulmamalıdır. Tasarımı iyi olan sünek bir taşıyıcı sistemde deprem enerjisi, göçmeden uzak kalınarak kontrolü hasarlarla karşılanmış olur. Sünekliğin sonucu olan plastikleşme bölgelerinin meydana gelebilmesi için sistemin yüksek mertebeden hiperstatik olması gerekir. Yapıda büyük hasarların ve toptan göçmenin önlenmesi, taşıyıcı sistemin yatay yük dayanımının büyük bir kısmını büyük elastik ötesi yerdeğiştirmelerle devam ettirebilmesi ile mümkündür. Taşıyıcı sistemin veya elemanlarının veya kullanılan malzemenin elastik ötesi davranışı süneklikle mümkündür. Şekil ve yerdeğiştirmeler artarken, dayanımının önemli bir kısmını sürdürme özelliği de süneklikle mümkündür.

Taşıyıcı sistemin sünek davranış göstermesi için kullanılan malzemelerin gerilme altındaki davranışlarının sünek olması gerekir. Betonarme kesitlerde betonun gevrek davranışı donatı kullanılarak kabul edilebilir ölçüde sünek duruma getirilebilir. Ancak, donatının katkısının düşük olduğu, normal kuvvetin etkili olduğu veya kesitte basınç gerilmelerinin meydana gelip, kesitin güç tükenmesine erişmesinde sadece betonun

etkili olduğu durumlarda boyuna donatının kullanılması önemli bir süneklik sağlamaz. Bu durumda basınç gerilmelerinin düşürülmesi, yani kesitin taşıyabileceği normal kuvvet değerine daha kısıtlı bir üst sınır öngörülür. Betonda sıklaştırılmış etriye düzeni ile yanal basınç oluşturarak, betonun basınç dayanımını ve özellikle en büyük birim kısalma değerini, dolayısıyla sünekliğini arttırmak mümkündür.

Betonarme elemanların eğilme momenti altında donatının akma gerilmesine erişmesi sonucu meydana gelen güç tükenmesi sünektir. Buna karşılık kesme kuvveti altında eğik çekme gerilmeleri veya eğik basınç gerilmelerinin betonda oluşturduğu güç tükenmesi gevrek olarak meydana gelir. Bunun gibi, donatı ile beton arasında aderansın sağlanmaması sonucu donatının betondan sıyrılması ile ortaya çıkan güç tükenmesi de sünek değildir.

3.2.4. TS500’de Doğrusal Olmayan Davranış

TS500’de betonarme yapıların tasarımında esas alınan güç tükenmesi durumları Şekil 3.7’de sırasıyla gösterilmiştir. Her bir tasarımda farklı kabuller ve sınır durumu söz konusu olduğu için, taşıyıcı sistem farklı yük hesaplanacaktır. Birinci sınır durumu bir elemanın kesitinde beton veya donatının gerilmesinin sınır duruma erişmesi olarak tanımlanmıştır. Bu durumun Elastik Hesap Yöntemine karşı geldiği söylenebilir. İkinci sınır durumu elemanda bir kesitin güç tükenmesi durumuna gelmesi şeklinde tanımlanabilir. Bu durum esas alınarak hesaplanacak yük, TS500 ve diğer yönetmeliklerde tanımlanan Taşıma Gücü Hesap Yöntemi ilkelerinin sonucu olarak ortaya çıkar. Eğer kritik olarak adlandırılan en çok zorlanan kesitlerde gerekli süneklik (kesit dönme kapasitesi) mevcutsa, dış yüklerin artırılması ile kritik kesitlerde plastik mafsallara kadar devam edilerek, sistemin taşıma kapasite yükü bulunur. Uygulanan işlem Taşıma Kapasitesi Hesap Yöntemi ile uyduğu söylenebilir. Benzer şekilde sistemde düşey yük mevcutken deprem yüküne benzer yatay yük adım adım yüklenerek Statik İtme Çözüm ile sistemin statik yatay yük kapasitesi bulunabilir.

Yukarıdaki yöntemlerle bulunacak yük sıra ile kesitteki malzemenin (donatı veya betonun), kesitin ve taşıyıcı sistemin sınır yükü olacaktır. Bu durumlardan hareketle tanımlanacak taşıyıcı sistem güvenliği farklı olacaktır. Bulunacak sınır yükleri sıra ile daha büyük olacaktır. Üçüncü yöntemde hesaplanan yük en büyük olmasına karşılık, bu

durumda daha çok kesit sınır duruma erişip plastik şekil değiştirmeler yapacaktır. Bu ise, betonarme kesitlerde betonun çatlaması ve donatının akmasına, yani sınırlı hasarın ortaya çıkmasına karşılıktır. Şekil 3.7’de verilen üçüncü durumda sistemin taşıma kapasitesi tam olarak ortaya çıkmaktadır. Burada hem malzemenin plastik davranışından faydalanılmakta ve hem de hiperstatik taşıyıcı sistemde kapasitesine erişen kesitlerin şekil değiştirerek daha az zorlanan kesitlerin katkısı sağlanmaktadır. TS500’ de Taşıma Gücü Hesap Yöntemi öngörülürken, yeniden dağılım ilkesi ile, sınırlı biçimde üçüncü yöntem kullanılarak taşınabilecek yükün artması sağlanır.

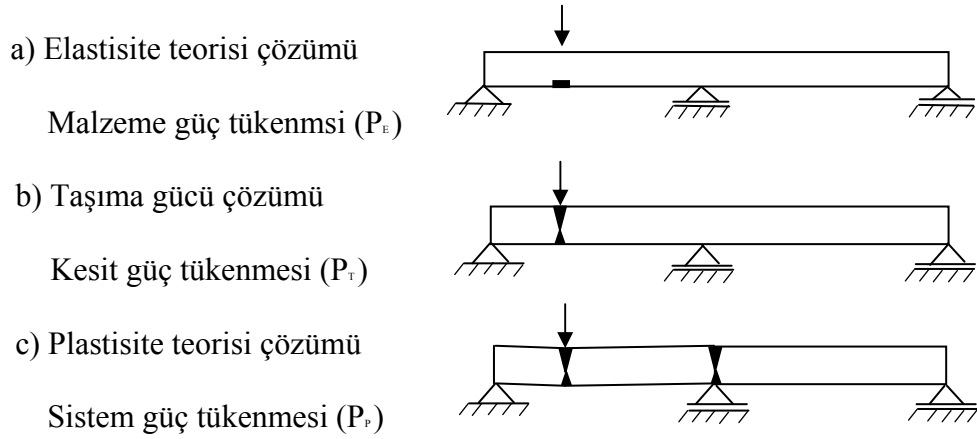
TS500 ve diğer betonarme yönetmeliklerinde kesit hesabında beton ve donatının elasto-plastik davranışı kullanılırken, taşıyıcı sistemin düşey ve yatay yükler altında elastik hesap yönteminin kullanılması uyumsuzluk olarak görülebilir. Plastisite Teorisi’nin bu durumla ilgili olan ana teoremi betonarme taşıyıcı sistemler için aşağıdaki şekilde ifade edilebilir: “Bir taşıyıcı sistem verilen bir yüklemeye ait statik bakımdan kabul edilebilir bir iç kuvvet durumu esas alınarak boyutlandırılırsa, bu sistemin taşıma gücü yükü, verilen yükten daha küçük değildir (Celep 2007).” Bundan dolayı, kesit etkilerinin bulunması için taşıyıcı sistem çözümünde verilen bir yükleme için kabul edilebilir iç kuvvet dağılımını veren elastik hesap kabullerinin kullanılması güvenli bir çözümdür. Kullanma yükü altında taşıyıcı sistemin davranışı doğrusal elastik çözüme çok yakındır. Ancak, yüklerin artması ile taşıyıcı sistemin davranışı elastik kabullerden uzaklaşırken, iç kuvvet dağılımında da değişiklikler olur. Sistemdeki en önemli etki olan eğilme momenti diyagramındaki değişiklik, taşıyıcı sistemin elastik ötesi şekil değiştirme yapabilmesine bağlıdır.

Plastik mafsallarda yeterli dönme kapasitesi varsa, güç tükenme yükü elastik hesapla bulunandan oldukça farklı olarak mesnet ve açıklık kesitlerinin moment taşıma gücüne bağlı olarak ortaya çıkar. Ancak, burada mesnetteki plastik mafsalin dönme kapasitesinin yeterli olmaması veya ortaya çıkan plastik mafsal dönmelerinin (beton ve donatıda elastik ötesi birim kısalma ve uzamalar) kabul edilebilir sınırın üzerinde olması, sistemde tam bir yeniden dağılımın ortaya çıkmasını önleyebilir. Bu nedenle moment diyagramının yeniden dağılım ilkesine uygun olarak değiştirilebilmesi ancak plastik mafsallarda yeterli sünekliğin sağlanmasıyla ve elasto-plastik şekil ve

yer değiştirmelerin kabul edilebilir düzeyde olmasıyla mümkündür. Kesitin tasarımında eğilme momenti değişiminde doğrusal elastik çözümlerin tasarımda esas alınmasıyla, kritik kesitler beraberce güç tükenmesi momentine erişme eğiliminde olacakları için, güç tükenme durumuna erişilmeden yeniden dağıtılması gereken moment azaltılmış olur. Bu suretle, kritik kesitlerde gerekli olan plastik dönmeler de küçük kalır ve genellikle kontrole ihtiyaç kalmaz. Ayrıca, doğrusal çözüm kabul edilerek, kullanma yükleri altında çelik ve beton gerilmelerinin ve bunlara bağlı olarak çatlak açılmalarının en düşük değerde tutulması sağlanmış olur. Doğrusal elastik çözüm için yaygın ve kullanışlı hesap yöntemlerinin geliştirilmiş olması, kullanımı için ayrı bir üstünlük teşkil eder.

Bu açıklamalardan, atalet momentinin kiriş boyunca değişimi için yapılacak kabule dayanan hemen her çözümden sonra bir moment dağılımı olacağı anlaşılmaktadır. Bu moment dağılımının oluşması ve kritik kesitlerin güç tükenmesi momentine erişmesi için yeterli sünekliğin sağlanmış olması gerekir. TS500 sünekliğin sağlanması şartıyla sürekli eğilme elemanlarında herhangi bir yükleme durumunda mesnetlerde bulunan negatif momentini belirli ölçüde değiştirilmesine izin vermektedir. Değiştirilmiş moment diyagramı iç ve dış kuvvetlerin dengesi sağlanacak şekilde oluşturulmalıdır. Bu ise, açıklık momentlerinin de denge koşulunu sağlayacak biçimde yeniden hesaplanmasına karşı gelir.

TS500' de momentin değiştirme (azaltma veya arttırma) oranı donatı oranına bağlı olarak en fazla %15 olarak verilmiştir. Kesitin sünekliğinin yani güç tükenmesi durumunda dönmesinin, çekme donatısının alanı ile ters ve basınç donatısının alanı ile doğru orantılı olduğu hatırlanırsa, TS500 de verilen koşulunun nedeni anlaşılır. Ayrıca, kesitte yeterli süneklik için donatının kenetlenmesinin sağlanmasının da önemli olduğu unutulmamalıdır.



Şekil 3.7. Betonarme taşıyıcı sistemde tasarıma esas olan sınır durum türleri,

3.2.5. Deprem Yönetmeliğinde Doğrusal Olmayan Davranış

Deprem Yönetmeliği, yapılacak binaların depreme dayanıklı tasarımında kuvvete dayalı yöntemler öngörmektedir. Tanımlanan deprem etkisinden ortaya çıkan iç kuvvetlerin kesitler tarafından karşılanması sözkonusudur. Mevcut binaların değerlendirmesi ve güçlendirilmesinde ise, genel olarak bu kural çerçevesinde kalınarak yeni binalara göre daha ayrıntılı ve farklı bir yaklaşım öngörülmüştür. Deprem Yönetmeliği'nde verilen bütün kayıtları aşağıdaki gibi üç ana bölümde toplanmaktadır.

- a. Yönetmelik binanın kullanım amacına ve bulunduğu deprem bölgesine, binanın taşıyıcı sisteminin özelliğine ve taşıyıcı sistemin statik ve dinamik parametrelerine bağlı olarak bir deprem etkisi tanımlar. Bu etki Tasarım Depremi olarak adlandırılır. Tasarım Depremi, orta şiddetteki bir deprem olarak ve Bina Önem Katsayısı $I=1$ olan binalar için, ilgili bölgede bu depremin 50 yıllık bir süre içinde aşılma olasılığı %10 olacak şekilde belirlenir. Burada 50 yıl binanın ömrü ile ilgili olmayıp, sadece kabul edilen bir ölçüdür. Tasarımda deprem etkisi taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan davranışı öngörerek bulunan deprem etkisi R_d Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı ile azaltılır. Deprem etkisi altında taşıyıcı sistemde oluşacak yükler ve kesit etkilerini azaltılmamış ve yerdeğiştirmeleri azaltılmamış etki altında hesap edilir. Bu etkileri karşılayacak şekilde kesit tasarımı yapılır.

b. Yönetmelik, taşıyıcı elemanların hasarı yanında taşıyıcı olmayan elemanların da hasarının azaltılmamış deprem yükü altında yatay yerdeğiştirmelerin sınırlandırılmasını öngörür. Bu sınırlandırma ikinci merteye etkilerin sınırlandırılması olarak kabul edilebileceği gibi, belirli ölçüde daha az etki meydana getirecek olan (Hafif Şiddetteki Depremlerde) binalardaki yapısal olmayan sistem elemanlarındaki hasarın minimuma indirilmesi olarak da kabul edilebilir.

c. Yönetmelik daha küçük olasılıkla daha büyük deprem etkilerinin ortaya çıkabileceğini uyarır. Ekonomik olmaması sebebiyle daha büyük deprem etkilerinin yukarıdaki çerçevede deprem etkilerinin karşılanması tasarımı yapan inşaat mühendisinden beklenmez ve böyle bir depremde yapısal hasarın sınırlandırılarak can kaybının en aza indirilmesi amaçlanır. Yönetmelik bunun için, gevrek güç tükenmesi biçimlerini önlemeyi hedefler ve kapasite tasarımını öne çıkarır.

3.2.6. Doğrusal Olmayan Davranışlarda Hesap Sistemi

Bazı özel durumların dışında, yapı sistemleri yükler altında genellikle doğrusal davranış gösterirler. Bu özel durumlar arasında narin yapılar, elastik zemine oturan sistemler, bölgesel zayıf katlar ve stabilite yetersizlikleri içeren yapılar sayılabilir. Doğrusal sistem davranışını esas alan analiz yöntemlerinde, malzemenin gerilme-şekil değiştirme bağıntıları doğrusal-elastik olarak alınmakta ve yerdeğiştirmelerin çok küçük olduğu varsayılmaktadır. Buna karşılık, dış etkiler işletme yükü sınırını aşarak yapının taşıma gücüne yaklaştıkça, gerilmeler doğrusal-elastik sınırı aşmakta ve yerdeğiştirmeler çok küçük kabul edilemeyecek değerler almaktadır. Günümüzde yapı mühendisliğinde genellikle uygulanmakta olan ve doğrusal teoriye göre sistem analizine dayanan tasarım yaklaşımlarda (güvenlik gerilmeleri esasına göre tasarım ve taşıma gücü yöntemine göre tasarım), yapı sisteminin doğrusal olmayan davranış çeşitli şekillerde gözönüne alınmaya çalışılmaktadır. Diğer taraftan, deprem etkilerine göre hesapta malzemenin doğrusal-elastik sınır ötesindeki davranışını ve sünekliliğini hesaba katmak üzere, taşıyıcı sistem davranış katsayısı tanımlanmakta ve elastik deprem

yükleri bu katsayıya bağlı olan bir deprem yükü azaltma katsayısı ile bölünerek küçültülmektedir. Yapı malzemelerinin doğrusal-elastik sınır ötesindeki taşıma kapasitesini gözönüne almak, çok küçük olmayan yerdeğiştirmelerin denge denklemlerine ve gerekli olduğu hallerde geometrik uygunluk koşullarına etkilerini hesaba katmak suretiyle, yapı sistemlerinin dış etkiler altındaki davranışlarının daha yakından izlenebilmesi ve bunun sonucunda daha gerçekçi ve ekonomik çözümler elde edilmesi mümkün olabilmektedir.

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

3.2.6.1. Çözümün Sağlaması Gereken Koşullar

Bir yapı sisteminin dış etkiler altında analizi ile elde edilen iç kuvvet, şekildeğiştirme ve yerdeğiştirmelerin çözüm olabilmeleri için aşağıdaki üç koşulu birarada sağlamaları gerekmektedir.

- a. Malzemenin cinsine ve özelliklerine bağlı olan gerilme-şekil değiştirme bağıntılarına bünye denklemleri denilmektedir
- b. Sistemi oluşturan elemanların ve bu elemanların birleştiği düğüm noktalarının denge denklemlerinden oluşmaktadır.
- c. Elemanların ve düğüm noktalarının süreklilik denklemleri ile mesnetlerdeki geometrik koşullardır.

3.2.7. Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmama Nedenleri

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

- 1- Malzemenin doğrusal-elastik olmaması nedeniyle gerilme-şekildeğiştirme bağıntılarının (bünye denklemlerinin) doğrusal olmaması.
- 2- Geometrik değişimleri nedeniyle denge denklemlerinin doğrusal olmaması.

Yapı sistemlerinin doğrusal olmamasına neden olan etkenler ve bu etkenleri gözönüne alan teoriler çizelge 3.1’de topluca özetlenmiştir. Denge denklemlerinde yerdeğiştirmelerin küçük olmadığı sistemlerde denge denklemleri şekildeğiştirmiş eksen üzerinde yazılmaktadır. Geometrik uygunluk koşullarında yerdeğiştirmelerin küçük olmadığı sistemlerde ise, geometrik süreklilik denklemlerinin de şekil değiştirmiş eksen üzerinde yazılması gerekmektedir. Bazı yapı sistemlerinde, sistemin özelliklerinden kaynaklanan nedenlerle, geometrik uygunluk koşulları sağlanmayabilir. Bu durumda, sistemde geometrik süreksizlikler meydana gelir. Özellikle sistemi oluşturan elemanların sınır koşullarındaki bu süreksizlikler nedeniyle, sistemin davranması doğrusal olmaz. Bu tür sistemlere, geometrik süreksizlikler bakımından doğrusal olmayan sistemler denir ve bu sistemler malzeme bakımından doğrusal olmayan sistemler gibi incelenebilirler.

Çizelge 3.1 Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmama Nedenleri (Özer 2009)

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

3.3. Betonarme Elemanlarda Plastik Mafsalsal Kabulü

Yayıllı yük etkisine maruz kalan bir betonarme kirişte basit eğilmeye bağlı olarak eğilme momenti ve kesme kuvveti oluşur. Ancak oluşan eğilme momentinin değeri kirişin her kesitinde aynı olmaz. Dolayısıyla meydana gelecek eğriliklerin miktarları da değişiklik gösterir.

Momentin küçük olduğu kesitlerde elastik eğrilik, momentle orantılı olarak değişir. Kesitin eğilme rijitliğine (moment - eğrilik oranı) beton kesitinin elastisite modülü (E) ve atalet momenti (I) etkili olmaktadır.

Betonarme kesitin eğilme rijitliği,

$$E * I = \frac{M}{\phi} \quad (3.3)$$

olarak tanımlanırsa eğrilik miktarı,

$$\phi = \frac{M}{E * I} \quad (3.4)$$

eşitliği ile gösterilebilir. Momentin giderek artması ile kesitin çatlaması sonucunda çekme ve basınç gerilmelerinin iletimini sağlayan kesit alanı küçülür, atalet momenti azalır ve eğilme rijitliğinde düşme görülür. Donatıları dengeli donatı miktarından az olan bir kesitin sünek güç tükenmesine doğru ilerlemesi ile ortaya çıkan eğilme rijitliğinin oldukça düşmesi, gerilme artışı çok az olduğu halde eğriliğin artma miktarının fazla olması ve kalıcı hale gelmesi durumunda, kesitin plastik malzemeye benzer davranış göstermeye başladığı kabul edilebilir. Yeterli sünekliğe sahip sistemlerin hesaplamalarının bu yöntemle önemli ölçüde kısaltılması mümkün olabilmektedir.

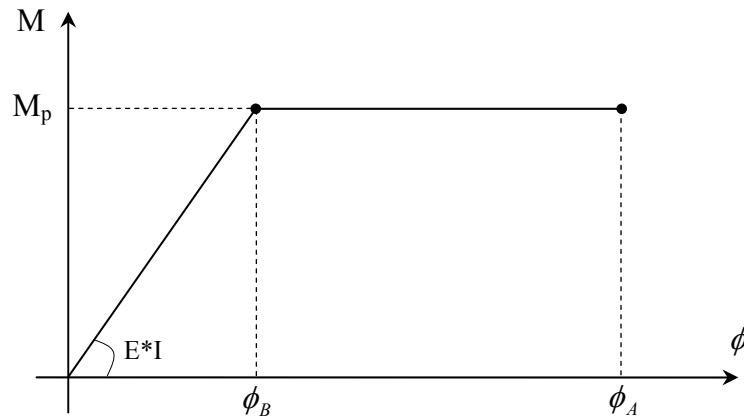
Plastik mafsaldaki toplam eğrilik,

$$\phi_p = \int_{l_p} \phi_{plas.} ds = l_p * (\phi_A - \phi_B) \quad (3.5)$$

Formülü ile bulunabilir. Burada ϕ_p , l_p uzunluğundaki çubukta görülen plastik şekil değiştirmelerin toplamıdır ve plastik mafsalsal dönme miktarını göstermektedir.

Momentin gerçek değeri ile yükleme etkisi altında oluşan eğrilik arasındaki ilişkiyi gösteren grafik, plastik mafsallara göre iki doğru parçası ile idealleştirilebilir bu doğru parçaları,

$$M \leq M_p \quad \text{ise} \quad \phi = \frac{M}{E * I} \quad (3.6)$$



Şekil 3.8. İdeal elasto-plastik malzeme için Moment–Eğrilik ilişkisi

$$M = M_p \quad \text{ise} \quad \phi \rightarrow \phi_{maks} \quad (3.7)$$

olarak tanımlanır. Bu iki farklı durum birbirinden kesin sınırlarla ayrılmamış olmasına rağmen çekme donatısının akmaya erişmesi ve betonun birim şekil değiştirmenin sınır değerine ulaşmış olması hallerinde bu iki durumun ayrıldığı kabul edilir (Özer, 2006).

Plastik mafsallarda oluşacak dönme miktarı, momentin büyümesi ile artmaktadır. Dönme miktarı teorik olarak sonsuza kadar artabilir ancak gerçekte belli bir dönme miktarını aşan kesit kullanılmaz hale gelecek ve mekanizmaya girecektir. Bu da kolon-kiriş birleşim bölgesinde gerilme aktarımının kaybolması, fiziki bağın bozulması ve bu bölgenin yapı stabilitesini sağlayan bir eleman olmaktan çıkması anlamına gelir.

DBYBHY–2007 ‘de plastik mafsalların meydana geldiği sistem elemanlarında, yapı için öngörülen performans hedeflerine göre izin verilebilecek en büyük birim şekil

değiştirme miktarları Denklem 3.11. Denklem 3.12. ve Denklem 3.13.'deki gibi tanımlanmıştır.

- Kesit minimum hasar sınırı için (MN): $\epsilon_{cu} = 0.0035$

$$\epsilon_{su} = 0.010 \quad (3.8)$$

- Kesit güvenlik sınırı için (GV) : $\epsilon_{cu} = 0.0035 + 0.0095 * (\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.0135$

$$\epsilon_{su} = 0.040 \quad (3.9)$$

- Kesit göçme sınırı için (GÇ) : $\epsilon_{cu} = 0.005 + 0.0130 * (\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.0180$

$$\epsilon_{su} = 0.060 \quad (3.10)$$

Dönme sınırına ulaşmış olan her bir plastik mafsal yapının hiperstatiklik derecesini azaltacaktır. Teorik olarak yapının mekanizma hale gelmesi ile göçme durumuna geçeceği kabul edilir. Bu nedenle yapıda kolon-kiriş bağlantı bölgelerinin boyutları, sayısı ve malzeme kalitesi ne kadar fazla ise yapının deprem yüklerini sönümleme miktarının da aynı oranda artacağı ileri sürülebilir (Celep, 2007).

Yükleme etkisinde kalan kesitlerde eğilme momentinin yanı sıra aksel ve kesme kuvvetleri de ortaya çıkacaktır. Ancak kesme kuvvetlerinin betonarme kesitlerde dönme kapasitesini azaltıcı ve plastik mafsalın oluşmasını kısıtlayıcı etkisi bulunması nedeniyle bu tür hesaplamalarda dikkate alınmamaktadır. Aksel kuvvetler düşey yüklemelerin etkisindeki bir kirişte ihmal edilebilecek düzeyde kalır. Yine de çok büyük aksel kuvvet değerleri kolonların moment-eğrilik grafiğinde önemli değişiklikler meydana getirebilir. Eğilme momentinin kiriş ve kolon kesitlerinde devamlı değişim göstermesine karşılık aksel kuvvetin değeri kolon boyunca sabit kalmaktadır. Teorik olarak aksel kuvvetin etkili olduğu bir kolonda artan yüklemelerin sonucu tüm eleman plastikleşebileceği için plastikleşme bölgesi oldukça genişler ve bu da plastik mafsal boyunun artmasına sebep olur. Plastik şekil değiştirmelerin l_p uzunluğundaki bir bölgede toplanması koşulu anlamını kaybeder. Bu nedenle çok büyük aksel kuvvetler plastik mafsallarla ilgili hesaplamalara dahil edilmez (Celep, 2007).

3.4. DBYBHY 2007'ye Göre Plastik Mafsalların Modellenmesi

Deprem etkisi ile plastik şekil değiştirme kapasitelerine ulaşacak olan kiriş ve kolon kesitlerinde plastik davranışın modellenebilmesi için DBYBHY-2007 yönetmeliği Bölüm 7.6.4'de "Doğrusal Elastik Olmayan Davranışın İdealleştirilmesi" başlığı altında çeşitli öneriler ve kabuller yapılmıştır. Buna göre,

1. Malzeme bakımından doğrusal elastik olmayan davranışın idealleştirilmesi için, literatürde geçerliliği kanıtlanmış modeller kullanılabilir. Ancak, mühendislik uygulamalarındaki yaygınlığı ve pratikliği nedeni ile aşağıdaki kısımlarda doğrusal elastik olmayan analiz için yığılı plastik davranış modeli esas alınmıştır. Basit eğilme durumunda Plastik Mafsal Hipotez'ine karşı gelen bu modelde, çubuk eleman olarak idealleştirilen kiriş, kolon ve perde türü taşıyıcı sistem elemanlarındaki iç kuvvetlerin plastik kapasitelerine eriştiği sonlu uzunluktaki bölgeler boyunca, plastik şekil değiştirmelerin düzgün yayılı biçimde olduğu varsayılmaktadır. Plastik mafsal boyu olarak adlandırılan plastik şekil değiştirme bölgesinin uzunluğu (l_p), çalışan doğrultudaki kesit boyutu (h)'nin yarısına eşit alınacaktır.

$$l_p = 0.5 h \quad (3.11)$$

$H_w / \ell_w \leq 2.0$ şartını sağlayan perdelerde, eğilme etkisi altında plastik şekil değiştirmeler göz önüne alınmayacaktır. Burada, H_w temel üstünden veya zemin kat döşemesinden itibaren ölçülen toplam perde yüksekliğini, ℓ_w perdenin veya bağ kirişli perde parçasının plandaki uzunluğunu ifade eder.

2. Sadece aksenal kuvvet altında plastik şekil değiştirme yapan elemanların plastik şekil değiştirme bölgelerinin uzunluğu, ilgili elemanın serbest boyuna eşit alınacaktır.
3. Yığılı plastik şekil değiştirmeyi temsil eden plastik kesitin, teorik olarak 1.maddede tanımlanan plastik şekil değiştirme bölgesinin tam ortasına yerleştirilmesi gerekir. Ancak pratik uygulamalarda aşağıda belirtilen yaklaşık idealleştirmelere izin verilebilir,
 - a) Kolon ve kirişlerde plastik kesitler, kolon-kiriş birleşim bölgesinin hemen dışına, diğer bir deyişle kolon veya kirişlerin net açıklıklarının uçlarına

konulabilir. Ancak, düşey yüklerin etkisinden ötürü kiriş açıklıklarında da plastik mafsalların oluşabileceği göz önüne alınmalıdır.

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

4. Bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisinde plastikleşen betonarme kesitlerin akma yüzeyleri olarak DBYBHY-2007 yönetmeliği Bölüm 7.4.11'de tanımlanan koşullara göre belirlenen etkileşim diyagramları kullanılacaktır. Akma yüzeyleri, DBYBHY-2007 yönetmeliği Bölüm 7.4.11(c)'ye göre uygun biçimde doğrusallaştırılarak iki boyutlu davranış durumunda akma çizgileri, üç boyutlu davranış durumunda ise akma düzlemleri olarak modellenebilir.

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

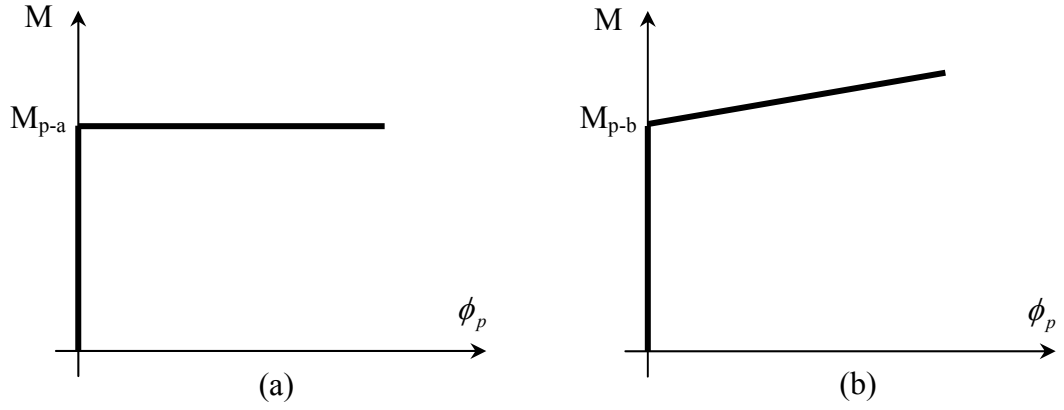
a) İç kuvvet-plastik şekil değiştirme bağıntılarında pekleşme etkisi (plastik dönme artışına bağlı olarak plastik momentin artışı) yaklaşık olarak terkedilebilir. Bu durumda, bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki kesitlerde plastikleşmeyi izleyen itme adımlarında, iç kuvvetlerin akma yüzeyinin üzerinde kalması koşulu ile plastik şekil değiştirme vektörünün akma yüzeyine yaklaşık olarak dik olması koşulu göz önüne alınacaktır.

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

6. DBYBHY-2007 yönetmeliği Bölüm 7.10.4'e göre güçlendirilen herhangi bir dolgu duvarı, aynı yönetmeliğin Bilgilendirme Eki 7F bölümünde tanımlandığı üzere kendisini çevreleyen kolon ve kirişlerle birlikte iki ucu mafsallı köşegen eşdeğer basınç ve/veya çekme çubuğu olarak DBYBHY-2007 yönetmeliği Bölüm

7.6.4.2'ye göre idealleştirilecektir. İtme analizinde elasto-plastik (pekleşmesiz) bir eleman olarak modellenecek olan eşdeğer çubuğun başlangıçtaki doğrusal elastik davranışına ilişkin aksenal rijitliği ile aksenal akma dayanımı DBYBHY-2007 yönetmeliği Bilgilendirme Eki 7F'e göre belirlenecektir. Duvar için tanımlanan kesme dayanımı, köşegen eşdeğer basınç çubuğunun aksenal akma dayanımının yatay bileşenidir. Gereği durumunda, köşegen eşdeğer çekme çubuğunun akma dayanımı Denklem 3.15'den alınacaktır.

$$T_f = 0.003 * E_f * w_f * t_f \quad (3.12)$$



Şekil 3.9. Plastik moment – plastik dönme diyagramları, (a) Pekleşmesiz, (b) Pekleşmeli

Denklem 3.12'de T_f köşegen çekme çubuğunun çekme dayanımı, E_f lifli polimer şeridinin elastisite modülü, w_f lifli polimer şeridinin genişliği, t_f lifli polimer şeridinin kalınlığını ifade etmektedir.

DBYBHY-2007 yönetmeliğinin 7.4.3. bölümünde eğilme etkisindeki betonarme elemanların akma öncesi doğrusal davranışlarının belirlenmesinde çatlama kesite ait eğilme rijitlikleri kullanılacağı ve daha kesin bir hesap yapılmadıkça, çatlama kesite ait eğilme rijitlikleri için aşağıda verilen değerlerden yararlanılabileceği açıklanmıştır.

$$\text{a) Kirişlerde} \quad : 0.40 * E * I \quad (3.13)$$

$$\text{b) Kolon ve perdelerde} : \frac{N_d}{A_c * f_{ck}} \leq 0.10 \text{ ise} \quad 0.40 * E * I \quad (3.14)$$

$$\frac{N_d}{A_c * f_{ck}} \geq 0.40 \text{ ise } 0.80 * E * I \quad (3.15)$$

Burada N_d düşey yükler altındaki kesitte oluşan aksenal basınç kuvvetini göstermektedir. N_d 'nin ara değerleri için doğrusal orantı kurulabilir.

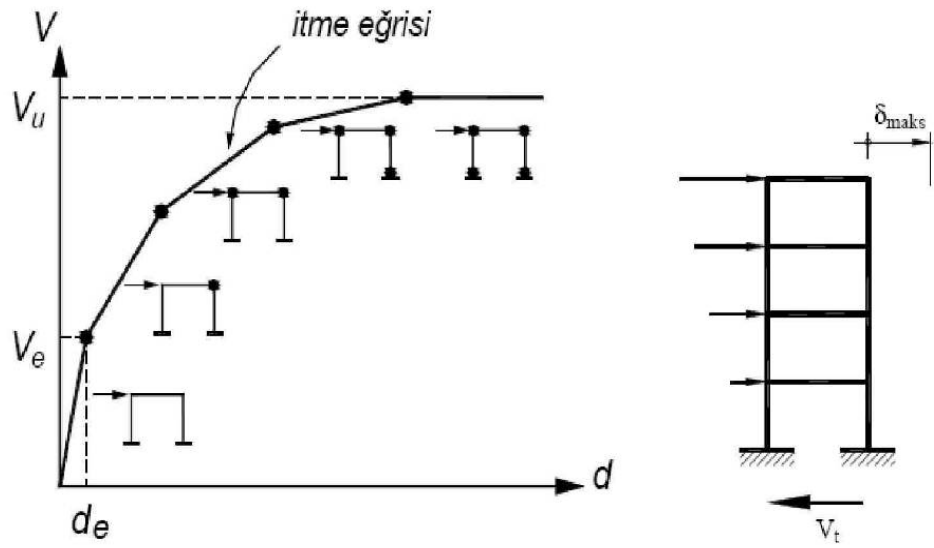
3.5. Doğrusal Olmayan Statik Analiz Yöntemleri

Yapıların deprem anındaki tepkilerinin bulunmasında kullanılan doğrusal olmayan statik analiz yöntemleri, yapının taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi (F- δ , Kapasite Eğrisi) ilişkisinin elastik ötesi teoriler esas alınarak oluşturulmasına yani Statik İtme (Pushover) Analizine dayanmaktadır. Betonarme malzemenin yükleme altındaki şekil değiştirme davranışı doğrusal değildir. Ayrıca yüklemelerin artmasıyla yeniden dağılım ve süneklik gibi özellikleri sayesinde ek dayanım kapasiteleri ortaya çıkmakta; ani göçme yerine kademeli olarak zayıflama durumu görülmektedir. Bu nedenle betonun kırılması en büyük gerilmenin oluştuğu durumda değil, en büyük birim şekil değiştirme değerine ulaşıldığında meydana gelir. Kapasite eğrisinden faydalanılarak sınır birim şekil değiştirme değerine ilk erişecek zayıf elemanlar ve yapıda oluşacak yerel veya genel göçme durumları önceden tahmin edilebilmektedir.

Doğrusal olmayan statik analiz yöntemleri yer değiştirmeye ve kuvvete bağlı hesaplamalar olarak iki genel grupta incelenmektedir. Yer değiştirmeye bağlı hesaplamalarda yapıya etki eden kesme kuvvetleri adım adım arttırılırken, inelastik olarak değişen deplasmanlar öngörülen bir hedef deplasman değeri ile karşılaştırılarak yapının performansı bulunur. Kuvvete bağlı hesaplamalarda ise yapıdaki mevcut sabit yükler ve artımlı yatay kuvvetler yönetmeliklerde belirtilen sınırlara kadar uygulanır ve bunlara karşılık gelen deplasmanlar hesaplanarak yapıda istenen performansın sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilir.

Doğrusal olmayan statik artımsal itme analizinde, yapı dinamik atalet kuvvetlerini temsil etmek üzere, kat seviyelerine etki eden yatay yükler ile zorlanmaktadır. Yatay yüklerin uygulanması esnasında, yapıda düşey yükler de yer almaktadır. Statik yatay yükler, her adımda aralarındaki oran sabit kalacak şekilde yapı belirli bir yer değiştirme veya göçme durumuna erişinceye kadar arttırılır ve yapıya ait yatay yük-tepe noktası yer değiştirmesi ilişkisi belirlenir. Arttırılan yatay yüklerin

etkisiyle kesitlerin biri veya birkaçı taşıma kapasitelerine erişmekte ve bu kesitlerde plastik mafsallar oluşmaktadır. Plastik mafsal oluşan kesitler, taşıma güçlerinde değişme olmaksızın dönmeye devam etmektedir. Plastik mafsallar arasında sistem, doğrusal-elastik davranmaktadır. Yatay yükler arttırılmaya devam edilerek, yapının bir bölümünü veya tamamını mekanizma durumuna getiren göçme yüküne (limit yük) ulaşılmaktadır. Doğrusal olmayan statik artımsal itme analizinden elde edilen tipik bir yatay yük-tepe noktası yer değiştirme ilişkisi şekil 3.1’de verilmektedir.



Şekil 3.10. Doğrusal olmayan yöntemle kapasite eğrisinin elde edilmesi(Celep-2007)

Günümüzde elastik ötesi deplasman taleplerinin belirlenmesinde yaygın olarak üç farklı yer değiştirmeye bağlı doğrusal olmayan statik analiz yöntemi kullanılmaktadır.

- Kapasite Spektrumu Yöntemi (ATC-40, A Prosedürü, 1996)
- Yer Değiştirme Katsayısı Yöntemi (FEMA-356, 2000)
- Sabit Süneklik Prosedürü (Chopra ve Goel, 1999)

Doğrusal olmayan statik analiz yöntemlerinde yapının yatay yüklemeler altındaki inelastik davranışını temsil eden kapasite eğrisi, Pushover (Statik İtme) analizi ile oluşturulmaktadır. Bu nedenle hesaplamalara başlamadan önce Pushover Analizi kavramının anlaşılmasına ihtiyaç vardır.

3.6. Statik İtme (Pushover) Analizi

Betonarme yapılar için elastik (lineer) ve inelastik (lineer olmayan) analiz olmak üzere çeşitli analiz yöntemleri vardır. Lineer analiz yöntemlerinde sadece malzemenin lineer sınırlar içindeki davranışı göz önüne alınır. Malzemenin lineer olmayan davranışları hesaba katılmadığı için malzemede kalan ek kapasiteden yararlanılamamaktadır. Lineer olmayan birçok temel analiz metodu tamamıyla lineer olmayan Time History analizine dayanır. Fakat, Time History analizi yaygın olarak kullanılmayacak kadar karmaşık bir hesap yöntemidir. Bununla beraber kullanımı daha kolay olan basitleştirilmiş doğrusal olmayan analiz yöntemleri de mevcuttur. Bu basitleştirilmiş analiz yöntemlerinden, kapasite (pushover) eğrisi ile indirgenmiş talep (Response) spektrumu eğrilerinin kesişim noktalarını bulmak suretiyle uygulanan “Kapasite Spektrum Yöntemi” (CSM) ile doğrusal olmayan analiz işlemleri kolayca yapılabilir.

Yapıların tasarlanmasında kullanılan doğrusal analiz yöntemleri; yapıya etki ettirilen yükler altında, kontrol edilen malzeme özelliklerine bağlı olarak yapının elastik kapasitesi ve ilk akma durumunun nerede olabileceği hakkında fikir verse de, akma sonrası kuvvet dağılımlarını ve hasar mekanizmasını belirlemede yetersiz kalır. Buna karşın, lineer olmayan analiz yöntemleri, binaların göçme anına kadar olan davranışlarının ve yıkılma durumundaki mod şekillerinin nasıl olacağını çok büyük bir yaklaşıklıkla gösterir. Projelendirme için lineer olmayan yöntemlerin kullanımı, mühendise deprem esnasında yapının elastik sınır aşıldıktan sonra nasıl davranacağı hakkında çok iyi fikir verdiği gibi, gerçeğe yakın çözümler bulunmasını ve esnek yorum yapılabilmesini sağlar.

Lineer olmayan bir analiz yöntemi olan kapasite spektrumu yöntemi, binanın toplam taban kesme kuvveti ile en üst katında meydana gelen deplasman arasındaki ilişkiyi gösteren kapasite eğrisiyle, sismik yer hareketini ifade eden talep (Response) spektrumu eğrisinin karşılaştırılmasını grafik bir ortamda mühendise sunar.

3.6.1. Basitleştirilmiş Lineer Olmayan Analiz Yöntemleri

Performansa dayalı tasarım işlemlerinin iki önemli kavramı talep ve kapasitedir. Tüm işlemler bu iki kavrama dayanarak yapılır. Talep, yer hareketinin bir göstergesidir. Kapasite ise, yapının sismik talebe karşılık verebilme yeteneğini ifade eder. Bu durumda performans, kapasitenin talebe cevap verebilmesi ile ölçülür. Başka bir deyişle performans, söz konusu yapının olası bir depremin açabileceği hasarları, depremin etkilerini kendi bünyesinde söndürerek engelleyebilecek bir kapasiteye sahip olması gerektiği şeklinde açıklanabilir. Bu sebepten dolayı yapının performans seviyesi, tasarım amaçları ile uyumlu olmalıdır.

Kapasite Spektrum Yöntemi gibi bir statik-itme (pushover) yöntemini kullanarak basitleştirilmiş doğrusal olmayan analiz işlemini yapabilmemiz için öncelikle aşağıda açıklanan üç maddeye ihtiyaç vardır:

a- Kapasite: Yapının tüm kapasitesi, taşıma gücüne ve yapı bileşenlerinin deformasyon yapabilme kapasitelerine bağlıdır. Bu ifadeden de anlaşılacağı gibi yapının genel kapasitesi, ayrı ayrı onu oluşturan elemanların kapasitesine bağlıdır. Elastik sınıra kadar olan bölümdeki deformasyon yapabilme kapasitesi lineer analiz yöntemleri ile hesaplamak mümkündür fakat elastik sınırın ötesindeki deformasyon yapabilme kapasitesini belirlemek için pushover gibi lineer olmayan analizlerden bazılarını kullanmak gerekir. Bu analiz yönteminde yapıyı teşkil eden bileşenlerin akma sınırına ulaşması için sisteme giderek artan yatay yük uygulanır. Bu işleme, yapı stabil hale gelene kadar veya önceden belirlenmiş olan sınır duruma erişene kadar devam edilir.

İki ve üç boyutlu sistemlerin lineer olmayan davranışlar ile bunlara ait kapasite eğrileri bilgisayar programları sayesinde kolaylıkla hesaplanabilmektedir. Statik itme (pushover) analiz sonucu elde edilen kapasite eğrisi, lineer ötesi davranış için gerçekçi sonuçlar sunsa da oldukça yaklaşık bir yöntem olduğu unutulmamalıdır.

b. Talep (Karşılık Deplasmanları): Deprem esnasında, yer hareketi zamana bağlı olarak sürekli yön değiştirir. Bu yön değiştirmeler sebebiyle, depreme maruz kalan bir yapıda karışık yatay deplasman durumları ortaya çıkar. Yapısal projelendirme gereksinimlerini belirlemek için, her zaman aralığında bu yer hareketini izlemek (Time

History Analizi) pratik olmayan bir hesap yöntemidir. Söz konusu yapı ve yer hareketi için karşılık deplasman, yer hareketi boyunca binada meydana gelmesi beklenen maksimum deplasmandır.

c. Performans: Kapasite eğrisi ile talep spektrumunu belirledikten sonra bunların kesiştikleri noktayı bulmak suretiyle performans kontrolü yapılabilir. Performans kontrolü, sistemdeki yapısal ve yapısal olmayan elemanların, yapı için öngörülen performans seviyesinin kabul edilebilirlik sınırlarının ötesinde hasar görmemelerini sağlamak amacıyla yapılır.

3.6.2. Kapasite eğrisini belirlenmesi

Yapının kapasitesi statik itme (pushover) eğrisi ile ifade edilir. Bir yapının kapasitesinin belirlenmesinde yani performansa dayalı analizde ilk adım olarak, yapının kapasite eğrileri elde edilir. Kapasite diyagramları; belirli bir yapının sıfır konumundan karasız hale gelinceye kadar geçen süre içerisinde yapıya artırılarak uygulanan yük etkisi altında taban kesme kuvvetlerine karşılık gelen çatı deplasman değerlerinin bir etkileşim diyagramı üzerinde kesişen noktaların geometrik olarak birleştirilmesiyle elde edilen diyagramlardır. Yapının kapasitesi bu diyagramlarla ifade edilir. Bu diyagramlara (eğrilere) pushover eğrisi de denilmektedir. Bu eğrileri belirlemek için yapılan analiz ise Pushover analizidir.

Pushover eğrisi çizilirken, genellikle yapının birinci (Fundamental) doğal titreşim modu esas alınarak yapılan yüklemeler sonucunda yapıda meydana gelen taban kesme kuvveti ile oluşan yatay deplasman göz önünde tutulur. Bu durum genellikle doğal titreşim periyodu bir saniye ya da daha az olan yapılar için geçerlidir. Çünkü bu tür yapılarda daha yüksek modların yapıya etkileri oldukça küçük olduğu için bu etkiler ihmal edilebilir. Ancak, çok katlı ve daha sünek yapılarda, birinci moda ait doğal titreşim periyodu bir saniyeden daha fazladır ve yüksek modların yapıya olan etkileri göz ardı edilemeyecek kadar büyüktür, dolayısıyla bu durumda hesap yapılırken daha yüksek modların etkisi de göz önüne alınmalıdır.

Kapasite hesabı yapılırken aşağıdaki işlem sırası takip edilmelidir:

1.Adım: Her kata ait yatay kuvvetler, birinci mod şekline uygun olarak kat kütlelerinin toplandığı kabul edilen kütle merkezlerine uygulanır. Bu analiz, aynı zamanda zati ağırlığıda içermelidir. Aşağıda değişik yapılar için yatay kuvvetlerin uygulama noktalarına ilişkin olarak beş farklı durum örneklenmiştir.

a) Yatay kuvvetin, yapının en üstüne uygulandığı tek katlı basit yapılar.

b) Yatay kuvvetin, her bir kata Deprem Yönetmeliğinin öngördüğü şekilde eşdeğer statik yatay yük olarak kat açıklıkları oranında uygulandığı yapılar.

c) Yatay kuvvetlerin, yapının birinci mod şekline uygun olarak, kat kütlelerinin toplandığı kütle merkezlerine uygulandığı yapılar. Kapasite eğrisi birinci mod şekline göre yapılan yüklemeyle elde edilir. Ancak bu durumun, yapının birinci moduna ait doğal titreşim periyodunun bir saniye ya da daha az olduğu durumlarda geçerli sayıldığı unutulmamalıdır.

d) Bu yükleme durumu, ilk mafsallara kadar önceki örnekte bahsedilen yapılar gibidir. Fakat bu örnekte yapıda ilk mafsallardan sonraki her yük artırımının deforme olmuş şekle göre ayarlanması gerekir. Bu örnek zayıf kat olan bir binayı gösterir.

e) Önceki iki örneğe benzer, fakat daha yüksek mod şekillerinin etkilerinin de göz önünde bulundurulması gerekir. Bu işlem yüksek modlar için yapılacak statik-itme analizi ile sağlanır. Bu örnek yüksek veya daha düzensiz binalar için verilmiştir.

2.Adım: Yatay ve düşey yüklerin gerekli kombinasyonlarına göre elemanlardaki kesit tesirleri hesaplanır.

3.Adım: Bazı eleman veya eleman grupları için yatay yük, eleman dayanımının %10'u kadar ilave bir kuvvet olarak ayarlanır. Fakat çoğu yapılar için ilk iki adım yeterlidir.

4.Adım: Oluşan taban kesme kuvvetleri ve çatı deplasmanlar kaydedilir. Bunlara ilave olarak eleman kuvvetleri ve dönmelerinin de kaydedilmesi yararlı olur. Çünkü bu değerler performans kontrolü için gerekli olacaktır.

5.Adım: Mafsallaşan elemanlar için, rijitlik sıfır alınarak model tekrar kontrol edilir.

6.Adım: Başka bir eleman (veya eleman grubu) akmaya ulaşana (mafsallaşana) kadar yatay yük arttırılmaya devam edilir.

7.Adım: Taban kesme kuvvetine karşılık çatı yer değiştirmesi çok fazla artış gösterse de yatay yükün artışına devam edilir.

8.Adım: V (Taban Kesme Kuvveti)- δ (Yer Değiştirme) etkileri birbirinden çok fazla farklılık gösteren düzenli olmayan bir duruma gelindiğine yapı elemanları veya eleman grupları tamamıyla göçmeye başlıyor demektir. Bu durumda yapı düşey yük taşıma kapasitesini de kaybediyor anlamındadır. Bu nokta, statik-itme analizinin son noktasıdır. Araştırmacılar bu noktadan sonra da yüklemeye devam ederek, perdeli yapılar gibi özel yapılarda perde davranışı ve yapı yıkılımı hakkında görsel bilgi edinebilirler.

3.6.3. Talep (Deprem) Spektrumunun Belirlenmesi

Talep spektrumu, belirli bir yapının deprem hareketine, deprem süresince verdiği maksimum karşılığı göstermektedir. Talep spektrumunda; eğer bina tamamen elastik yapılsaydı inelastik deplasman elastik deplasmana eşit olurdu yaklaşımı kullanılır.

Bir proje çalışmasında kullanılacak performans amaçlarının tespit edilmesi ne kadar önemli ise, belirli bir deprem için muhtemel maksimum yer değiştirmenin saptanması da o kadar önemlidir. Bu talep yer değiştirmelerini belirlemek için, Kapasite

Spektrumu Yöntemi kullanılacaktır. Çünkü bu yöntem, güçlendirme çalışmalarında kolaylık sağlar ve kapasite eğrisinin etkili bir şekilde kullanılabilmesini sağlar.

Kapasite Spektrumu Yönteminde depremin talep deplasmanı, kapasite spektrumu üzerinde "Performans Noktası" diye adlandırılan bir noktada oluşur. Sözü edilen performans noktası; yapının sismik kapasitesini, diğer bir deyişle belirli bir deprem etkisi altında kalan yapının bu etkiye karşı göstereceği direnci ifade eder.

3.7. Kapasite Spektrumu Yöntemi

Yer değiştirmeye dayalı doğrusal olmayan analiz yöntemlerinden biri olan kapasite spektrumu yöntemi, genel olarak Statik İtme (pushover) analizi sonucu bulunan kapasite eğrisi ile deprem etkisini temsil eden standart talep eğrisi arasında ilişki kurularak yapının performans noktasının bulunmasına dayanır. Bu eğrilerin aynı diyagramda gösterilebilmesi için spektral formata (ADRS) çevrilmesi gerekir.

Kapasite spektrum yönteminde, yapıya etki eden yatay deprem yüklemelerinin betonarme elemanlarda elastik ötesi davranışı ve süneklik özelliğini ortaya çıkarmasından yararlanır. Bu özellikler deprem talebinin bir kısmının, kolon - kiriş birleşim yerlerinde meydana gelen doğrusal olmayan şekil değiştirmelerle (plastik mafsallar) sönmülmesini sağlar. Sönümlemenin hesaplamalardaki etkisi Spektral İvme Katsayısı – Spektral Deplasman grafiğine aktarılan talep eğrisinin, tahmini bir performans noktasına bağlı olarak indirgenmesidir. Kapasite spektrumu ve ADRS formatındaki indirgenmiş talep spektrumunun kesişim noktası yapının performans noktasını belirtir. Performans noktası; deprem etkisi altındaki bir yapının bu etkiye karşı göstereceği yaklaşık direnci temsil eder. Bu nokta, öngörülen performans noktası ile karşılaştırılarak yapının performansı hakkında genel bir fikir elde edilmeye çalışılır.

Kapasite spektrumu yönteminde bilinmesi gereken önemli kavramlar deprem talebi, bina kapasitesi ve performanstır.

Deprem Talebi: Yer kabuğundaki ani hareketler sonucu meydana gelen sismik titreşimler yapıları hem düşey hem de yatay doğrultuda deplasman yapmaya zorlar. Doğası gereği devamlı olarak yönü ve büyüklüğü değişen yüklemeler oluşturan bu titreşimlerin deprem ile ilgili yapısal hesaplamalarda doğrudan kullanılması oldukça zordur. Bu nedenle yer titreşimlerinin basitleştirilmiş halini ifade eden Spektral İvme -

Periyot Eğrisi kullanılır. Bu eğriye Standart Deprem Talebi de denmektedir. Standart talep eğrisi Kapasite Spektrumu yönteminde Spektral İvme Katsayısı – Spektral Deplasman (ADRS) grafiğine dönüştürülür ve Talep Spektrumu adını alır.

Kapasite Eğrisi: Yapının yatay yüklemelere karşı gösterdiği tepkiyi ve yer değiştirmeleri temsil eder. Eğrinin karakteristikleri yapı elemanlarının dayanım özelliklerine bağlıdır. Kolon, kiriş ve perde gibi taşıyıcı elemanlar yüklemelerin etkisi ile akma sınırına ulaşıncaya kadar yapının kapasitesine katkı sağlarlar. Gerçekte her bir elemanın kendine ait bir kapasitesi vardır. Ancak, işlemlerin basitleştirilmesi için Statik itme (Pushover) analizi ile elde edilen ve tüm yapının inelastik davranışını temsil eden tek bir kapasite eğrisinin geçerli olduğu kabul edilebilir. Taban Kesme Kuvveti – Yatay Deplasman grafiğinde gösterilen kapasite eğrisi, kapasite spektrumu yönteminde Spektral İvme Katsayısı – Spektral Deplasman grafiğine dönüştürülerek Kapasite Spektrumu eğrisi adını alır.

Performans: Bir yapının deprem kuvvetleri etkisinde göstereceği davranışa performans denmektedir. Binada oluşması beklenen hasar seviyelerini ifade eder. Binanın alacağı hasar (çatlama ve kırılmalar, plastik mafsallaşmalar, elemanlar arası yük iletiminin bozulması, göçme durumu vs.) deprem esnasındaki yer değiştirme miktarı ile doğrudan bağlantılıdır. Yatay yüklemelerin etkisindeki bir yapıda oluşan yer değiştirmeler kapasite eğrisi üzerinde bulunmak zorundadır. Dolayısıyla dönüştürülmüş kapasite spektrumunda da bu değerlerin bir spektral deplasman karşılığı vardır. Aynı grafikte gösterilen ADRS formatındaki talep ve kapasite spektrumlarının kesiştiği nokta yapının performans noktası olarak tanımlanmaktadır. Performans noktasında kapasite ve talep spektrumlarının spektral deplasman değerleri eşittir. Taşıyıcı elemanların süneklik özelliğinden dolayı inelastik yer değiştirme durumunda ortaya çıkan ek dayanımlar, yapının belli bir hasar seviyesine kadar ayakta kalmasını sağlamaktadır. Bu nedenle tasarım aşamasında yapının kullanım amacına uygun olarak belli bir düzeyde hasar almasına müsaade edilmektedir. Yapının deprem esnasında sahip olması istenen bu hasar seviyesi hedef performans olarak tanımlanır. Performansa dayalı tasarımda yapının öngörülen hedef performans değeri ile hesaplamalar sonucu elde edilen performans noktası değeri karşılaştırılarak olası bir deprem etkileri altındaki hasar görülebilirliği tespit edilmiş olur.

ATC-40 yönetmeliğinde bina tipi yapılarda kapasite spektrumu yönteminin uygulanışına dair üç farklı prosedür önerilmiştir. Her üç prosedür de aynı amaca hizmet etmesine rağmen aralarında matematiksel işlemler ve uygulama bakımından farklılıklar bulunmaktadır.

A Prosedürü: Bu yöntem, kapasite spektrumu yönteminin doğrudan uygulamasıdır. Grafik bir çözüm yolu olmaktan ziyade analitik kısmı ağır basan hesaplamalar üzerine kurulmuştur. Bütünüyle iteratif işlemlerle sonuca gidilmektedir. Gerekli düzenlemeler yapılarak işlemlerin bilgisayar ortamına aktarılması mümkündür. Kapasite spektrumu yönteminde deneyimi olmayanlar için anlaşılması ve uygulanması en kolay olan prosedürdür.

B Prosedürü: Kapasite spektrumu eğrisinin iki ayrı doğru parçası ile idealleştirilmesi ve performans noktasının küçük iterasyonlarla elde edilmesi temeline dayanan bir yöntemdir. Tamamen analitik hesaplamalara dayandığından bilgisayarla yapılacak çözümler için en uygun olan seçenektir. Yeni başlayan tasarımcılar için anlaşılması A prosedürüne göre daha zordur.

C Prosedürü: Bu yöntemde performans noktasının bulunabilmesi amacıyla tümüyle grafiksel işlemlerden yararlanılmaktadır. Performans noktasının bulunması için önerilen yaklaşımlar ve matematiksel bağıntılar, kapasite spektrumu yöntemi için başlangıçta tasarlanmış olan genel fikirlerle benzerlik göstermektedir. Elle analiz yapmak için en uygun yöntem olup ilk denemelerde sonuca ulaşma imkânı vardır. Buna karşın anlaşılması ve bilgisayar ortamına aktarılması oldukça zordur.

Bu tez çalışmasında anlaşılması en kolay seçenek olan A prosedüründen bahsedilecektir.

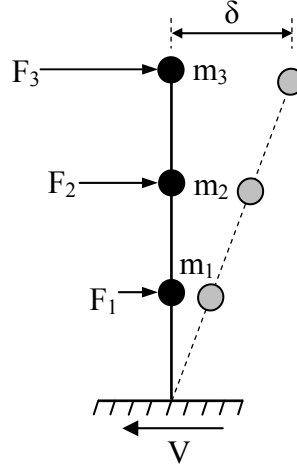
Önceden de değinildiği gibi yapının deprem anındaki davranışı kapasite eğrisi ile ifade edilmektedir. Kapasite Spektrumu yönteminde yapının performans noktasını bulabilmek için talep ve kapasite eğrilerinin Spektral İvme Katsayısı – Spektral Deplasman grafiğinde çizilerek kesişim noktasının belirlenmesi gerekmektedir. Dolayısıyla öncelikle bu eğriler spektral formata dönüştürülmelidir.

Çizelge 3.2. Performans hesabı için yöntem seçim tablosu.

PROSEDÜR	AÇIKLAMA
A	En açık, anlaşılır metodolojinin en direkt uygulamasıdır.
	Analitik bir metoddur.
	Programlama için uygundur.
	Yeni başlayanlar için en uygun olanıdır.
	Direkt sonuca gider ve anlaşılması kolaydır.
B	Analitik bir metoddur.
	Basitleştirme kabullerinden dolayı prosedür A'dan daha basittir.
	Bilgisayar programlaması için en uygun olanıdır.
C	Grafik bir metoddur.
	El ile yapılan analizi için en uygun olanıdır.
	Bilgisayar programları için uygun değildir.

3.8. Kapasite Spektrumunun Elde Edilmesi

Yapının performans noktasının belirlenmesine kapasite spektrum yönteminin hangi prosedürü esas alınır mı alınsın öncelikle yapının yatay yükler altındaki genel davranışını temsil edecek bir kapasite eğrisinin oluşturulması gerekmektedir. Çok katlı bir yapıya etki eden deprem kuvvetinin katlara dağılışı Şekil 3.11'deki gibi gösterilebilir. Yapı dinamiğinin temel ilkeleri kullanılarak deprem etkisi altındaki çok serbestlik dereceli ve N katlı bir sistemde J . modda oluşan taban kesme kuvveti ve bu kuvvetin katlara göre dağılımı Denklem 3.16 ve Denklem 3.17'ye göre hesaplanabilmektedir. Kuvvetler katların kütleleri (m) ve görelî yer değıştirmeleri (ϕ) göz önüne alınarak dağıtılmaktadır.



Şekil 3.11. Taban kesme kuvveti ve katlara dağılışı

$$V_j(t) = m_j^* * a_j(t) \quad (3.16)$$

$$F_{nj}(t) = m_j^* * a_j(t) * \frac{m_n * \phi_{nj}}{\sum_{i=1}^N (m_i * \phi_{ij})} \quad (3.17)$$

Burada, $V_j(t)$ J modda yapıya etki eden dinamik taban kesme kuvvetini, m_j^* yapının J modundaki etkin kütlelerini, $a_j(t)$ J . modda yapıya etki eden dinamik deprem ivmesini, $F_{nj}(t)$ J modda yapının n . katına gelen dinamik yatay deprem yükünü, m_n n . katın kütlelerini, ϕ_{nj} n katın J modundaki görelî yer değiştirmesini veya genliğini, N ise kat sayısını ifade etmektedir.

Formüllerdeki ivme değerleri dinamik olduğu için zamana bağlı değişkenler almaktadır. Bu ivme değerlerini zamandan bağımsız hale getirmek için esas alınan depreme ait spektrum eğrilerinden en büyük ivme değerleri, spektral ivme formatında elde edilebilmektedir. Yapıya gelecek en büyük deprem etkisi 1. modda meydana geldiği için sadece bu mod göz önüne alınabilir. Buna göre ivme ifadesi Denklem 3.18'deki gibi olmaktadır.

$$\max(a_j(t)) = S_{a1} * g \quad (j=1 \text{ ise}) \quad (3.18)$$

şeklinde yazılabilir. Burada, S_{a1} 1. modda yapıya etki eden spektral ivme katsayısı, g yer çekimi ivmesidir. S_a spektral ivme katsayısı boyutsuz bir değer olduğu için g

yerçekimi ivmesi ile çarpılarak boyutlu hale getirilmiştir. Burada dikkat edilmesi gereken en önemli nokta S_a 'nın tek başına spektral ivme olarak alınamayacağıdır. Taban kesme kuvveti formülü ise,

$$V_1 = m_1^* * S_{a1} * g \quad (3.19)$$

Olur. m_1^* ifadesi 1. moda ait etkin kütle olarak tanımlanmaktadır ve,

$$m_1^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^N (m_i * \phi_{i1}) \right)^2}{\sum_{i=1}^N (m_i * \phi_{i1}^2)} \quad (3.20)$$

formülü ile gösterilmektedir. 1. moda ait etkin kütle, yapının m toplam kütlelerinin bir oranı (α_1) olarak yazılmak istenirse,

$$\alpha_1 = \frac{m_1^*}{m} = \frac{m_1^* * g}{W} \quad (3.21)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left(\frac{\left(\sum_{i=1}^N (m_i * \phi_{i1}) \right)^2}{\sum_{i=1}^N (m_i * \phi_{i1}^2)} \right) * g}{W} = \frac{\left(\sum_{i=1}^N (m_i * \phi_{i1}) \right)^2 * g}{W * \sum_{i=1}^N (m_i * \phi_{i1}^2)} \quad (3.22)$$

Burada, α_1 , 1. moda ait etkin kütlelerin yapının toplam kütlelerine oranını, W yapının ağırlığını ve w_n , n. katın ağırlığını belirtmektedir.

Pay ve paydayı yerçekimi ivmesi g ile çarparsak,

$$\alpha_1 = \frac{\left(\sum_{i=1}^N (m_i * g * \phi_{i1}) \right)^2}{W * \sum_{i=1}^N (m_i * g * \phi_{i1}^2)} \quad (3.23)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left(\sum_{i=1}^N (w_i * \phi_{i1}) \right)^2}{W * \sum_{i=1}^N (w_i * \phi_{i1}^2)} \quad (3.24)$$

α_1 ifadesi taban kesme kuvveti formülündeki m_1^* etkin kütleinin yerine konulursa,

$$V_1 = \alpha_1 * W * S_{a1} \quad (3.25)$$

denklemini elde edilir. Taban kesme kuvvetinin katlara göre dağılımı ise,

$$F_{n1} = \alpha_1 * W * S_a * \frac{w_n * \phi_{n1}}{\sum_{i=1}^N (w_i * \phi_{i1})} \quad (3.26)$$

şeklini alır. Burada F_{n1} 1. modda yapının n katına gelen statik yatay deprem yükü ifade eder. Bu formüllerle belirlenen 1. mod doğrultusundaki yatay kuvvetlerin etkisi ile oluşan δ kat yer değiştirmelerini bulmak için,

$$\delta_{n1} = \Gamma_1 * \phi_{n1} * S_{d1} \quad (3.27)$$

ifadesi kullanılır. Bu formülde δ_{n1} n katın 1. moddaki yer değiştirmesini, Γ_1 1. moddaki kütle dağılım katsayısını (veya PF_1 ; 1.mod için modal Participation Factor), ve S_{d1} 1. modda yapıda oluşan spektral deplasmanı belirtmektedir. Buradaki Γ_1 terimi Denklem 3.31'de açıklanmıştır.

$$\Gamma_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (m_i * \phi_{i1})}{\sum_{i=1}^N (m_i * \phi_{i1}^2)} \quad (3.28)$$

Yatay yükleme etkisindeki bir yapıda en büyük deplasmanın çatı seviyesinde olacağı kabul edilirse,

$$\max \delta_{n1} = \delta_{\text{Çatı1}} = \Gamma_1 * \phi_{\text{Çatı1}} * S_{d1} \quad (3.29)$$

olur. Denklem 3.25 ve Denklem 3.29 düzenlenirse S_a spektral ivme katsayısı teriminin kuvvet cinsinden, S_d spektral deplasman teriminin de yer değiştirme cinsinden yazılabileceği görülebilir. Bu terimlerim en kritik değerleri, bina etkin kütleinin sismik

davranışa en çok katıldığı mod olan 1. modda oluşacağı için söz konusu indisin yazılmasına gerek duyulmaz.

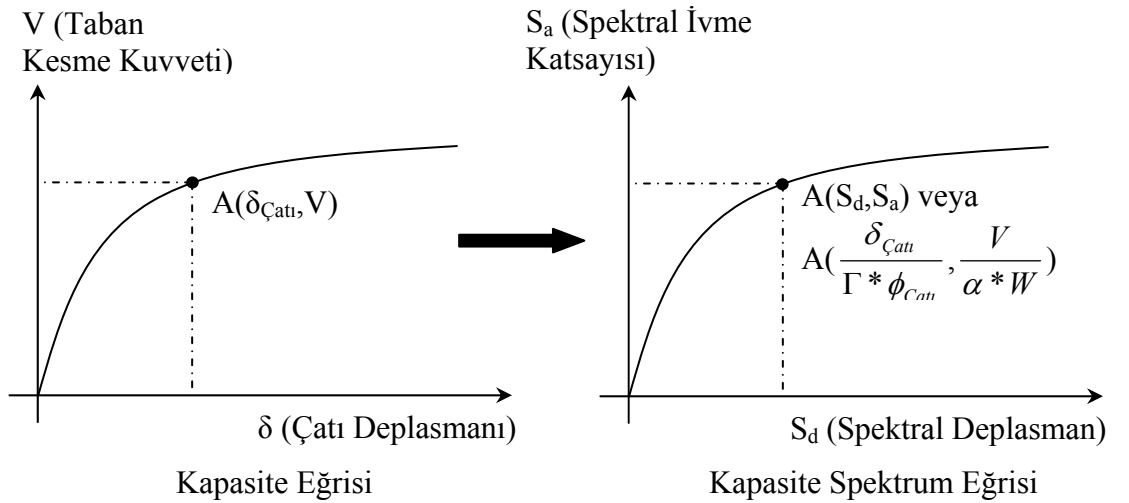
$$S_a = \frac{V}{\alpha * W} \quad (3.30)$$

$$S_d = \frac{\delta_{\text{Çatı}}}{\Gamma * \phi_{\text{Çatı}}} \quad (3.31)$$

Bu şekilde bir yapıya etki eden V taban kesme kuvveti (toplam deprem yükü) ile meydana getirdiği en büyük δ yer değiştirmesinin (çatı deplasmanı) değişimini gösteren kapasite eğrisi, Spektral İvme Katsayısı (S_a) – Spektral Deplasman (S_d) düzleminde oluşturulan bir kapasite spektrumu eğrisine dönüştürülmüş olur (Şekil 3.12.). Ortaya çıkan bu eğri yapının geometrik yapısına ve sistemdeki taşıyıcı elemanların kapasitelerine bağlı olacaktır. Kapasite eğrisindeki doğrusal olmayan değişimler, spektral dönüşümden sonra da görülebilmektedir. Ayrıca spektral ivme katsayısı boyutsuz bir büyüklük iken spektral deplasman uzunluk birimleri ile tanımlanır.

3.9. Standart Talep Spektrumu ve ADRS Formatına Dönüştürülmesi

Depreme dayalı tasarım yöntemlerinde tasarlanan yapıların maruz kaldıkları deprem etkilerinin belirlenmesi taşıyıcı sistem elemanlarının kesitleri, hasar seviyeleri ve yapım maliyetleri gibi birçok önemli parametreyi doğrudan etkilemektedir. Yüksek şiddetteki bir depreme karşı tasarım yapılması, yapının hasar görebilirliğini olumlu



Şekil 3.12. Kapasite spektrumunun spektral formata dönüştürülmesi

şekilde etkileyebilirken ekonomik yönden uygun bir seçenek olmayacaktır. Bu nedenle göz önüne alınacak olan deprem hareketinin, yapının dayanım – maliyet dengesini sağlıklı bir biçimde sağlaması gerekmektedir.

3.9.1. Kullanılacak Deprem Belirlenmesi

Yapı tasarımı hesaplamalarında esas alınacak deprem hareketi ile ilgili birçok yaklaşım bulunmaktadır. Zaman Tanım Alanı (Time History) yönteminde gerçek deprem kayıtları ile çözümlenmeler yapılırken, Kapasite Spektrumu gibi daha pratik yöntemlerde yapının kullanım amacı, öngörülen hasar seviyesi, deprem olma olasılığı vb. gibi durumlara göre birbirinden ayrılan deprem seviyelerinden faydalanılmaktadır. Bu depremlerden elde edilen standart talep spektrumu eğrileri daha sonra ADRS formatındaki talep spektrumuna dönüştürülmekte ve kapasite spektrumu ile karşılaştırılarak yapının performans noktası belirlenmeye çalışılmaktadır.

Yönetmeliklerde performansa dayalı tasarımda kullanılmak üzere farklı seviyelerde depremler tanımlanmaktadır. Bu tasarım depremleri birbirlerinden 50 yıllık bir dönemde aşılma olasılıklarına göre veya eşdeğer şiddetteki depremlerin tekrar görülebilme sürelerine göre ayrılmaktadır. Tasarım depremlerinin aşılma olasılığına ve tekrarlama aralığına göre genel dağılımı Çizelge 3.2’de gösterildiği gibidir.

Çizelge 3.3 bir depremin şiddeti arttıkça meydana gelme olasılığı azalması esasına göre hazırlanmıştır. Düşük şiddetteki depremler daha sık oluşurken (birkaç gün veya hafta ara ile) yüksek şiddetteki yıkıcı depremlerle daha seyrek (birkaç ay veya yıl ara ile) karşılaşılmaktadır. Gerçekten de 50 yılda gelme olasılığı %20 olan bir depremin, gelme olasılığı %50 olan depreme göre daha yıkıcı olması beklenir.

Çizelge 3.3. FEMA-356 ‘ya göre depremlerin sınıflandırması

Aşılma Olasılığına Göre Depremler	Ortalama Tekrar Aralığı (Yıl)
%50/50 Yıl	72
%20/50 Yıl	225
%10/50 Yıl	474
%2/50 Yıl	2475

FEMA-356 yönetmeliğinde depremler iki farklı sınıfta toplanmıştır.

- **Temel Güvenlik Depremi-I (TGD-1):** 50 yıllık süre içinde aşılma olasılığı %10 olan depremlerdir. Etkisi Temel Güvenlik Depremi-II 'nin üçte ikisinden azdır.
- **Temel Güvenlik Depremi-II (TGD-2):** 50 yıllık süre içinde aşılma olasılığı %2 olan depremlerdir. Projelendirilmesi yapılan bölgede veya en yakın fayda ölçülmüş yer hareketlerinin ortalamasınının 1.5 katından küçük olarak alınır.

ATC-40 yönetmeliğinde ise depremler üç farklı sınıfta toplanmıştır.

- **Kullanım Depremi:** FEMA-356'da tanımlanmış ve 50 yıllık sürede aşılma olasılığı %50 olan (Tekrarlama süresi yaklaşık 75 yıl) depremin etkileri esas alınmaktadır. Yapının kullanım süresi boyunca karşılaşıcağı en muhtemel deprem şiddetini temsil etmektedir. Büyüklüğünün tasarım depreminin yarısı kadar olduğu kabul edilmektedir.
- **Tasarım Depremi:** 50 yıllık zaman aralığı içinde aşılma olasılığı %10 olan (Tekrarlama süresi yaklaşık 500 yıl) depremin etkileri esas alınmaktadır. Yapının kullanım süresi boyunca karşılaşma durumu pek sık görülmesi de meydana gelmesi halinde önemli yıkımlara yol açabilecek bir deprem türüdür. Yapılması düşünülen bir yapının en azından bu seviyedeki bir depremi göçmeden atlatabileceği şekilde projelendirilmesi istenir. Adından da anlaşılacağı gibi tasarım aşamasında kullanılması en uygun olan ve dayanım – maliyet dengesini en sağlıklı şekilde sağlayan deprem çeşididir.
- **Maksimum Deprem:** 50 yıllık bir zaman aralığı içinde aşılma olasılığı %2 olan (Tekrarlama süresi yaklaşık 2500 yıl) depremi temsil etmektedir. Ele alınan bölgede belirlenebilecek en büyük deprem olarak kabul edilir. Meydana getireceği etkiler bakımından tasarım depreminin yaklaşık 1.25 – 1.5 katıdır. Genelde önem katsayısı yüksek olan ve muhtemel bir depremi en az zararla atlattırılması istenen yapılar (Hastaneler, barajlar, nükleer tesisler vb.) için esas alınan bir deprem türüdür.

FEMA-356'da tanımlanmış olan TGD-1'in ATC-40'daki Tasarım Depremine; TGD-2'nin ise Maksimum Depreme denk düştüğü söylenebilir (Polat ve ark., 2004). Bu depremler dışında isteğe bağlı olarak tasarlanacak yapının bulunduğu bölgeye özel ivme spektrumları veya deprem kayıtları kullanılabilir.

Projelendirilecek yapının karşılayabilmesi istenen deprem türü seçildikten sonra performans noktasının bulunması için seçilen deprem türünün özelliklerini temsil edecek olan standart talep spektrumu eğrisi oluşturulur.

3.9.2. %5 Sönümlü Standart Talep Spektrumunun Oluşturulması

Kapasite spektrumu yönteminde yapıya gelen deprem etkisini temsil etmek üzere C_A ve C_V gibi sismik katsayılarından yararlanılarak standart talep eğrisi oluşturulur. C_A katsayısı zeminin etkili maksimum ivme katsayısını temsil ederken C_V katsayısı ise periyodu 1 saniye olan %5 sönümlü sistemin spektrum değerini vermektedir. Bu katsayılar genelde zemin sınıfına ve deprem bölge katsayısı Z , deprem etkisi türü E ve deprem kaynağına uzaklık katsayısı N parametrelerinin çarpımından oluşan ZEN ifadesine bağlı olarak elde edilebilir.

$$C_{A,V}=Z*E*N_{A,V} \quad (3.32)$$

- **Deprem Bölge Katsayısı (Z):** ATC-40 yönetmeliğine göre Z deprem bölge katsayısı Çizelge 3.4'den alınmaktadır.

Çizelge 3.4. Deprem bölge katsayısı

Bölge	1	2A	2B	3	4
Z	0.075	0.15	0.20	0.30	0.40

ATC-40'da bölgeler deprem etkilerine göre küçükten büyüğe doğru sıralanmaktadır. DBYBHY-2007'de belirtilen en yüksek deprem etki seviyesi olan 1.bölge, ATC-40 yönetmeliğinde 4. bölgeye denk düşmektedir. Ayrıca iki ayrı seviye olarak gösterilen 2A ve 2B, yönetmelikte 3. bölgeye karşılık gelir (Celep, Kumbasar, 2004).

- **Deprem Etkisi Türü (E):** Önceden de değinildiği gibi yönetmeliklerde çeşitli deprem seviyeleri tanımlanmıştır. Deprem etkisi türü E için ATC-40 yönetmeliğinde,

Kullanım Depremi için $E=0.5$,

Tasarım Depremi için $E=1.0$,

Maksimum Deprem için $E=1.25$ veya 1.5 değerleri önerilmiştir.

- **Kaynağa mesafe katsayıları (N_A ve N_V):** Deprem oluşturma potansiyeli taşıyan bir kaynak (aktif fay, yanardağ vb.) ile yapı arasındaki mesafeyi temsil eden bir parametredir. C_A katsayısı için N_A parametresi, C_V katsayısı için N_V ise $Z \cdot E \cdot N$ çarpımına dâhil edilmelidir. Meydana gelebilecek deprem şiddetine bağlı olarak değişen bu parametreler Çizelge 3.5'te verilmiştir (Celep, Kumbasar, 2004)

Çizelge 3.5. Kaynağa mesafe katsayısı

Deprem Kaynağı Türü	Deprem Kaynağına Yaklaşık Mesafe							
	≤ 2 km		5 km		15 km		≥ 15 km	
	N_A	N_V	N_A	N_V	N_A	N_V	N_A	N_V
Büyük deprem oluşturacak kaynak	1.5	2.0	1.2	1.6	1.0	1.2	1.0	1.0
Orta deprem oluşturacak kaynak	1.3	1.6	1.0	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
Küçük deprem oluşturacak kaynak	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

- **Zemin sınıfı:** C_A ve C_V katsayılarının oluşturulmasında kullanılan çizelgeler genelde sert zeminler için hazırlanmışlardır. Bu tür zeminler için C_A ve C_V katsayıları doğrudan $Z \cdot E \cdot N_{A,V}$ çarpımı olarak alınabilir. Ancak yumuşak zeminler için katsayıların bulunması gerektiği durumlarda zemin sınıfına bağlı bazı güvenlik çarpanları ile düzeltme yapılması gerekir. Bu çarpanlar bölgenin depremden etkilenme durumuna göre değişiklik gösterir. Deprem etkisi büyük olan zeminlerde C_A katsayısı 1.1, küçük olan zeminlerde 1.0 ile çarpılır. C_V katsayısı ise etkinin büyük olduğu zeminlerde 1.5, etkinin küçük olduğu zeminlerde 3.0 ile çarpılabilir. Bu güvenlik çarpanının tam olarak bulunabilmesi için öncelikle zeminin çeşitli özelliklerine dayanılarak zemin sınıfı belirlenmelidir. Daha sonra $Z \cdot E \cdot N_{A,V}$ ile çarpılacak olan zemin sınıfına (Çizelge 3.6) bağlı güvenlik çarpanı ATC-40 da önerilmiş olan Çizelge 3.7 ve Çizelge 3.8'den okunur. Bu güvenlik çarpanının da göz önüne alınmasıyla C_A ve C_V katsayıları için Denklem 3.33'deki gibi genel bir bağıntı yazılabilir.

Çizelge 3.6. Zemin sınıfları (ATC-40, 1996)

İlk 30 Metredeki Ortalama Zemin Özellikleri				
Zemin Sınıfı	Kayma Dalgası Hızı V_S (m/s)	Standart Penetrasyon Deneyi, N (Vuruş/m)	Kesme Dayanımı Açısı (Derece)	Drenajsız Kayma Dayanımı S_U (kN/m ²)
S_A – Sert Kaya	$V_S > 1500$	-----	-----	-----
S_B - Kaya	$760 < V_S \leq 1500$	-----	-----	-----
S_C – Yoğun Toprak ve Yumuşak Kaya	$360 < V_S \leq 760$	$N > 165$	> 40	$S_U > 100$
S_D – Sert Toprak	$180 < V_S \leq 350$	$50 \leq N \leq 165$	$33 - 40$	$50 \leq S_U \leq 100$
S_E – Yumuşak Toprak	$V_S \leq 180$	$N < 50$	< 33	$S_U < 50$
S_F – Aşırı plastik kil, yumuşak kil gibi özel değerlendirme gereken zeminler				

Çizelge 3.7. C_A için zemin sınıfına bağlı çarpan

Zemin sınıfı	Deprem Katsayısı $Z^*E^*N_{A,V}$					
	=0.075	=0.15	=0.20	=0.30	=0.40	>0.40
S_A	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40	$1.0 * Z^*E^*N_{A,V}$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40	$1.0 * Z^*E^*N_{A,V}$
S_C	0.09	0.18	0.24	0.33	0.40	$1.0 * Z^*E^*N_{A,V}$
S_D	0.12	0.22	0.28	0.36	0.44	$1.1 * Z^*E^*N_{A,V}$
S_E	0.19	0.30	0.34	0.36	0.36	$0.9 * Z^*E^*N_{A,V}$
S_F	--Yerel zemin incelemesi gerekir--					

Çizelge 3.8. C_V için zemin sınıfına bağlı çarpan

Zemin sınıfı	Deprem Katsayısı $Z^*E^*N_{A,V}$					
	=0.075	=0.15	=0.20	=0.30	=0.40	>0.40
S_A	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40	$1.0 * Z^*E^*N_{A,V}$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40	$1.0 * Z^*E^*N_{A,V}$
S_C	0.13	0.25	0.32	0.45	0.56	$1.4 * Z^*E^*N_{A,V}$
S_D	0.18	0.32	0.40	0.54	0.64	$1.6 * Z^*E^*N_{A,V}$
S_E	0.26	0.50	0.64	0.84	0.96	$2.4 * Z^*E^*N_{A,V}$
S_F	--Yerel zemin incelemesi gerekir--					

$$C_{A,V} = Z * E * N_{A,V} * \text{Güvenlik Çarpanı} \quad (3.33)$$

Bulunan bu C_A ve C_V katsayıları ile ele alınan bölgedeki bir yapıya gelebilecek deprem etkisini temsil eden ve Spektral İvme Katsayısı – Periyot diyagramında gösterilen bir standart talep eğrisi oluşturulur (ATC-40, 1996), (Şekil 3.13).

Standart talep eğrisi üç ayrı kısımdan oluşmaktadır.

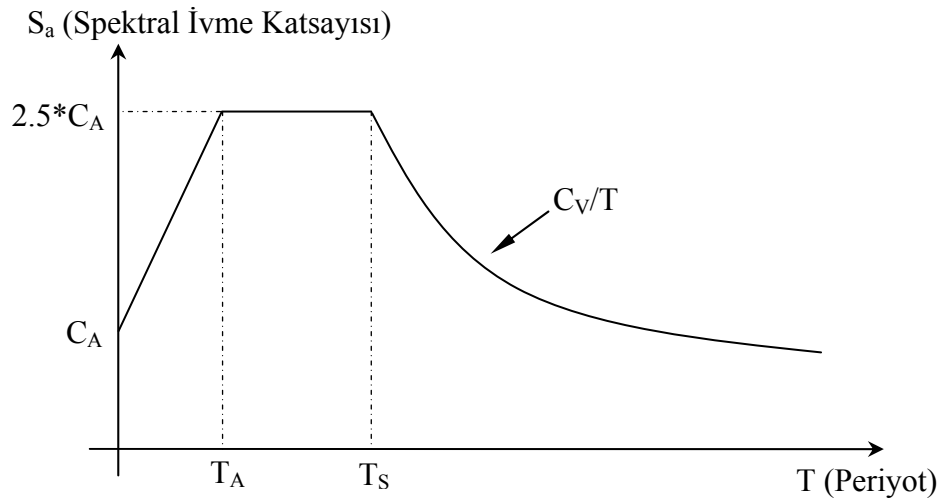
- $0 \leq T \leq T_A$ arasında C_A ' dan $2.5 C_A$ ' ya kadar doğrusal artan kısım,
- $T_A \leq T \leq T_S$ arasında $2.5 C_A$ ' da sabit değerde kalan kısım,
- $T_S \leq T$ değerleri için C_V/T denkleminde uyararak azalan parabolik kısım.

Standart talep eğrisindeki bu kısımlar tipik bir deprem etkisinin idealleştirilmiş hali olduğu söylenebilir. Doğrusal artan kısım deprem hareketlerinin başlangıcına, sabit kısım en yüksek genlikli deprem hareketinin ortalama değerine, parabolik olarak azalan kısım ise deprem etkisinin kaybolmaya başladığı duruma karşı gelmektedir.

$$T_S = \frac{C_V}{2.5 * C_A} \quad (3.34)$$

$$T_A = 0.2 * T_S \quad (3.35)$$

C_A katsayısı zeminin etkili maksimum ivme katsayısını temsil ederken $2.5 * C_A$, %5 lik sönüme sahip kısa periyotlu bir sistemin maksimum ortalama ivmesine karşı gelmektedir. C_V katsayısı periyodu 1 saniye olan %5 sönümlü sistemin spektrum değerini vermektedir. Standart talep spektrumu betonarme malzemenin deprem esnasında göstereceği viskoz sönümü temsil etmektedir.



Şekil 3.13. %5 sönümlü standart talep eğrisi

3.9.3. Standart Talep Spektrumunun ADRS Formatına Dönüştürülmesi

Standart talep spektrum eğrisi tek serbestlik dereceli bir sistemin periyodu ile sistemde meydana geldiği kabul edilen spektral ivme katsayısı değerinden oluşmaktadır. Standart talep spektrumunun spektral formata dönüştürülmesi işlemi, söz konusu eğrideki her bir T periyot değerinin spektral deplasmana çevrilmesi ile yapılmaktadır. Periyot değeri Denklem 3.36'da verildiği gibidir.

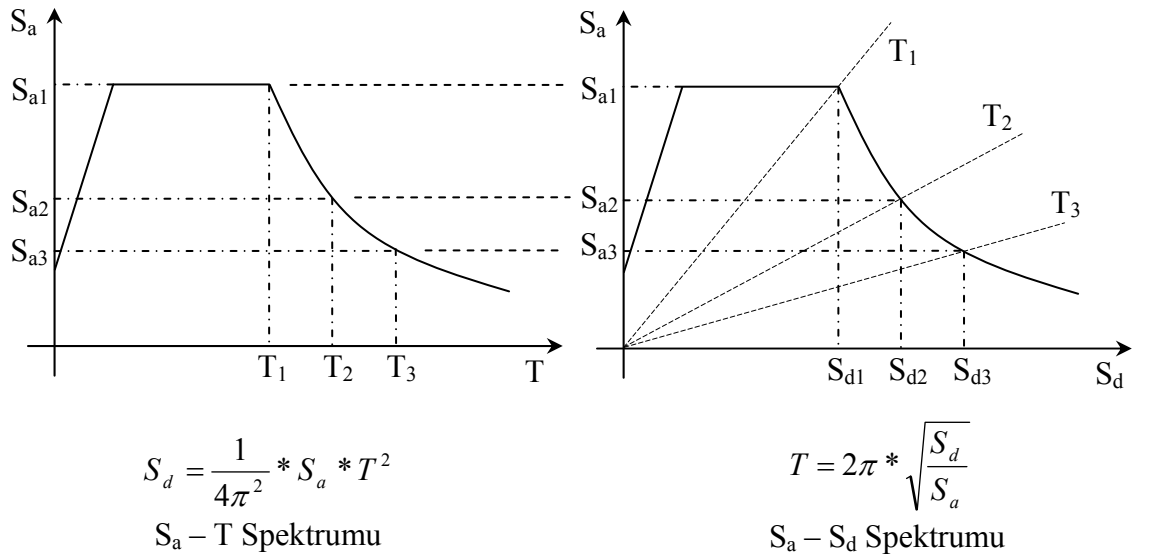
$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (3.36)$$

Burada ω dairesel frekansı ifade etmektedir. Buna göre spektral hız (S_v) ve spektral deplasman (S_d) formülleri Denklem 3.37 ve Denklem 3.38'deki gibi yazılabilir.

$$S_v = S_a * g * \frac{1}{\omega} = S_a * g * \frac{T}{2\pi} \quad (3.37)$$

$$S_d = S_v * \frac{1}{\omega} = S_d * g * \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \quad (3.38)$$

Spektral deplasman ile periyot arasında bulunan bu bağıntı ile elastik kapasite spektrumundaki periyot değerleri spektral deplasmana dönüştürülebilir (Şekil 3.14.).



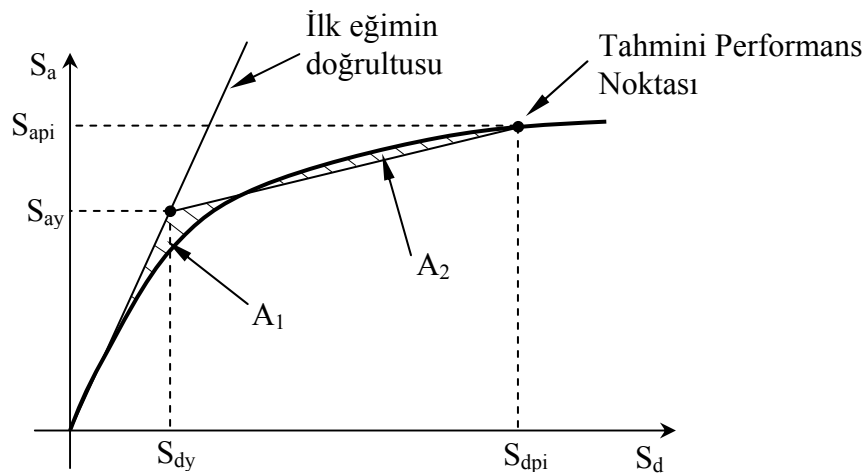
Şekil 3.14. Standart talep spektrumunun ADRS formatına dönüştürülmesi (Celep, Kumbasar, 2004)

Kapasite eğrisi ve standart talep spektrumunun ADRS formatına dönüştürülmesi ile söz konusu eğrilerin Spektral İvme Katsayısı – Spektral Deplasman grafiğinde beraber gösterilebilmesi mümkün hale gelir. Bu aşamadan sonra performans noktasının bulunabilmesi için eğrilerde bazı düzenlemeler yapılmaktadır. İterasyonların başlangıç noktasını belirlemek için kapasite spektrum eğrisi iki doğru parçası ile kırıklı hale getirilir. Ayrıca binada oluşan viskoz ve histeriktik çevrimsel sönümler hesaplanır ve bu sönümlerden yararlanarak talep spektrumu eğrisinde indirgeme yapılır.

3.10. Kapasite Spektrumu Eğrisinin İki Doğru Parçası ile İdealleştirilmesi

Kapasite spektrumu eğrisinin iki doğru parçası ile temsil edilmesi, binanın etkin sönüm değerinin belirlenmesi ve talep spektrumunun bu sönüm değerine uygun bir şekilde indirgenmesi işlemi için gerekli bir adımdır.

Yapının sönümünün bulunabilmesi için öncelikle tahmini bir performans noktasına ihtiyaç vardır. S_{api} ve S_{dpi} koordinatlarında bulunan bu tahmini noktaya başlangıç performansı da denmektedir (Şekil 3.15). Başlangıç performans noktasının bulunabilmesi için öncelikle kapasite ve %5 sönümlü talep spektrumları spektral ivme katsayısı – spektral deplasman grafiğinde üst üste çizilir. Kapasite spektrumunun ilk eğimi doğrultusunda oluşturulan bir çizgi talep spektrumuna kadar uzatılır ve kesiştirilir. Bu kesişim noktası, eğer yapı ideal elastik davranış gösterseydi ortaya çıkacak olan performans noktasını gösteriyor olacaktı. Göz önüne alınan yapı elbette doğrusal elastik yer değiştirmeler yapmamaktadır. Ancak bu nokta yapının genel



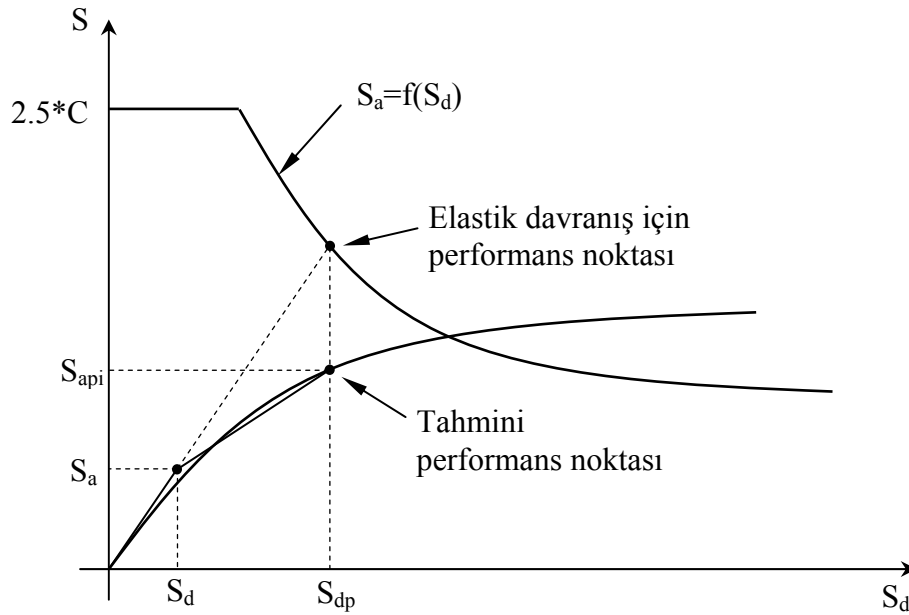
Şekil 3.15. Kapasite spektrumu eğrisinin iki doğru parçasıyla idealleştirilmesi.

dayanımını deplasman cinsinden kısmen de olsa temsil edebildiği için asıl performans noktasının tahmininde bir başlangıç değeri olarak kabul edilebilmektedir. Tahmini performans noktasının spektral deplasman değerinin kapasite spektrumu eğrisindeki izdüşümü alınarak tahmini performans noktası (S_{dpi} , S_{api}) belirlenmiş olur (ATC-40, 1996).

Kapasite spektrumunun ideal hale getirilmesinde kullanılacak ilk doğru parçası, tahmini performans noktasının bulunmasında yararlanılan kapasite spektrumu eğrisinin ilk eğimi doğrultusunda bulunmalıdır. İkinci doğru parçası ise ilk doğru parçasının (S_{dy} , S_{ay}) noktası ile tahmini performans noktası arasında teşkil edilir. İkinci doğru parçası oluşturulurken kapasite spektrumunun üstünde kalan A_1 alanı ile altında kalan A_2 alanının eşit olmasına dikkat edilmelidir. Böylece gerçek kapasite eğrisi ile idealleştirilmiş halinin aynı miktarda enerji sönümlemesi sağlanır. Ayrıca (S_{dy} , S_{ay}) noktasının, yapıdaki doğrusal olmayan davranışın başlangıcı kabul edilebilir.

3.11. Etkin Sönümün Belirlenmesi

Deprem yönetmeliklerinde verilen talep spektrumu eğrileri betonarme malzemenin özelliklerinden dolayı %5 lik bir viskoz sönüm değeri göz önüne alınarak elde edilmektedir.



Şekil 3.16. Tahmini performans noktasının bulunması

Ancak yatay deprem yüklemeleri altındaki bir yapıda doğrusal olmayan deplasmanlar ortaya çıkması ve kolon – kiriş birleşim bölgelerinde plastik mafsallar oluşması ile bu bölgelerde elemanların moment taşıma kapasitesinin üzerindeki momentler, doğrusal olmayan dönmelerle sönmlemeye başlar. Meydana gelen bu ek sönm değerleri çevrimsel sönm olarak tanımlanır. Sönmün artmasıyla yapının hareketi esnasında yaptığı iş ve tükettiği enerji artarken deprem talebinin yapıya etkisi azalır. Bu nedenle yapıya gelen deprem etkisini belirten talep spektrumunun yapıdaki sönlümlere bağlı olarak indirgenmesi gerekir (Özer, 2006).

Mevcut talep spektrumu betonarme malzemenin viskoz özelliklerinden dolayı %5 sönmlemiş durumdadır. Ancak çevrimsel sönm, viskoz sönmünden bağımsız olarak ele alınamadığı için indirgenme işleminde tekrar hesaba katılmaktadır.

Yapıda tüketilen deprem enerjisinin viskoz ve çevrimsel sönmlemelerin toplamına eşit olduğu varsayılmaktadır. Talep spektrumunun indirgenmesinde ise viskoz ve çevrimsel sönmelerin toplamının kritik sönmüne oranı olarak tanımlanan etkin sönm oranı esas alınmaktadır. Betonarme yapılar için kabul edilen viskoz sönm oranı %5 iken çevrimsel sönm kapasite spektrumunun içinde kalan histeriktik alan ile ilgilidir ve viskoz sönm cinsinden ifade edilebilir. Çevrimsel sönm β_0 olarak gösterilirse toplam sönm (β_{eff}),

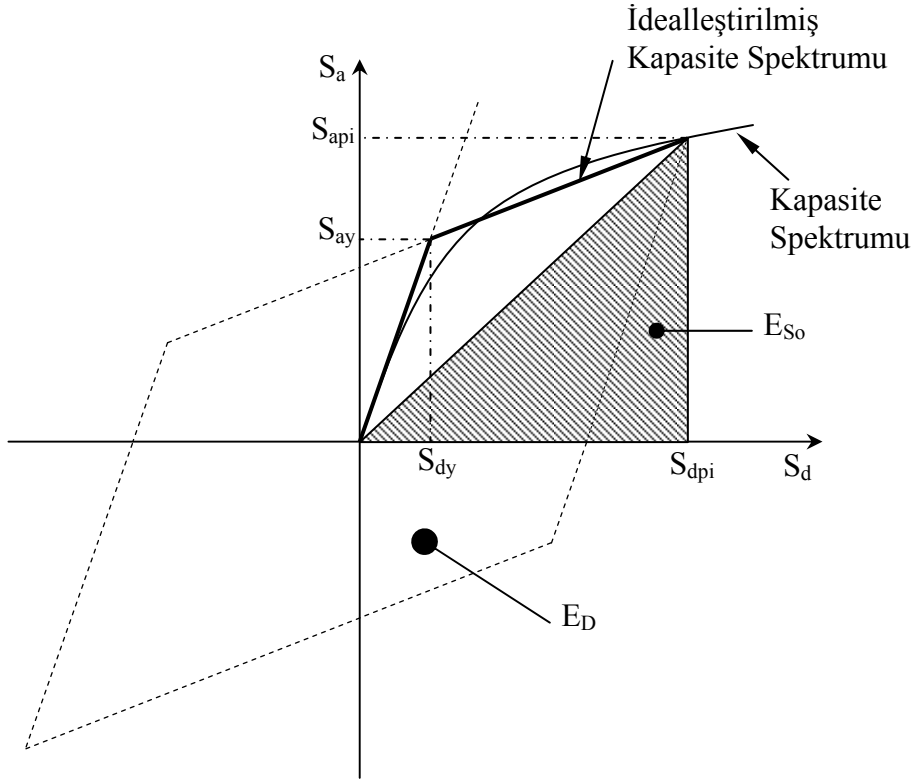
$$\beta_{eff} = \beta_0 + 0.05 \quad (3.39)$$

şeklinde olmaktadır. Çevrimsel sönm formülü ise (Chopra, 1995),

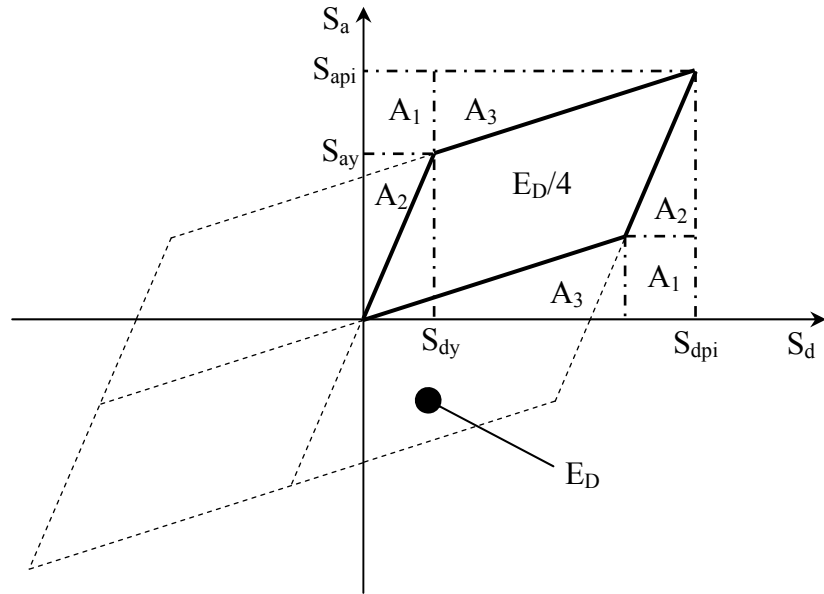
$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} * \frac{E_D}{E_{S_0}} \quad (3.40)$$

Burada E_D bir çevrimde sönmle tüketilen enerji olup, çevrim içinde kalan alana eşittir. E_{S_0} ise aynı yük seviyesi altındaki en büyük şekil değiştirme enerjisine karşılık gelmektedir (Şekil 3.17). Çevrimsel sönmün bulunabilmesi için Şekil 3.17'deki E_D ve E_{S_0} alanlarının belirlenmesi gerekmektedir (Şekil 3.18).

Şekil 3.18'den de açıkça görülebileceği gibi bir çevrimde tüketilen enerji miktarı (E_D) idealleştirilmiş kapasite spektrumu eğrisinin altında kalan paralel kenarın alanının 4 katına eşittir. Denklem 3.41'de büyük paralelkenarın alanı (E_D) hesaplanmıştır.



Şekil 3.17. Spektral indirgeme için sönümlemenin türetilmesi



Şekil 3.18. Bir çevrimde tüketilen enerji miktarının bulunması

$E_D = 4 * (\text{Şekil 3.31.'deki küçük paralelkenarın alanı})$

$$\begin{aligned} &= 4 * (S_{api} * S_{dpi} - 2A_1 - 2A_2 - 2A_3) \\ &= 4 * (S_{api} * S_{dpi} - 2 * S_{dy} * (S_{api} - S_{ay}) - 2 * ((S_{ay} * S_{dy})/2) \\ &\quad - 2 * (((S_{api} - S_{ay}) * (S_{api} - S_{ay}))/2)) \end{aligned}$$

$$E_D = 4 * (S_{ay} * S_{dpi} - S_{dy} * S_{api}) \quad (3.41)$$

E_D ile aynı yük seviyesi altındaki en büyük şekil değiştirme enerjisi olan E_{So} ise Şekil 3.17'de gösterilen üçgenin alanına eşittir.

$$E_{So} = S_{api} * S_{dpi} / 2 \quad (3.42)$$

Yapıdaki toplam sönüm bu değerlere göre tekrar yazılırsa,

$$\beta_{eff} = \beta_0 + 0,05 = \frac{1}{4\pi} * \frac{E_D}{E_{So}} + 0.05 \quad (3.43)$$

$$= \frac{1}{4\pi} * \frac{4 * (S_{ay} * S_{dpi} - S_{dy} * S_{api})}{\frac{S_{api} * S_{dpi}}{2}} + 0.05$$

$$= \frac{2}{\pi} * \frac{S_{ay} * S_{dpi} - S_{dy} * S_{api}}{S_{api} * S_{dpi}} + 0.05$$

$$\beta_{eff} = \frac{0.637 * (S_{ay} * S_{dpi} - S_{dy} * S_{api})}{S_{api} * S_{dpi}} + 0.05 \quad (3.44)$$

Sönüm ifadesi eğer yüzde olarak gösterilecekse,

$$\% \beta_{eff} = \frac{63.7 * (S_{ay} * S_{dpi} - S_{dy} * S_{api})}{S_{api} * S_{dpi}} + 5 \quad (3.45)$$

şeklini almaktadır.

Çevrimsel sönümün bulunmasında kullanılan paralelkenar, idealize edilmiş kapasite spektrumu eğrisinden elde edilmektedir. Ancak bu idealleştirme yapının gerçek davranışı yansıtma konusunda yetersizdir. Bu kusuru giderebilmek için çevrimsel sönümün bir κ düzeltme katsayısı ile çarpılması öngörülmüştür. κ düzeltme katsayısı

histeriktik çevrimin tam olarak oluşmadığı ve dayanımın düşük olduğu yapılarda küçük değerlere sahip olmaktadır. Dayanım arttıkça κ katsayısının değeri artar. Ayrıca deprem süresinin uzun olması yapıdaki plastik mafsalların seviyelerini ve enerji tüketimini arttıracığı için κ değerini de büyütmektedir. ATC-40 (1996) yönetmeliğinde yapı davranışına göre değişiklik gösteren κ düzeltme katsayılarının belirlenebilmesi amacıyla Çizelge 3.9 ve Çizelge 3.10 önerilmiştir.

Çizelge 3.9. Yapı davranış türünün belirlenmesi

Deprem Süresi	Genel Olarak Yeni Bina	Ortalama Mevcut Bina	Zayıf Mevcut Bina
Kısa Süreli	Tip A	Tip B	Tip C
Uzun Süreli	Tip B	Tip C	Tip C

Çizelge 3.10. Sönüm düzeltme katsayısı

Yapı Davranış Türü	Tip A	Tip B	Tip C
κ Düzeltme Katsayısı	1.00	0.67	0.33

κ sönüm düzeltme katsayısının da belirlenmesi ile yapıdaki sönüm yüzdesinin son hali Denklem 3.46'daki gibi bulunmuş olur.

$$\% \beta_{eff} = \frac{63.7 * \kappa * (S_{ay} * S_{dpi} - S_{dy} * S_{api})}{S_{api} * S_{dpi}} + 5 \quad (3.46)$$

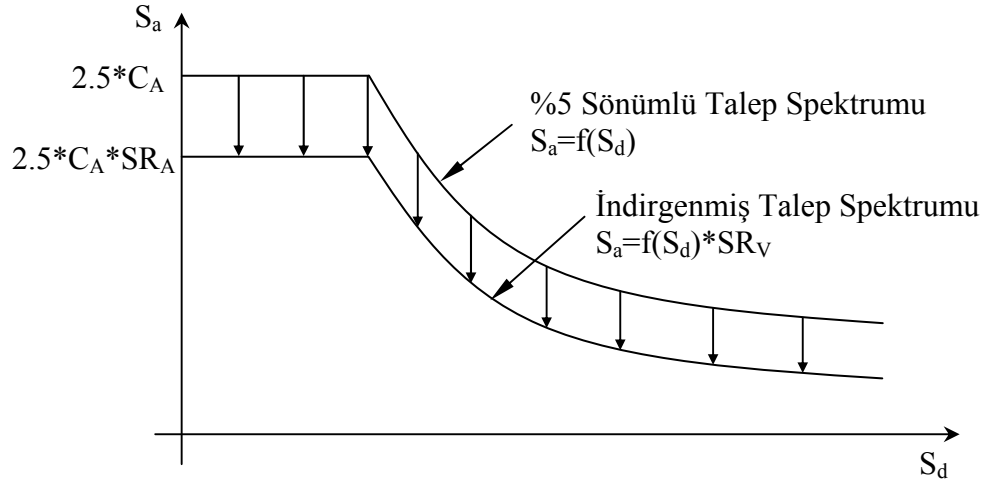
3.12. Talep Spektrumunun İndirgenmesi

Yapıdaki toplam sönümün bulunmasından sonra talep spektrumunda indirgeme yapılır. İndirgeme işlemi talep spektrumunun toplam sönüm oranına bağlı olarak bulunan SR_A ve SR_V katsayıları ile azaltılması olarak açıklanabilir. Böylece yapıdaki doğrusal olmayan davranış göz önüne alınmış olur (ATC-40). SR_A talep spektrumunun yatay kısmı için esas alınan sönüm katsayısı iken SR_V eğri kısım için esas alınmaktadır (Şekil 3.19). Bu katsayılar, β_{eff} toplam sönüm oranı yüzde cinsinden yazılırsa,

$$SR_A = \frac{1}{2.12} * (3.21 - 0.68 * \ln(100 * \beta_{eff})) \quad (3.47)$$

$$SR_V = \frac{1}{1.65} * (2.31 - 0.41 * \ln(100 * \beta_{eff})) \quad (3.48)$$

denklemleri ile ifade edilebilirler. Buna göre yapı davranış türü Çizelge 3.9 göz önüne alınarak elde edilecek olan SR_A ve SR_V katsayıları Çizelge 3.11’de verilmiştir (ATC-40).



Şekil 3.19. ADRS formatındaki talep spektrumunun indirgenmesi

Çizelge 3.11. Spektral indirgeme katsayıları

Yapı Davranış Türü A		Yapı Davranış Türü B		Yapı Davranış Türü C					
β_0	β_{eff}	SR_A	SR_V	β_{eff}	SR_A	SR_V	β_{eff}	SR_A	SR_V
0.00	0.05	1.00	1.00	0.05	1.00	1.00	0.05	1.00	1.00
0.05	0.10	0.78	0.83	0.08	0.83	0.87	0.07	0.91	0.93
0.15	0.20	0.55	0.66	0.15	0.64	0.73	0.10	0.78	0.83
0.25	0.28	0.44	0.57	0.22	0.53	0.63	0.13	0.69	0.76
0.35	0.35	0.38	0.52	0.26	0.47	0.59	0.17	0.61	0.70
≥ 0.45	0.40	0.33	0.50	0.29	0.44	0.56	0.20	0.56	0.67

Denklem 3.47 ve 3.48 ile belirlenen SR_A ve SR_V değerlerinin Çizelge 3.12’de verilen değerlerden daha az olmamaları gerekir.

Çizelge 3.12. Spektral indirgeme katsayıları minimum değerleri

	Yapı Davranış Türü		
	A	B	C
SR_A	0.33	0.44	0.56
SR_V	0.50	0.56	0.67

3.13. Performans Noktasının Bulunması (ATC-40, A Prosedürü)

Performans noktası yapının deprem etkilerine karşı vereceği tepkiyi temsil eder ve Spektral İvme Katsayısı - Spektral Deplasman diyagramında üst üste çizilen kapasite spektrumu ile indirgenmiş talep spektrumu eğrilerinin kesiştiği nokta olarak tanımlanır (ATC-40, 1996; FEMA-356, 2000). Talep spektrumunun indirgenmesi, kapasite spektrumunun lineer davranıştan ilk ayrıldığı noktanın yanında tahmini performans noktasına da bağlıdır. Yapının asıl performans noktası ise bu noktaların esas alınmasıyla yapılacak ardışık hesaplamalarla bulunur.

Öncelikle yapının projelendirildiği bölgenin zeminine ve depremselliğine göre oluşturulmuş %5 sönümlü standart talep spektrumu ADRS formatına çevrilir. Yapının artımlı yatay kuvvetlere karşı direncini temsil eden ve Pushover analizi ile meydana getirilen kapasite eğrisi ADRS formatına dönüştürülüp talep spektrumu ile beraber Spektral İvme Katsayısı – Spektral Deplasman diyagramında üst üste çizilir. Kapasite spektrumunun talep eğrisi altında kalan kısmı iki doğru parçası ile idealleştirilir. Bunun için kapasite spektrumunun ilk eğimi doğrultusunun talep eğrisini kestiği nokta bulunur. Bu nokta yapının doğrusal davranışta sahip olacağı performans noktasını gösterir. Eşit yer değiştirmelerin oluşacağı kabulü sonucu, bulunan bu performans noktası ile aynı spektral deplasman değerine sahip olan kapasite spektrum eğrisi üzerindeki nokta tahmini performans noktası (S_{dpi} , S_{api}) olarak kabul edilebilir. Kapasite spektrum eğrisi, tahmini performans noktası ile ilk eğimin doğrultusunda teşkil edilen doğru parçası arasının, önceki hali ile eşdeğerde enerjiyi tüketebilecek şekilde bir doğru parçası ile birleştirilmesi sonucu idealleştirilmiş olur. Talep spektrumu, idealleştirme sonucu ortaya çıkan bu iki noktaya bağlı olarak bulunan SR_A ve SR_V katsayıları ile indirgenir. Kapasite spektrum eğrisi ve indirgenmiş talep spektrumu eğrisinin kesişim noktası (S_{dp} , S_{ap}) belirlenir. Belirlenen bu nokta ile sönümün bulunmasında kullanılan tahmini

performans noktası arasındaki mesafe kabul edilebilir bir değerde olmalıdır. Bu değer genelde tahmini performans noktasının $\pm\%5$ 'i kadar alınır. Yani yapının performans noktasının spektral deplasman değeri,

$$0.95 * S_{dpi} \leq S_{dp} \leq 1.05 * S_{dpi} \quad (3.49)$$

şartını sağlamalıdır. Söz konusu şartı sağlayan nokta, yapının performans noktası olarak kabul edilir (şekil 3.20). Eğer bu şartı sağlamıyorsa bulunan nokta yeni tahmini performans noktası olarak alınır ve sönüm hesaplanarak indirgeme ve kesişim adımları tekrarlanır. Çıkacak nokta $\pm\%5 * S_{dpi}$ şartını sağlayıncaya kadar iterasyonlara devam edilir (ATC-40, 1996).

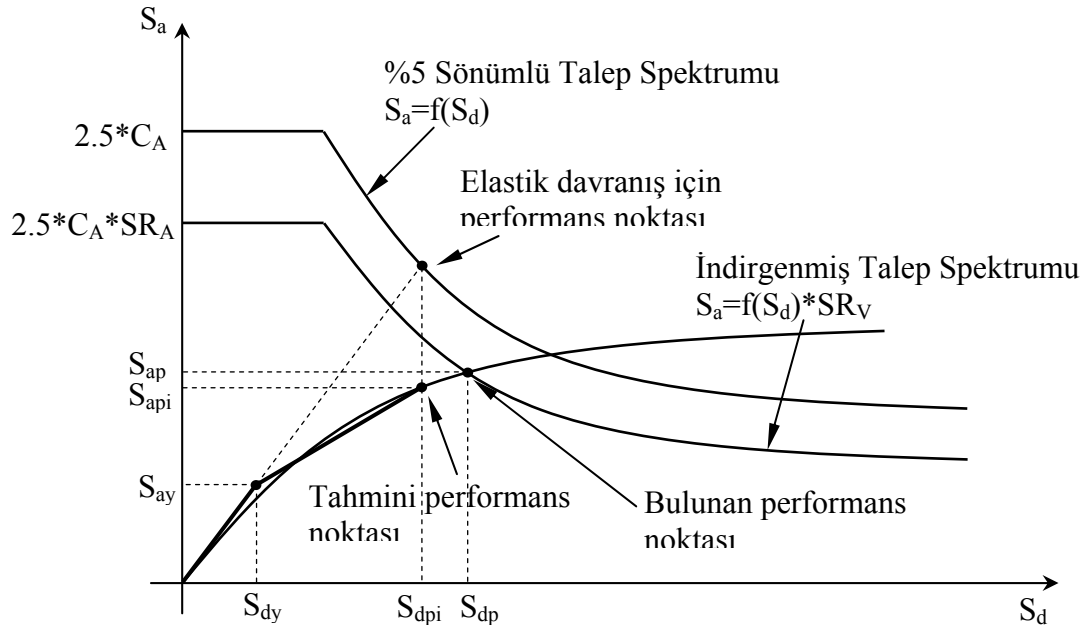
3.14. Performans Noktasının Kabul Kriterleri

Performans noktasının belirlenmesi ile yapının önceden belirlenmiş bir deprem etkisi altında göstereceği davranış bulunabilmektedir. Performans noktasının spektral ivme ve spektral deplasman değeri Denklem 3.30 ve Denklem 3.31 ile dönüştürülerek taban kesme kuvveti ve tepe deplasmanı cinsinden yazılabilir. Bu değerler yönetmeliklerde yapının yapılış amacına bağlı olarak öngörülen sınır değerleri ile karşılaştırılarak istenen performans seviyesinin sağlanıp sağlamadığı kontrol edilir. Yapının öngörülen sınır değerlerden daha büyük bir hasar seviyesine ulaşması veya daha büyük yatay kuvvetlere maruz kalması halinde performans seviyesinin değiştirilmesi veya taşıyıcı elemanların rijitlik ve dayanımlarının arttırılması yoluna gidilir. ATC-40'ta yapıda izin verilen hasarlarla ilgili sınırlamalar, bina ve eleman kabul kriterleri olmak üzere iki ana başlıkta toplanmıştır (Celep, Kumbasar, 2004).

3.14.1. Bina için Kabul Kriterleri

Bu başlıktaki sınırlamalar binanın genel dayanımını, katlar arası görelü ötelemelerini, yatay ve düşey yük kapasitelerini kapsamaktadır. Binada artan yatay yüklemelerden ve plastik mafsallardan dolayı meydana gelen yatay yük kapasitesi kaybının, toplam yatay yük kapasitesinin $\%20$ 'sini geçmemesi gerekir. Bu şekilde deprem etkisiyle oluşan yükleme çevrimlerinin yapının genel dayanımını azaltması sınırlandırılır. Katlar arası görelü ötelenmelerde ise iki kat arasındaki deplasmanın kat

yüksekliğine oranının Çizelge 3.13'te verilen değerleri aşmaması istenir (ATC-40, 1996). Bu da hasar sınırlaması ile beraber ikinci merteye etkilerinin de sınırlandırılması anlamına gelmektedir.



Şekil 3.20. A prosedürü ile performans noktasının belirlenmesi

Çizelge 3.13. Hasar seviyelerine göre göreceli yer değiştirmelerin sınırlandırılması

Katlar Arası Yer Değiştirme / Kat Yüksekliği Sınırı	Performans Seviyesi			
	Hemen Kullanım	Hasar Kontrol	Can Güvenliği	Yapısal Stabilite
En büyük toplam oranı	0.010	0.010 - 0.020	0.020	$0.33 \cdot V_i / P_i$
En büyük elastik ötesi deplasman oranı	0.005	0.005 - 0.015	Sınır Yok	Sınır Yok

Çizelge 3.13'teki Yapısal Stabilite durumunda V_i i. kata gelen kesme kuvveti ve P_i i. kata gelen toplam düşey yüklemelerdir. DBYBHY-2007 Bölüm 7.5.3'de performans seviyeleri için öngörülen değerler Çizelge 3.14'te verilmiştir.

Çizelge 3.14. Göreli kat ötelemeleri sınırlandırılması

Görelî Kat Ötelemesi Oranı	Performans Düzeyi		
	Hemen Kullanım	Can Güvenliği	Göçme Öncesi
$(\delta_i)_{\max} / h_i$	0.01	0.03	0.04

Çizelge 3.14'teki $(\delta_i)_{\max}$ ifadesi i. kattaki en büyük kat ötelenmesi miktarını, h_i ise i. katın yüksekliğini belirtir.

3.14.2. Elemanlar için Kabul Kriterleri

Döşeme, kiriş, kolon, perde ve temeller gibi yapısal elemanlar için öngörülen sınırlandırmalardır. Yapıyı meydana getiren elemanlar taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanlar olmak üzere iki gruba ayrılmaktadır. Taşıyıcı elemanlar da kendi aralarında birincil ve ikincil elemanlar olmak üzere ayrıca ikiye ayrılır. Binanın performans noktasına ulaştığı hasar durumu için her bir elemanın gerilmeleri ve şekil değiştirmeleri bulunur ve yönetmeliklerde belirtilen sınır durumları ile karşılaştırılır. Bütün elemanların Elemanlar için kabul kriterleri eleman türünün yanı sıra elemanda güç tükenmesine neden olan kritik etkilerin türüne de bağlıdır. Bu etkiler kolon – kiriş bölgesinde kesme kuvveti nedeniyle oluşacak kayma açıları veya plastik mafsallarda meydana gelecek aşırı dönmeler gibi etkilerdir.

Bu sınırlandırmalar incelendiğinde, yapının ana taşıyıcı elemanlarında diğer elemanlara göre daha küçük plastik mafsal dönmelerine izin verildiği ve sünekliğin büyük olduğu etriyeli kesitlerde daha büyük dönmelere müsaade edildiği görülmektedir. Bu dönmelerin sınırları, performans noktasının hemen kullanım seviyesi gibi daha kısıtlı bir hasara izin verilebilen durumda daha küçük olmaktadır. Kesme kuvvetinin kritik olduğu ve sünek olmayan güç tükenmesi görülebilecek kirişlerde sınır dönme açıları küçük tutulmuştur. Etriye sıklaştırması teşkil edilen kesitlerde ise sınır dönmeler daha büyük değerlerde alınabilir (ATC-40, 1996).

Yapısal elemanlar için ATC-40 yönetmeliğinde betonarme kiriş, kolon, perde ve kolon-kiriş birleşim noktası için izin verilen sınır plastik mafsal dönmeleri sırasıyla Çizelge 3.15, Çizelge 3.16, Çizelge 3.17 ve Çizelge 3.18'de verilmiştir. Çizelge 3.15'te

ρ çekme donatısı oranını, ρ' basınç donatısı oranını, ρ_b dengeli donatı oranını, V tasarım kesme kuvvetini, b_w kiriş gövde genişliğini, d faydalı yüksekliği, f_{ck} beton karakteristik basınç dayanımını, IO hemen kullanım performans seviyesini (Immediate Occupancy), LS can güvenliği performans seviyesini (Life Safety), CP göçme öncesini (Collapse Prevention) temsil etmektedir. Çizelge 3.16.'daki P kesme kuvvetini, A_c kolon kesit alanını temsil etmektedir. Çizelge 3.17'de A_s çekme gerilmesi etkisindeki kesit alanını, A_s' basınç etkisindeki kesit alanını, P tasarım eksenel kuvvetini, t_w perde kalınlığını, l_w perde uzunluğunu temsil etmektedir. Çizelge 3.18'de V kolon-kiriş birleşim noktasındaki tasarım kesme kuvvetini V_n kolon-kiriş birleşim noktasındaki mevcut kesme kuvvetini temsil etmektedir.

DBYBHY-2007'ye göre kesitlerde öngörülen en büyük şekil değiştirme değerleri Bölüm 3.4'de Denklem 3.11, Denklem 3.12 ve Denklem 3.13'de gösterilmiştir.

3.15. DBYBHY-2007'ye Göre Performans Seviyeleri

Mart 2007'de yürürlüğe giren yeni deprem yönetmeliğine göre yapı performans tanımlamaları olarak Hemen Kullanım, Can Güvenliği, Göçme Öncesi ve Göçme Durumu performans seviyeleri verilmiştir. Bu kavramlar deprem etkisine maruz kalmış bir kesitte görülecek olan hasar seviyelerine dayanılarak türetilmiştir. Bu nedenle öncelikle kesitlerdeki hasar sınırlarının ve buna bağlı olarak hasar bölgelerinin açıklanması gerekir.

Çizelge 3.15. Betonarme kirişler için izin verilen plastik mafsallı dönmeleri

Eğilme Etkisindeki Kirişler			Modelleme Parametreleri		Kabul Kriterleri					
			Plastik Dönme Açıları (Radyan)		Artık Güç Oranı	Plastik Dönme Açıları (Radyan)				
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	Sargı Donatısı Durumu	$\frac{V}{b_w * d * \sqrt{f_{ck}}}$	Min	Max		IO	Performans Seviyesi			
							Birincil Eleman Tipi	İkincil Eleman Tipi		
						IO	LS	CP	LS	CP
≤ 0.0	Uygun	≤ 3	0.025	0.050	0.2	0.005	0.020	0.025	0.020	0.050
≤ 0.0	Uygun	≥ 6	0.020	0.040	0.2	0.005	0.010	0.020	0.020	0.040
≥ 0.5	Uygun	≤ 3	0.020	0.040	0.2	0.005	0.010	0.020	0.020	0.030
≥ 0.5	Uygun	≥ 6	0.015	0.020	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.020
≤ 0.0	U. Değil	≤ 3	0.020	0.030	0.2	0.005	0.010	0.020	0.020	0.030
≤ 0.0	U. Değil	≥ 6	0.010	0.015	0.2	0.000	0.005	0.010	0.010	0.015
≥ 0.5	U. Değil	≤ 3	0.010	0.015	0.2	0.005	0.010	0.010	0.010	0.015
≥ 0.5	U. Değil	≥ 6	0.005	0.010	0.2	0.000	0.005	0.005	0.005	0.010

Çizelge 3.16. Betonarme kolonlar için izin verilen plastik mafsal dönmeleri

Eğilme Etkisindeki Kolonlar			Modelleme Parametreleri			Kabul Kriterleri				
			Plastik Dönme Açılı (Radyan)		Artık Güç Oranı	Plastik Dönme Açılı (Radyan)				
$\frac{P}{A_c * f_{ck}}$	Sargı Donatısı Durumu	$\frac{V}{b_w * d * \sqrt{f_{ck}}}$	Min	Max			Birincil Eleman Tipi		İkincil Eleman Tipi	
					Performans Seviyesi					
						IO	LS	CP	LS	CP
≤ 0.1	Uygun	≤ 3	0.020	0.030	0.2	0.005	0.010	0.020	0.015	0.030
≤ 0.1	Uygun	≥ 6	0.015	0.025	0.2	0.005	0.010	0.015	0.010	0.025
≥ 0.4	Uygun	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.000	0.005	0.015	0.010	0.025
≥ 0.4	Uygun	≥ 6	0.010	0.015	0.2	0.000	0.005	0.010	0.010	0.015
≤ 0.1	U. Değil	≤ 3	0.010	0.015	0.2	0.005	0.005	0.010	0.005	0.015
≤ 0.1	U. Değil	≥ 6	0.005	0.005	0.0	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
≥ 0.4	U. Değil	≤ 3	0.005	0.005	0.0	0.000	0.000	0.005	0.000	0.005
≥ 0.4	U. Değil	≥ 6	0.000	0.000	0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Çizelge 3.17. Betonarme perdeler için izin verilen plastik mafsal dönmeleri

Eğilme Etkisindeki Perdeler			Modelleme Parametreleri			Kabul Kriterleri				
			Plastik Dönme Açılı (Radyan)		Artık Güç Oranı	Plastik Dönme Açılı (Radyan)				
$\frac{(A_s - A'_s) * f_y + P}{t_w * l_w * f_{ck}}$	$\frac{V}{t_w * l_w * \sqrt{f_{ck}}}$	Perde Uç Donatısı	Min	Max			Birincil Eleman Tipi		İkincil Eleman Tipi	
					Performans Seviyesi					
						IO	LS	CP	LS	CP
≤ 0.1	≤ 3	Evet	0.015	0.020	0.75	0.005	0.010	0.015	0.015	0.020
≤ 0.1	≥ 6	Evet	0.010	0.015	0.40	0.004	0.008	0.010	0.010	0.015
≥ 0.25	≤ 3	Evet	0.009	0.012	0.60	0.003	0.006	0.009	0.009	0.012
≥ 0.25	≥ 6	Evet	0.005	0.010	0.30	0.001	0.003	0.005	0.005	0.010
≤ 0.1	≤ 3	Hayır	0.008	0.015	0.60	0.002	0.004	0.008	0.008	0.015
≤ 0.1	≥ 6	Hayır	0.006	0.010	0.30	0.002	0.004	0.006	0.006	0.010
≥ 0.25	≤ 3	Hayır	0.003	0.005	0.25	0.001	0.002	0.003	0.003	0.005
≥ 0.25	≥ 6	Hayır	0.002	0.004	0.20	0.001	0.001	0.002	0.002	0.004

Çizelge 3.18. Kolon-kiriş birleşim noktaları için izin verilen plastik mafsal dönmeleri

Kolon-Kiriş Birleşim Noktaları			Modelleme Parametreleri			Kabul Kriterleri				
			Plastik Dönme Açılı (Radyan)		Artık Güç Oranı	Plastik Dönme Açılı (Radyan)				
$\frac{P}{A_c * f_{ck}}$	Sargı Donatısı Durumu	$\frac{V}{V_n}$	Min	Max			Birincil Eleman Tipi		İkincil Eleman Tipi	
					Performans Seviyesi					
						IO	LS	CP	LS	CP
İç Noktalar										
≤ 0.1	Uygun	≤ 1.2	0.015	0.030	0.2	0.000	0.000	0.000	0.020	0.030
≤ 0.1	Uygun	≥ 1.5	0.015	0.030	0.2	0.000	0.000	0.000	0.015	0.020
≥ 0.4	Uygun	≤ 1.2	0.015	0.025	0.2	0.000	0.000	0.000	0.015	0.025
≥ 0.4	Uygun	≥ 1.5	0.015	0.020	0.2	0.000	0.000	0.000	0.015	0.020
≤ 0.1	U. Değil	≤ 1.2	0.005	0.020	0.2	0.000	0.000	0.000	0.015	0.020
≤ 0.1	U. Değil	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2	0.000	0.000	0.000	0.010	0.015
≥ 0.4	U. Değil	≤ 1.2	0.005	0.015	0.2	0.000	0.000	0.000	0.010	0.015
≥ 0.4	U. Değil	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2	0.000	0.000	0.000	0.010	0.015
Diğer Noktalar										
≤ 0.1	Uygun	≤ 1.2	0.010	0.020	0.2	0.000	0.000	0.000	0.015	0.020
≤ 0.1	Uygun	≥ 1.5	0.010	0.015	0.2	0.000	0.000	0.000	0.010	0.015
≥ 0.4	Uygun	≤ 1.2	0.010	0.020	0.2	0.000	0.000	0.000	0.015	0.020
≥ 0.4	Uygun	≥ 1.5	0.010	0.015	0.2	0.000	0.000	0.000	0.010	0.015
≤ 0.1	U. Değil	≤ 1.2	0.005	0.010	0.2	0.000	0.000	0.000	0.005	0.010
≤ 0.1	U. Değil	≥ 1.5	0.005	0.010	0.2	0.000	0.000	0.000	0.005	0.010
≥ 0.4	U. Değil	≤ 1.2	0.000	0.000	0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
≥ 0.4	U. Değil	≥ 1.5	0.000	0.000	0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

3.15.1. Sünek Kesitlerde Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri

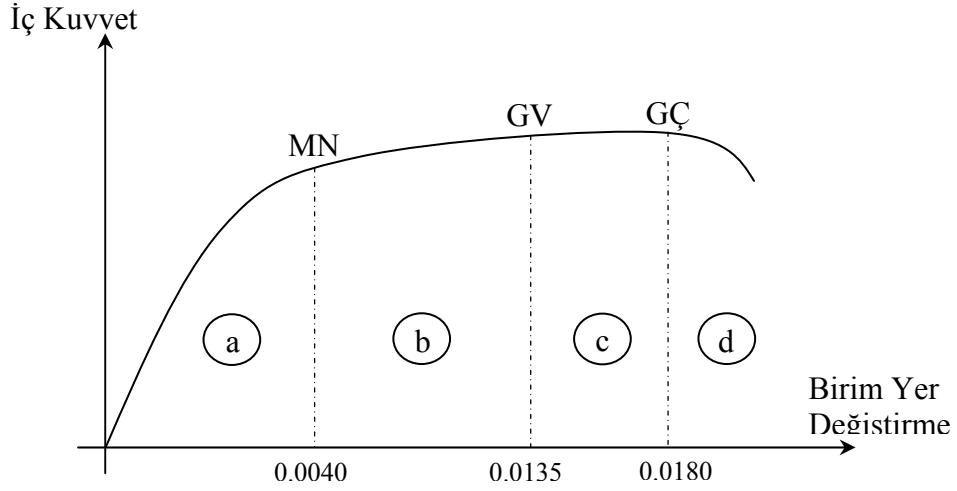
Yapılar için performans seviyeleri kesitlerde görülecek hasar miktarına göre ayrılmaktadır. Sünek kesitlerde hasar miktarları için kabaca 3 farklı seviyeden bahsedilebilir. Bunlar Minimum Hasar Sınırı (MN), Güvenlik Sınırı (GV) ve Göçme Sınırı (GÇ)'dir. Minimum hasar sınırı, kesitte doğrusal elastik davranışın kaybolduğu yer değiştirme miktarı olarak; güvenlik sınırı, elastik sınırın ötesindeki kesitin güvenli bir şekilde deplasman yapabileceği en büyük değer olarak; göçme sınırı ise kesitin göçmeden hemen önce ulaşabileceği en büyük deplasman değeri olarak kabul edilmektedir. Bu sınırlar kesitin sünek kırılma özelliği göstermesi durumunda geçerli olmaktadır. Gevrek kırılma özelliği gösteren kesitlerde ani ve büyük deformasyonlar görülmesi bu tür sınırlar oluşturulmasını zorlaştırmaktadır.

Yapının kapasite eğrisi üstünde gösterilen ve kesit hasar sınırlarına karşılık gelen yer değiştirme değerlerinin arasında kalan bölgelerdir (Şekil 3.21).

Bu bölgeleri kısaca açıklamak gerekirse,

a: Minimum Hasar Bölgesi; taşıyıcı elemanların MN hasar sınırına ulaşmadığı ve doğrusal davranışın hâkim olduğu durumdur.

b: Belirgin Hasar Bölgesi; elemanlarda kılcal çatlakların oluşmaya başladığı ve doğrusal davranıştan ilk ayrılmanın gerçekleştiği durumu gösterir.



Şekil 3.21 Sünek kesitlerde hasar sınırları ve hasar bölgeleri

c: İleri Hasar Bölgesi; elemanlardaki kılcal çatlakların boyutlarının büyüdüğü, plastik mafsalların geliştiği ve doğrusal olmayan davranışın iyice belirgin hale geldiği durumdur.

d: Göçme Bölgesi; plastik mafsalların taşıyıcı sisteme yayıldığı, yapı genelinde stabilitenin kaybolduğu ve göçme sürecinin başladığı durumdur.

Yatay yüklemelerin etkisi ile zorlanan bir kesitin aşmış olduğu hasar sınırı Denklem 3.8, Denklem 3.9 ve Denklem 3.10'da verilmiş olan değerlerle bulunabilir.

3.15.2. Deprem Performans Seviyeleri

Yapıların sismik performans seviyeleri, doğrusal olmayan hesaplamalarla belirlenen performans noktalarının dâhil olduğu hasar bölgesine göre bulunmaktadır. Yani yapının deprem sonrası sahip olacağı hasar seviyesi performans noktası ile

doğrudan bağlantılıdır. DBYBHY-2007’de dört hasar bölgesi için dört ayrı performans seviyesi tanımlanmıştır.

- **Hemen Kullanım Seviyesi:** Performans noktası, minimum hasar bölgesi aralığına denk gelen bir yapının sahip olacağı performans seviyesidir. Taşıyıcı sistemdeki hasar miktarı yok denecek kadar azdır. Yapının deprem etkisinde davranışı elastik sınıra ulaşmamış olup, yapısal elemanların rijitlik ve dayanım gibi özellikleri depremden önceki durumunu büyük ölçüde korumuş haldedir. Kat ötelemeleri ve elemanlardaki çatlamlar ihmal edilebilecek değerlerdedir. Meydana gelen hasarlar onarılabilecek düzeydedir. Yapının herhangi bir katındaki kirişlerin en fazla %10’u belirgin hasar bölgesinde bulunmakta, diğer tüm taşıyıcı elemanlar minimum hasar bölgesinde kalmaktadır.
- **Can Güvenliği Seviyesi:** Bazı yapısal elemanlarda hasarlar görünmektedir. Ancak hasar gören bu elemanların yatay ve düşey dayanımlarında depremden önceki duruma göre önemli bir değişiklik yoktur. Yapıda doğrusal olmayan davranış çok az da olsa görünmeye başlanmıştır. Bazı kiriş ve kolonlarda kılcal çatlaklar oluşmuştur. Dolgu duvarların hasar görme ve yıkılma durumu söz konusu değildir. Kat ötelenmesi ve elemanlardaki şekil değiştirmeler küçük değerlerdedir. Bir yapının Can Güvenliği Performans Seviyesine sahip olabilmesi için aşağıda verilen şartları sağlaması gerekmektedir.
 - a) Uygulanan her bir deprem doğrultusu için herhangi bir kattaki kirişlerin en fazla %30’u ileri hasar bölgesine geçmelidir.
 - b) Herhangi bir katta İleri Hasar Bölgesi’ne geçmiş kolonların karşıladığı kesme kuvvetinin aynı kattaki kolonlar tarafından karşılanan toplam kesme kuvvetine oranı %20’den az olmalıdır. En üst kat kolonları için bu oran %40 olabilir.
 - c) Diğer taşıyıcı sistem elemanların tamamı Minimum Hasar Bölgesi’nde veya Belirgin Hasar Bölgesi’nde bulunmalıdır. Ancak, herhangi bir katta hem alt hem de üst kesitlerinde Minimum Hasar Sınırı aşılmış olan kolonların karşıladığı kesme kuvvetleri, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetinin %30’undan az olması koşulu vardır. Bu özellikleri taşıyan yapıların, gevrek güç tükenmesi gösteren elemanlarının güçlendirilmesi şartıyla Can Güvenliği Performans Seviyesi’nde bulunduğu söylenebilir.

- **Göçme Öncesi Seviyesi:** Birçok taşıyıcı sistem elemanında belirgin hasarlar görülmeye başlar ve deprem öncesinde sahip oldukları yatay doğrultudaki dayanım ve rijitliklerinin çoğunu kaybederler. Bir kısım kolon ve kiriş eksenel yük taşıma kapasitesine ulaşmıştır. Düşey yüklerin karşılanabilmesi azalsa da devam etmektedir. Yapının doğrusal olmayan davranışı belirgin hale gelmiştir. Bazı kolon - kiriş birleşim bölgelerinde düşük seviyeli plastik mafsalları oluşumları görülür. Yapısal olmayan çoğu eleman hasar görmüş haldedir. Dolgu duvarlarda büyük hasarlar vardır ve bazıları göçmüş durumdadır. Kat ötelenmeleri geri dönüşü olmayan seviyelerdedir. Bu performans seviyesinde taşıyıcı olmayan elemanlar göçme bölgesi özelliği gösterebilir. Bir yapının Göçme Öncesi Performans Seviyesine sahip olabilmesi için aşağıda verilen şartları sağlaması gerekmektedir.

- a) Uygulanan her bir deprem doğrultusu için herhangi bir kattaki kirişlerin en fazla %20'si göçme bölgesine geçmelidir.
- b) Geriye kalan tüm taşıyıcı elemanlar minimum, belirgin ve ileri hasar bölgesi özelliği göstermelidir. Ancak, herhangi bir katta hem alt hem de üst kesitlerinde Minimum Hasar Sınırı aşılmış olan kolonların karşıladığı kesme kuvvetleri, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetinin %30'undan az olması koşulu vardır.
- c) Yapının depremden sonra kullanılması can güvenliği açısından tehlikelidir. Maliyet hesaplarına göre yapının onarılması veya tamamen yıkılarak yeniden yapılması durumları karşılaştırılarak en elverişli seçeneğin uygulanması gerekir.

Bu özellikleri taşıyan ve tüm gevrek güç tükenmesi gösteren elemanlarının göçme bölgesinde olduğu kabul edilen bir yapının Göçme Öncesi Performans Seviyesi'ne sahip olduğu söylenebilir.

- **Göçme Seviyesi:** Taşıyıcı elemanlarının çoğunun Göçme Öncesi Performans Seviyesini aşmış olduğu ve yapının göçme durumuna geldiği performans seviyesidir. Yapı yıkılmanın eşiğindedir. Düşey taşıyıcı elemanların bir kısmı göçmüştür. Kalan elemanlar ise yatay yüklemelere karşı dayanım ve rijitliklerini kaybetmiş olup, sadece düşey yükleri taşıyabilir hale gelmiştir. Kalıcı şekil ve yer değiştirmeler mevcuttur. Birçok kolon-kiriş birleşim bölgesinde dönme limitlerine

ulaşmış ve moment iletim yeteneğini kaybetmiş plastik mafsal oluşumları görülebilir. Yapısal olmayan elemanların hemen hemen hepsinin göçtüğü kabul edilir. Yapıda statik olarak kararlı bir durumdan söz edilemeyeceği için depremden sonra kullanılması can güvenliği bakımından çok tehlikelidir. Muhtemel bir artçı sarsıntıda yıkılma gerçekleşebilir. Bu performans seviyesinde taşıyıcı elemanların hasar durumları ve görelî kat ötelemeleri gibi özelliklerin kontrolü yapılmaz.

Mevcut veya güçlendirilecek binaların deprem performanslarının belirlenmesinde esas alınacak deprem düzeyleri ve bu deprem düzeylerinde binalar için öngörülen minimum performans hedefleri Çizelge 3.19'da verilmiştir. HK hemen kullanım performans seviyesini, CG can güvenliği performans seviyesini, GÖ göçme öncesi performans seviyesini göstermektedir.

Çizelge 3.19. Farklı deprem düzeyleri için öngörülen minimum performans hedefleri.

Binanın Kullanım Amacı ve Türü	Deprem Aşılma Olasılığı		
	50 yılda %50	50 yılda %10	50 yılda %2
Deprem Sonrası Kullanımı Gereken Binalar: Hastaneler, sağlık tesisleri, itfaiye binaları, haberleşme ve enerji tesisleri, ulaşım istasyonları, vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, afet yönetim merkezleri, vb.	–	HK⁽¹⁾	CG⁽²⁾
İnsanların Uzun Sureli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar: Okullar, yatakhaneler, yurtlar, pansiyonlar, askeri kışlalar, cezaevleri, müzeler, vb.	–	HK	CG
İnsanların Kısa Sureli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar: Sinema, tiyatro, konser salonları, kültür merkezleri, spor tesisleri.	HK	CG	–
Tehlikeli Madde İçeren Binalar: Zehirli, parlayıcı ve patlayıcı özellikleri olan maddelerin bulunduğu ve depolandığı binalar.	–	HK	GÖ⁽³⁾
Diğer Binalar: Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (konutlar, işyerleri, oteller, turistik tesisler, endüstri yapıları, vb.).	–	CG	–

⁽¹⁾: Hemen Kullanım, ⁽²⁾: Can Güvenliği, ⁽³⁾: Göçme Öncesi

4. ARAŞTIRMA BULGULARI VE TARTIŞMA

4.1.Yapıların Modellenmesi

Doğrusal olmayan analiz yöntemlerinde yapıların artan yatay yüklemeler altında tekrar tekrar çözülmesi, plastik mafsall oluşumları gibi iteratif ve elle yapılacak hesaplamaların çok zor olduğu işlemlerde bilgisayarlar en uygun seçeneklerdir.

Günümüzde bu tip hesaplamalar için birçok yapı analizi paket programı bulunmaktadır. Yapılar bu programlarda modellendikten sonra Statik İtme (pushover) analizi yapılarak kapasite eğrisi elde edilebilir. Modelleme yapılırken plastik mafsalların özellikleri, yapısal elemanlarda tanımlanacağı bölgeler ve Pushover yüklemeleri ile ilgili yönetmeliklerde uygulanması önerilen yükleme kombinasyonları dikkate alınmalıdır.

4.1.1. Modellemelerde Plastik Mafsalların Tanımlanması

Plastik mafsallar, buldukları kesitlerin diğer kesitlerle fiziksel bağlantısının azalarak kopmasına ve bu bölgelerdeki gerilmelerin komşu bölgelere tam olarak aktarılamamasına neden olur. Kirişlerde plastik mafsalların basit eğilme momenti etkisi ile ortaya çıktığı kabul edilir. Eğilme momentinin en büyük değerine ulaştığı kısımlar olan kirişin uç ve açıklık ortası bölgelerinde doğrusal olmayan şekil değiştirmeler görülür. Ancak açıklık ortasında oluşan plastik mafsallar yapıyı fazla etkilemez. Bu nedenle pratik uygulamalarda kirişin sadece uç kısımlarına tanımlanır. Diğer kuvvetlerin de komşu elemanlara iletilmesinde kayıplar oluşur ancak eğilme momenti etkisi diğerlerine göre daha önemlidir.

Kolonlarda ise eğilme momenti sadece uç noktalarda en büyük değerlerine ulaşır. Ancak kolonlar yapıları itibari ile hem aksenal kuvvetlere hem de birbirine dik iki doğrultuda eğilme momentlerine maruz kalmaktadır. Bu da kolon uç bölgelerinde tanımlanacak plastik mafsalların hem normal kuvvet, hem de moment etkilerini içermesi gerektiği anlamına gelir.

Plastik mafsallar, buldukları kesitlerde neden olabilecek etkilere ve kesitlerin donatı durumlarına göre farklı özelliklerde ve isimlerde tanımlanırlar (Çizelge 4.1)

Çizelge 4.1. Plastik mafsal türleri, etkileri ve kullanılacağı yerler

Plastik Mafsal Türü	Bulunduğu Kesite Etkisi	Kullanılabileceği Yapı Elemanları
P	Eksenel kuvvetin iletimini azaltır	Çelik yapılarda iki ucu mafsallı çaprazlar veya kafes kiriş elemanları
V2	Kesitin genişliği doğrultusundaki kesme kuvvetinin iletimini azaltır	Yetersiz etriye bulunan elemanlar, yüksek kirişler, bağ kirişleri, yüksekliği az olan perdeler
V3	Kesitin yüksekliği doğrultusundaki kesme kuvvetinin iletimini azaltır	Yetersiz etriye bulunan elemanlar, yüksek kirişler, bağ kirişleri, yüksekliği az olan perdeler
T	Burulma momentinin iletimini azaltır	Açıklık ortasında saplama kiriş bulunan kirişler
M2	Kesitin yüksekliği doğrultusundaki eğilme momentinin iletimini azaltır	Kirişler
M3	Kesitin genişliği doğrultusundaki eğilme momentinin iletimini azaltır	Kirişler
P-M2-M3	Normal kuvvetin ve birbirine dik doğrultudaki momentlerin iletimini azaltır	Kolonlar ve perdeler

4.1.2. Düşeyde ve Yatayda Yük Kombinasyonları

Yönetmelikler yapıların depreme karşı tasarımıda kullanılacak olan düşey ve yatay yükler için çeşitli katsayılar ve kombinasyonlar önermiştir. DBYBHY-2007 Bölüm 4.2.4’de önerilen yükleme katsayıları ve kombinasyonları Denklem 4.1 ve Denklem 4.2’de gösterildiği gibidir.

$$1.0 G + 1.0 Q + 1.0 E \quad (4.1)$$

$$0.9 G + E \quad (4.2)$$

Burada, G sabit düşey yüklemeleri, Q hareketli düşey yüklemeleri, E ise yatay deprem yüklemelerini ifade eder. Depreme karşı tasarımıda yapı Denklem 4.1 ve 4.2.’de verilen kombinasyonlarla çözülür ve yapıyı en çok zorlayacak yükleme seçeneğine göre boyutlandırma yapılır. Bu tez çalışmasındaki yapıların modellenmesinde kullanılan yükleme katsayıları ve kombinasyonları Çizelge 4.2.’de gösterilmiştir.

Burada DUSEY YUK binadaki mevcut düşey yüklemeleri temsil etmektedir. DUSEYPUSH deprem hesabı için göz önüne alınan düşey yükleri gösterir. Doğrusal olmayan yükleme kombinasyonları EXPPUSH ve EYPPUSH yapı modelinin +X ve +Y yönlerinde, EXNPUSH ve EYNPUSH ise -X ve -Y yönlerinde deprem etkisine maruz kalacağını belirtir. 09 ile başlayan kombinasyonlar ise Denklem 4.2’deki seçeneğin uygulamasıdır.

Çizelge 4.2. Pushover yüklemeleri için katsayı ve kombinasyonlar

Kombinasyonun Adı	Yükleme Katsayıları					
	G	Q	EXP	EXN	EYP	EYN
DUSEY YUK	1.4	1.6				
DUSEYPUSH	1	1				
EXPPUSH	1	1	1			
EXNPUSH	1	1		-1		
EYPPUSH	1	1			1	
EYNPUSH	1	1				-1
09DUSEYPUSH	0.9					
09EXPPUSH	0.9		1			
09EXNPUSH	0.9			-1		
09EYPPUSH	0.9				1	
09EYNPUSH	0.9					-1

4.1.3. Yapıların Etabs Programı ile Modellenmesi

Bu tez çalışmasında incelenen binalar yaygın bir kullanıma sahip olan ve CSI firması tarafından geliştirilen Etabs (8. Versiyon, 2004) yapı analizi programı üzerinden modellenmiş ve çözülmüştür.

Yapı projesine uygun olarak Etabs programında modellenmiştir. Sonra plastik mafsallık özellikleri tanımlanır kiriş ve kolon elemanlarının uç bölgelerine atanmıştır. Yapıya etki eden düşey ve yatay yüklemeler tanımlanarak ve yüklem kombinasyonları oluşturulmuştur. Modelleme bittikten sonra doğrusal olmayan analiz yaptırılmıştır. Etabs programı yapıyı önce düşey, sonra da artan yatay yüklemeler altında çözmektedir. Bu analiz ile yapıda muhtemel bir deprem etkisi sonucu oluşacak plastik mafsallar model üstünde görüntülenebilmektedir. İsteğe göre mafsallaşma sürecinin adımları ve seviyesi görülebilmektedir.

4.2. İncelenen Binaların Özellikleri

Betonarme konut tipi yapıların sismik performanslarının bulunması hakkında sayısal örnek olarak Antakya bölgesinde seçilen 3 adet bina Etabs analiz programı ile modellenmiş ve hasar görülebilirlik durumları hesaplanmıştır. İncelenen 3 binanın yapısal özellikleri ve ilk üç hâkim modunun periyot değerleri Çizelge 4.3’de, sismik özellikleri Çizelge 4.4’de ve düşey yüklemeleri Çizelge 4.5’de verilmiştir.

Çizelge 4.3. Modellenen binaların yapısal özellikleri ve modal periyotları

	A Binası	B Binası	C Binası
Yapım tarihi	1989	1979	1986
Beton cinsi	C16	C16	C16
Donatı cinsi	S220	S220	S220
Bina yüksekliği (m)	21.50	22.00	25.00
Kat sayısı	B+Z+4	B+Z+5	B+Z+6
Kısa doğrultu uzunluğu (m)	13.35	20.85	18.60
Uzun doğrultu uzunluğu (m)	17.60	35.20	20.00
Kat alanı (m ²)	210.0	656.8	343.6
Döşeme kalınlığı (cm)	12	12	12
Kat ağırlığı (ton)	63.86	202.9	104.92
Toplam ağırlık (ton)	1100.65	3049.4	2309.81
Simetriklik	Yok	Yok	Yok
1.Mod	0.5375 (u) ⁽¹⁾	0.5996 (u)	0.5115 (k)
2.Mod	0.4316 (k) ⁽²⁾	0.5202(k)	0.4309 (b)
3.Mod	0.3957 (b) ⁽³⁾	0.4803 (b)	0.5710 (u)

⁽¹⁾: Uzun doğrultu, ⁽²⁾: Kısa doğrultu, ⁽³⁾: Burulma

Çizelge 4.4. Modellenen binaların sismik özellikleri

Sismik Özellikler	Değeri
Deprem bölgesi	1. Bölge
Etkin yer ivmesi	0.40
Hesaplarda göz önüne alınacak deprem türü	Tasarım depremi
Deprem yükü dış merkezliği	0.05
Hareketli yük katılım katsayısı	0.30
Bina önem katsayısı	1.0
Taşıyıcı sistem davranış katsayısı	4
Yerel zemin sınıfı	S _D
C _A	0.2419
C _V	0.5632
Yapı davranış türü	C

Çizelge 4.5. Modellemelerde esas alınan düşey yüklemeler

Düşey Yüklemeler	Değeri
Betonarme	24.52 kN/m ³
Mermer	20 kN/m ³
Dolgu duvar	12.75 kN/m ³
Harç	27 kN/m ³
Hareketli	2 kN/m ²

Seçilen 3 binanın tamamı konut tipi betonarme çerçeve sisteme sahip yapılardan meydana gelmiştir. Hiçbir binanın projesinde simetriklik bulunmamaktadır. Binaların tamamı 1975 tarihli Türk Deprem Yönetmeliğine göre inşa edildiğinden modelleme sürecinde C16 beton sınıfı ve S220 donatı sınıfı kullanılmıştır. Bu özelliklere sahip binalar, Antakya bölgesindeki konut tipi betonarme yapıların genel karakteristiklerine uygundur. Binaların yerleri Şekil 4.1’de verildiği gibidir.

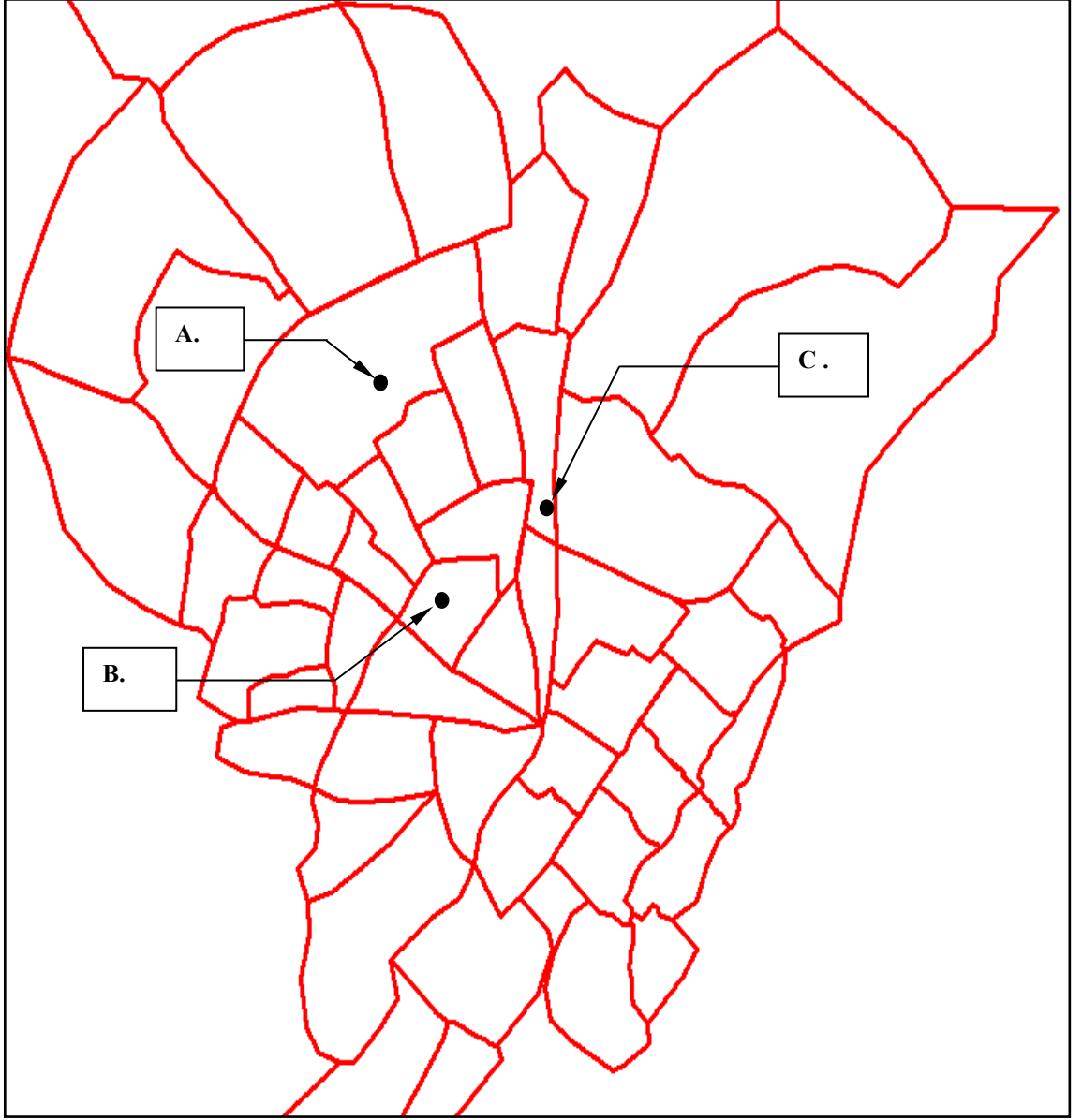
Binalar doğal periyotlarının, mod şekillerinin ve doğrultularının bulunabilmesi için proje bilgilerine sadık kalınarak modellenmiştir. Pushover analizinin uygulandığı durumda yapının döşeme elemanları kaldırılmış, silinen elemanların kütleleri bulunmuş ve buldukları katın kütle merkezine etki ettirilmiştir.

4.3. Çok Katlı Betonarme Binaların Sismik Performanslarının Belirlenmesi

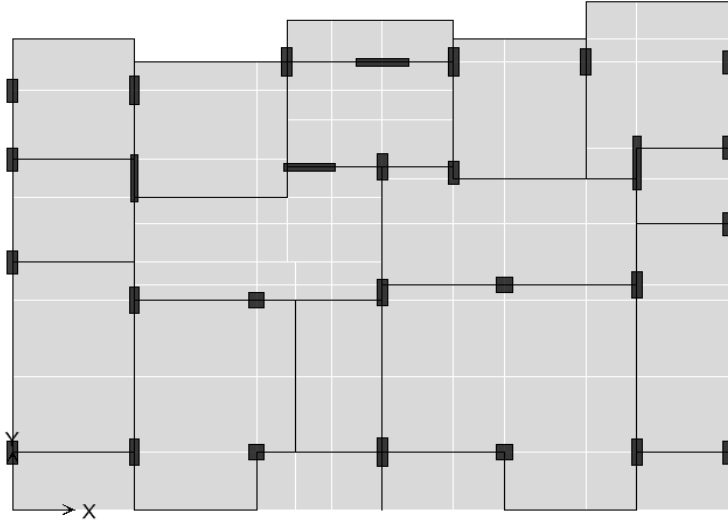
Tezin bu bölümünde Antakya bölgesinde belirlenmiş olan 3 adet betonarme konut tipi yapının hasar görebilirliği, Kapasite Spektrum Yöntemi’nden ve Performans Dayalı Tasarım ilkelerinden faydalanılarak tespit edilmeye çalışılmıştır.

4.3.1. A binasının sismik performansının belirlenmesi

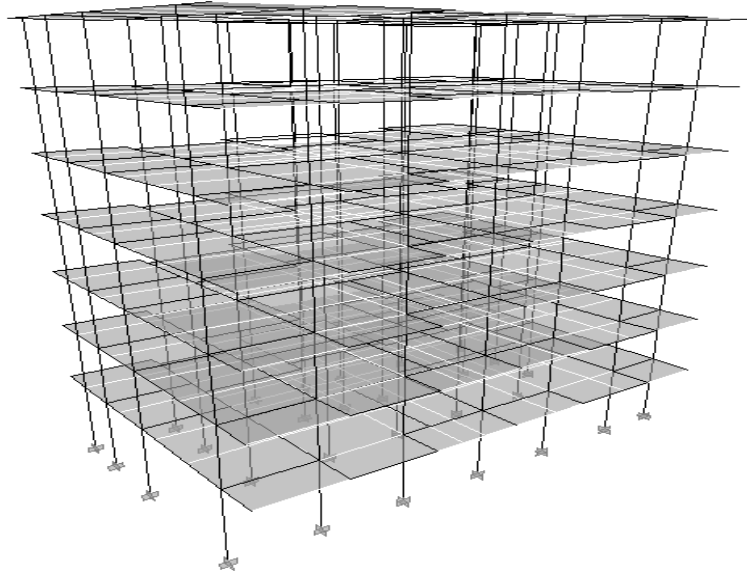
Sismik performansı bulunacak olan A binasının planı Şekil 4.2’de, 3 boyutlu Etabs modeli Şekil 4.3’de verilmiştir.



Şekil 4.1. Modellenen binaların Antakya bölgesindeki yerleşimleri



Şekil 4.2. A binasının planı



Şekil 4.3. A binasının 3 boyutlu Etabs modeli

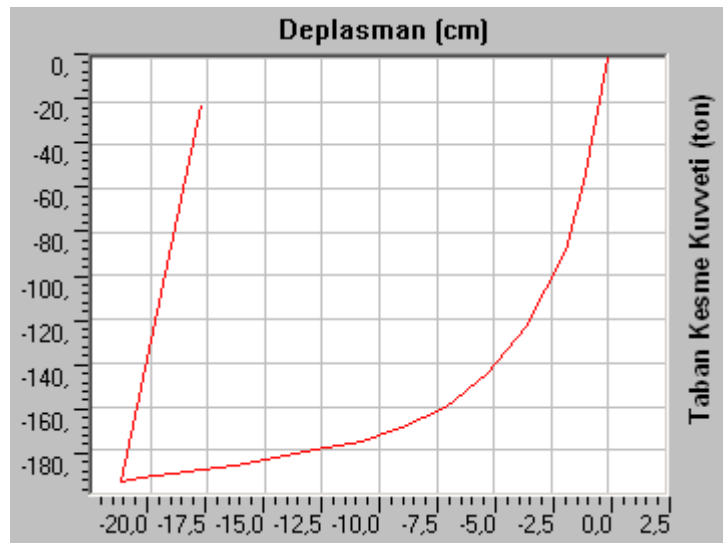
A binası modeline Pushover analizi uygulanmış ve her bir kombinasyon için yapının performans noktası bulunmuştur. En kritik yükleme durumuna 09EXNPUSH kombinasyonunda ulaşılmıştır (Çizelge 4.6). A binasının 09EXNPUSH kombinasyonu için Pushover analizi ile elde edilen kapasite eğrisi Şekil 4.4'de, ADRS eğrisi Şekil 4.5'da verildiği gibidir.

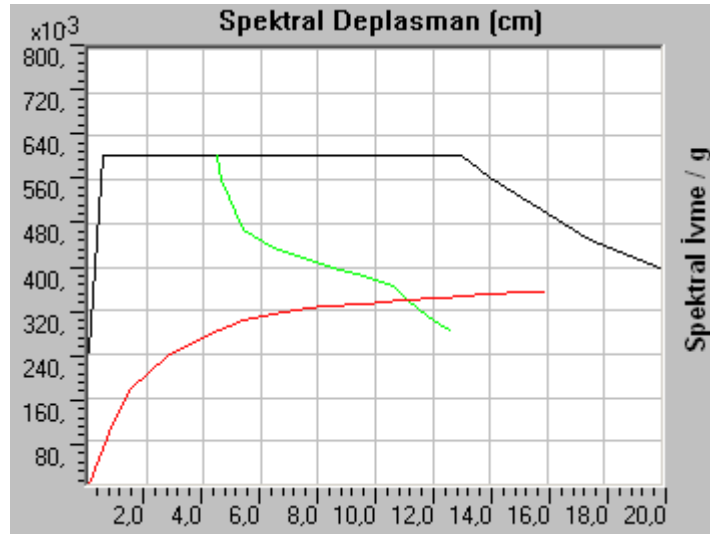
Çizelge 4.6. A binasının performans noktası değerleri

Komb.	V (Ton)	d (cm)	S_a	S_d (cm)
EXPPUSH	186.27	14.34	0.361	11.051
EXNPUSH	184.21	14.73	0.336	11.098
EYPPUSH	176.25	9.25	0.358	7.839
EYNPUSH	171.17	12.32	0.337	10.386
09EXPPUSH	185.53	14.36	0.360	11.094
09EXNPUSH	186.78	16.34	0.339	11.132
09EYPPUSH	176.24	9.482	0.358	8.033
09EYNPUSH	171.13	12.44	0.337	10.491

Çizelge 4.6.'da kombinasyonlar için verilen V-d ve S_a - S_d değerleri, üçgen yükleme kombinasyonunda elde edilen performans noktalarına karşılık gelmektedir. Burada V ton cinsinden taban kesme kuvvetini, d cm cinsinden deplasman değerini, S_a birimsiz spektral ivme katsayısını, S_d ise cm cinsinden spektral deplasman değerini göstermektedir.

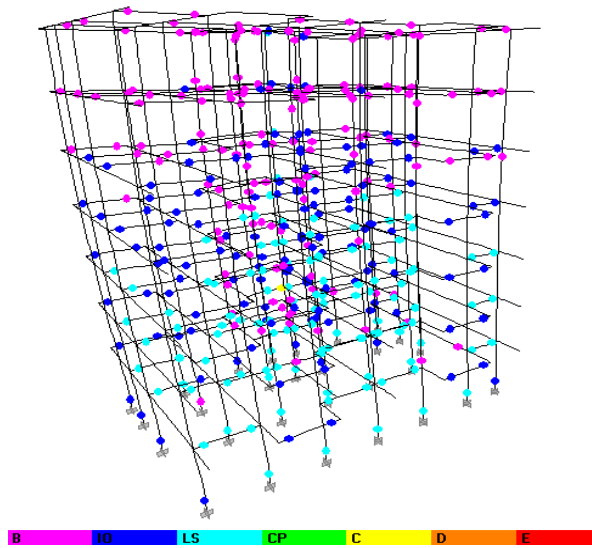
09EXNPUSH kombinasyonu yapıya hem yatay kuvvet hem de deplasman bakımından en fazla etkileyen yükleme olduğu için seçilmiştir. Diğer bir önemli nokta ise bu yükleme kombinasyonunun A binasının hâkim periyot doğrultusu ile uyumlu olmasıdır. Yükleme negatif yönde olduğundan değerler de negatif çıkmıştır.

**Şekil 4.4.** A binası 09EXNPUSH yüklemesi için kapasite eğrisi

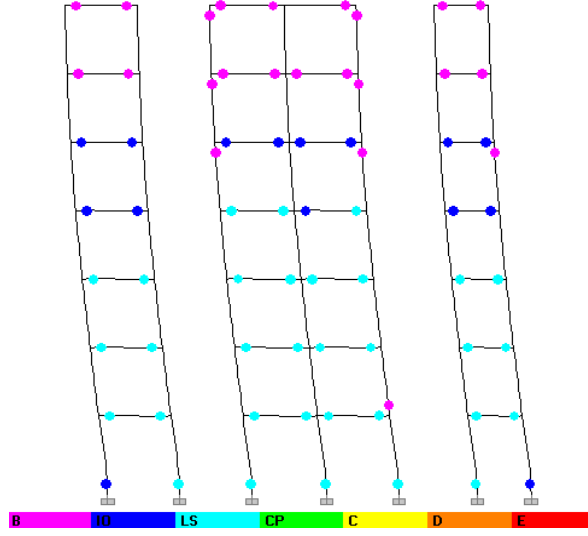


Şekil 4.5. A binası 09EXNPUSH yüklemesi için kapasite ve talep spektrumu eğrileri

Şekil 4.4’de A binasının 09EXNPUSH yüklemesi etkisi ile meydana gelen kapasite eğrisi gösterilmiştir. Yapının bu yükleme etkisinde en fazla 194.06 ton taban kesme kuvvetine ve 21.30 cm çatı yer değiştirmesine dayanabildiği, bu noktadan sonra göçmeye uğradığı görülmektedir. Şekil 4.5’da ise yapının kapasite ve talep spektrumları ADRS formatına dönüştürülmüş ve aynı grafikte gösterilmiştir. Talep eğrisinin iteratif işlemler sonucu sönümlenmesi, bu grafikte talep eğrisinden başlayan ve kapasite spektrum eğrisini kesen yeşil bir eğri ile temsil edilmiştir. Bu eğrinin kapasite spektrumu eğrisini kestiği nokta yapının performans noktasını verir.



Şekil 4.6. A binası 09EXNPUSH yüklemesi plastik mafsalları (3 Boyutlu görünüş)



Şekil 4.7. A binası 09EXNPUSH yüklemesi plastik mafsalları (kesit görünüşü)

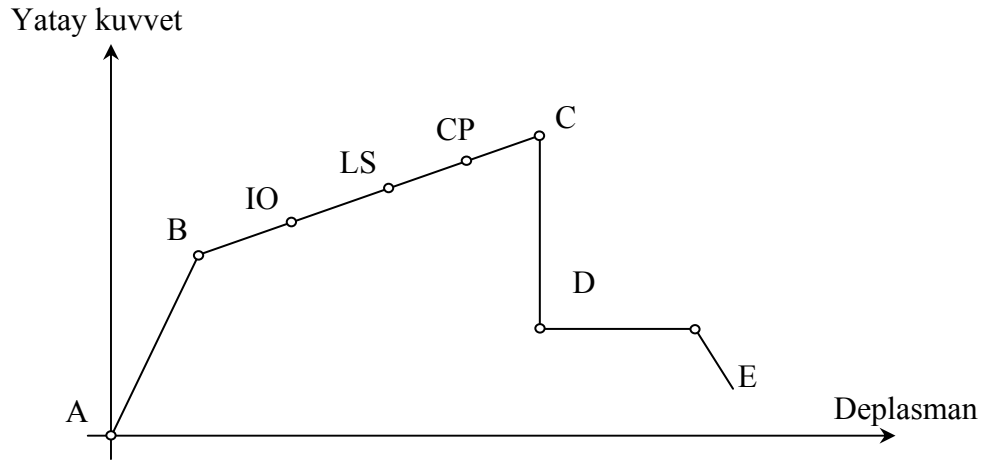
A binasında 09EXNPUSH yüklemesi ile oluşan nihai plastik mafsalların yerleri Şekil 4.6’de model üstünde, Şekil 4.7’de kesit görünüşü olarak verilmiştir.

Şekil 4.6 ve Şekil 4.7’de görülen nihai plastik mafsalların hepsi aynı hasar seviyesine sahip değildir. Kirişler, kolonlara oranla daha çok zarar görmektedir. Daha büyük gerilmelere maruz kalan zemin katı kolonlarının plastikleşme ve hasar seviyeleri diğer kat kolonlarına göre yüksektir. Plastik mafsalların hasar seviyeleri temsil edildikleri renge karşılık gelen hasar aralığı ile de gösterilebilir. Bu aralıklar,

- A-B: Doğrusal elastik davranış bölgesi (gösterilmez)
- B-IO: Elastik ötesi-hemen kullanım seviyesi aralığı (minimum hasar, pembe)
- IO-LS: Hemen kullanım-can güvenliği seviyesi aralığı (belirgin hasar, mavi)
- LS-CP: Can güvenliği-göçmenin önlenmesi seviyesi aralığı (ileri hasar, turkuaz)
- CP-C: Göçmenin önlenmesi-göçme sınırı aralığı (göçme öncesi hasar, yeşil)
- C-D: Gerilmenin boşalıp kırılmaların başladığı aralık (sarı)
- D-E: Göçme bölgesi (turuncu)
- E: Tamamen göçme noktası (kırmızı)

Şeklinde ifade edilebilir. Bu hasar aralıklarının FEMA–356 yönetmeliği ile uyumlu olduğu görülmektedir. Bu hasar seviyeleri Şekil 4.8’de bir taslak kapasite eğrisi üzerinde belirtilmiştir. Ayrıca A binasında 09EXNPUSH yükleme kombinasyonu ile

oluşan nihai plastik mafsalların kuvvet ve deplasman durumuna göre miktarları ve seviyeleri Çizelge 4.7’de elde edilmiştir.



Şekil 4.8. Taslak bir kapasite eğrisi üzerinde performans aralıklarının gösterilmesi

Çizelge 4.7. A binasının 09EXNPUSH yüklemesindeki plastik mafsallaşma durumu

Adım	Deplasman (cm)	Tab.Kes.Kuv. (Ton)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Toplam
0	0	0	1189	1	0	0	0	0	0	0	
1	-1.0956	-57.2696	1127	63	0	0	0	0	0	0	
2	-1.8493	-88.7179	1066	124	0	0	0	0	0	0	
3	-3.5830	-123.6365	1006	184	0	0	0	0	0	0	
4	-5.3201	-145.1319	963	225	2	0	0	0	0	0	
5	-7.1179	-160.6903	906	242	42	0	0	0	0	0	
6	-8.9968	-169.7436	879	222	89	0	0	0	0	0	
7	-10.8120	-175.6174	864	199	125	2	0	0	0	0	1190
8	-12.7731	-180.1128	846	190	149	5	0	0	0	0	
9	-14.5113	-183.6314	832	169	148	41	0	0	0	0	
10	-16.3363	-186.7753	821	146	143	80	0	0	0	0	
11	-18.3877	-190.0012	804	140	142	104	0	0	0	0	
12	-20.3768	-192.8503	793	142	140	114	0	1	0	0	
13	-21.3007	-194.0627	782	153	140	114	0	1	0	0	

Çizelge 4.7.’de A binasında 09EXNPUSH yüklemesine göre oluşan plastik mafsallar toplam 13 adımda gösterilmiştir. Binada sadece düşey yüklerin bulunduğu 0.

adımında, söz konusu yüklerden dolayı yatay deplasman meydana gelmezken, göçme durumuna ulaşılan 13. adımda bina uzun doğrultuda 194.06 ton yatay yük etkisinde 21.30 cm yer değiştirme yapmıştır. Bu adımda binadaki toplam 1190 adet plastik mafsallı potansiyeli taşıyan noktadan (kiriş ve kolon uç bölgeleri) 153'ü B-IO, 140'ı IO-LS, 114'ü LS-CP ve 1 adedi de C-D hasar seviyeleri aralığında olmak üzere 408 adedi plastik mafsallı davranışı göstermeye başlamıştır. Performans noktasının bulunduğu 186.78 ton taban kesme kuvveti – 16.34 cm çatı yer değiştirmesi değerlerine karşılık gelen en yakın ve kritik adıma (10. adım) göre yapıda 146 adet B-IO, 143 adet IO-LS ve 80 adet LS-CP aralığında plastik mafsallı vardır.

Yapılan Pushover analizi sonucu A binasında en kritik plastik mafsalların zemin kattaki kiriş ve kolon uçlarında olduğu görülebilir (Şekil 4.6). Yapının performans noktasındaki hasar görülebilirliğini bulmak amacıyla bu katın esas alınması gerekir. Mevcut yapının performans seviyesi DBYBHY-2007 yönetmeliğinde önerilen kıstaslara göre belirlenmiştir.

DBYBHY-2007'ye göre A binasının hemen kullanım seviyesinde olması için tüm kiriş elemanların en fazla %10'unun belirgin hasar bölgesinde olması, kirişler dışındaki tüm elemanların ise en fazla minimum hasar seviyesinde olması gerekir. A binasının zemin katında 57 adet kiriş ve 28 adet kolon bulunmaktadır. Performans noktası durumunda bu kirişlerin 18 adedi LS-CP yani ileri hasar aralığında, 8 adedi IO-LS yani belirgin hasar aralığında, 2 adedi B-IO yani minimum hasar aralığında ve 29 adedi ise A-B yani hasar görülmeyen aralıktadır. Kolonlardan 10 tanesinin en az bir ucu LS-CP (ileri hasar), 17 adedinin ucu IO-LS (belirgin hasar) ve 1 adedinin ucu da B-IO (minimum hasar) aralığındadır. A binası, ileri hasar seviyesinde kolon elemanlar içerdiğinden hemen kullanım seviyesine sahip olamaz.

Sonraki seviye olan can güvenliği performans seviyesinde kirişlerin en fazla %30'unun ileri hasar seviyesinde olması istenirken A binasında 18 kiriş bu seviyeye ulaşmıştır. Buna göre,

$$\frac{18}{57} = 0.3158 = \%31.58 > \%30 \quad (4.3)$$

olmaktadır. Bir diğer can güvenliği performans seviyesi şartı olarak herhangi bir katta ileri hasar seviyesindeki kolonların, buldukları kata gelen toplam kesme kuvvetinin

en fazla %20'sini taşıması gerekmektedir. Zemin kata 186.8 ton kesme kuvveti gelirken bu kattaki ileri hasarlı kolonlar 75.72 ton kesme kuvveti taşımaktadır. Bu kesme kuvvetlerinin oranı,

$$\frac{75.72}{186.8} = 0.4053 = \%40.53 > \%20 \quad (4.4)$$

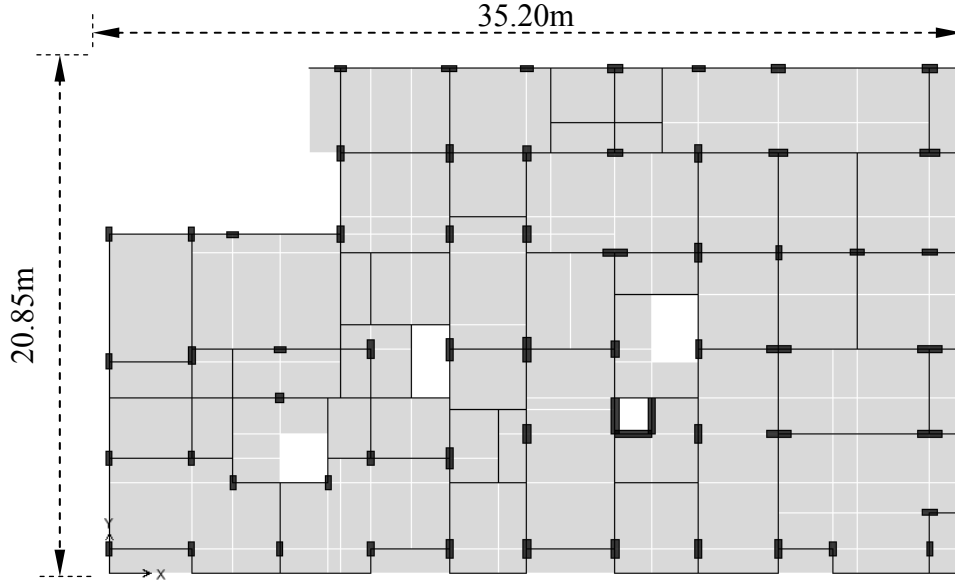
olduğundan can güvenliği seviyesi şartları sağlanamamış olur.

Bir sonraki seviye olan göçme öncesi performansı durumunda kirişlerin en fazla %20'sinin göçme öncesi hasarı almış olması beklenir. Ancak A binasında bu hasar seviyesine ulaşan herhangi bir eleman yoktur. Diğer şart olarak bir katta her iki ucunda da minimum hasar seviyesi geçilmiş olan kolonların, o kata gelen toplam kesme kuvvetinin en fazla %30'unu taşıması beklenir. Esas alınan zemin kattaki kolonların hiç birinde alt ve üst ucunda minimum hasarın aşılması durumu sağlanmamıştır. Çıkan sonuçlara göre A binasının göçme öncesi performans seviyesine sahip olduğu kabul edilebilir.

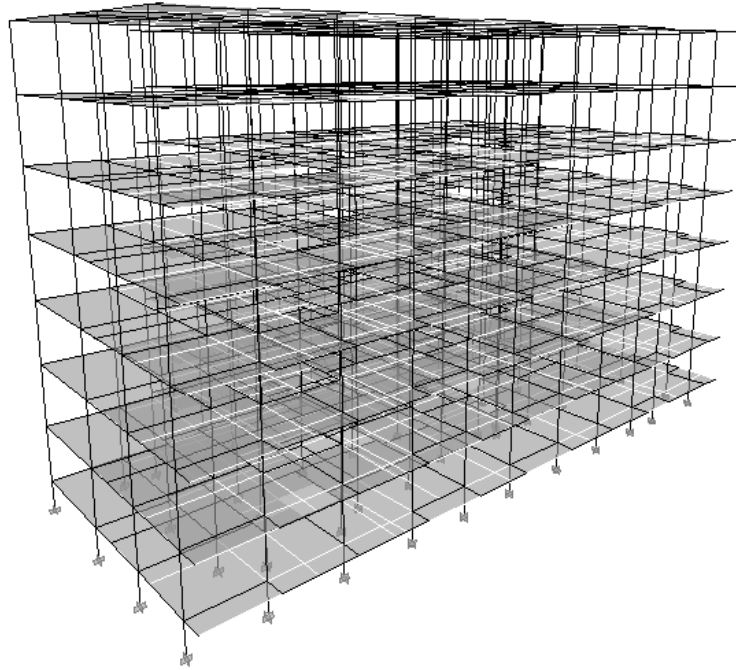
4.3.2. B binasının sismik performansının belirlenmesi

Sismik performansı bulunacak olan B binasının planı Şekil 4.9'de, 3 boyutlu Etabs modeli Şekil 4.10'de verilmiştir. B binası modeline Çizelge 4.2'de belirtilmiş olan yükleme kombinasyonları uygulanmış ve her bir kombinasyon için yapının performans noktası bulunmuştur.

En kritik yükleme durumuna EXNPUSH kombinasyonunda ulaşılmıştır (Çizelge 4.8). Bu kombinasyon yapının hâkim periyot doğrultusu ile uyumlu olmaktadır. B binasının EXNPUSH kombinasyonu için Pushover analizi ile elde edilen kapasite eğrisi Şekil 4.11'de, ADRS eğrisi Şekil 4.12'de verilmiştir. Şekil 4.11'de B binasının EXNPUSH yüklemesi etkisi ile meydana gelen kapasite eğrisi gösterilmiştir. Yapı bu yükleme etkisinde en çok 475.60 ton taban kesme kuvvetine ve 14.22 cm çatı yer değiştirmesine dayanabilmektedir. Şekil 4.12'de ise yapının kapasite ve talep spektrumları ADRS formatına dönüştürülmüş ve S_a - S_d grafiğinde gösterilmiştir



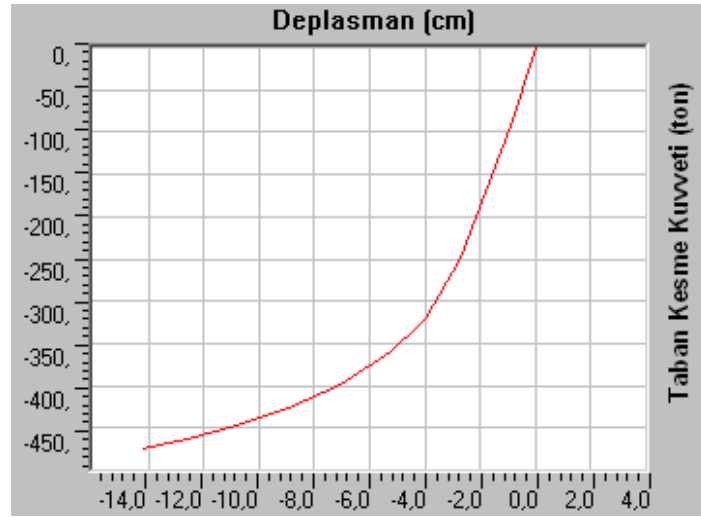
Şekil 4.9. B binasının planı



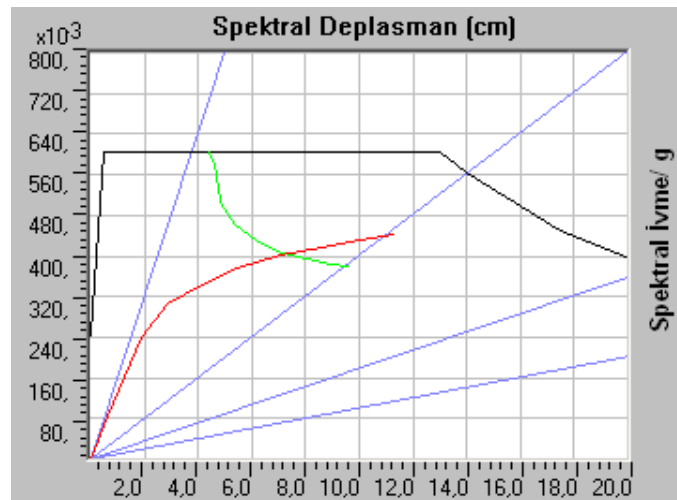
Şekil 4.10. B binasının 3 boyutlu Etabs modeli

Çizelge 4.8. B binasının performans noktası değerleri

Komb.	V (Ton)	d (cm)	S _a	S _d (cm)
EXPPUSH	-	-	-	-
EXNPUSH	446.44	10.79	0.404	7.295
EYPPUSH	434.25	7.30	0.380	8.304
EYNPUSH	432.68	6.04	0.39	7.637
09EXPPUSH	-	-	-	-
09EXNPUSH	-	-	-	-
09EYPPUSH	432.83	7.50	0.378	8.473
09EYNPUSH	-	-	-	-

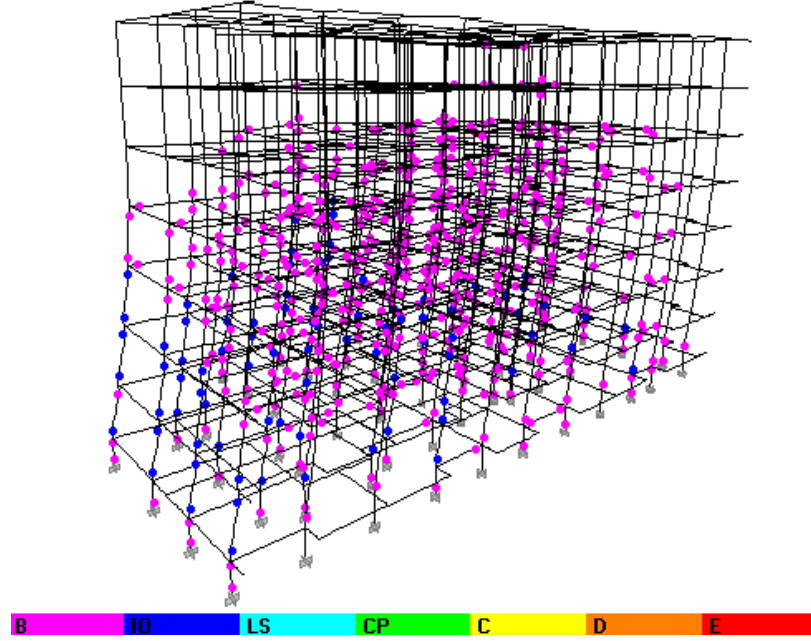


Şekil 4.11. B binası EXNPUSH yüklemesi için kapasite eğrisi

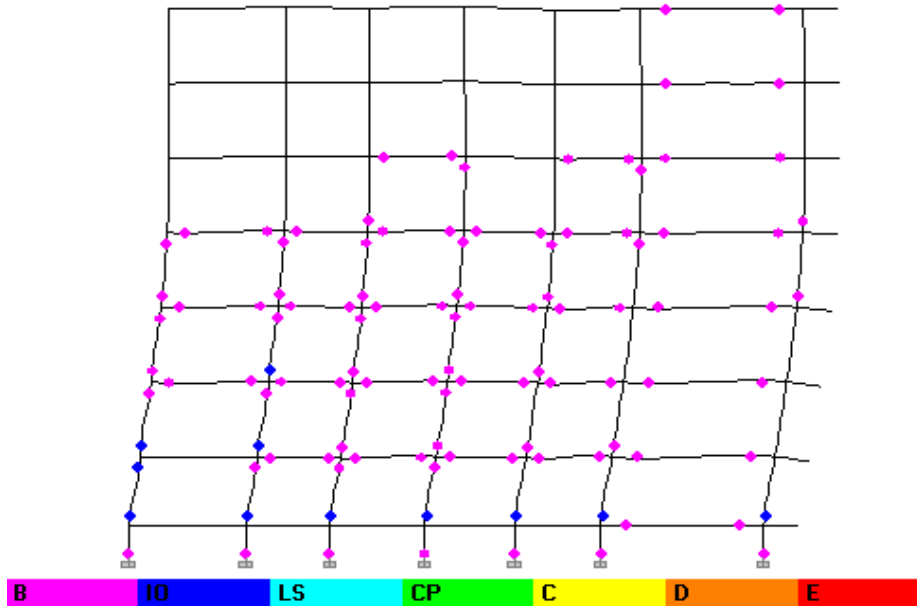


Şekil 4.12. B binası EXNPUSH yüklemesi için kapasite ve talep spektrumu eğrileri

B binasında EXNPUSH yüklemesi ile oluşan nihai plastik mafsalların yerleri Şekil 4.13'te model üstünde, Şekil 4.14'te kesit görünüşü olarak verilmiştir. Bu binada da kolonlar kirişlere oranla daha büyük hasar değerlerine ulaşmışlardır. B binasında EXNPUSH yükleme kombinasyonu ile oluşan nihai plastik mafsalların kuvvet ve deplasman durumuna göre miktarları ve seviyeleri Çizelge 4.9'da verildiği gibi çıkmıştır.



Şekil 4.13. B binası EXNPUSH yüklemesi plastik mafsalları (3 Boyutlu görünüş)



Şekil 4.14. B binası EXNPUSH yüklemesi plastik mafsalları (kesit görünüşü)

Çizelge 4.9. B binasının EXNPUSH yüklemesindeki plastik mafsallaşma durumu

Adım	Deplasman (cm)	Tab.Kes.Kuv. (Ton)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Toplam
0	0	0	2991	1	0	0	0	0	0	0	
1	-0.9192	-91.0264	2909	83	0	0	0	0	0	0	
2	-2.6975	-249.8831	2708	284	0	0	0	0	0	0	
3	-3.9573	-320.3142	2679	313	0	0	0	0	0	0	
4	-4.2244	-329.9159	2679	313	0	0	0	0	0	0	
5	-4.2252	-328.9005	2591	401	0	0	0	0	0	0	
6	-5.2468	-359.7494	2590	402	0	0	0	0	0	0	2992
7	-5.2482	-359.8535	2457	515	20	0	0	0	0	0	
8	-7.0477	-399.7319	2335	553	104	0	0	0	0	0	
9	-8.9456	-426.5317	2262	494	236	0	0	0	0	0	
10	-10.7945	-446.4393	2199	503	288	2	0	0	0	0	
11	-12.5543	-462.6054	2133	525	306	28	0	0	0	0	
12	-14.2196	-475.5967	2133	525	306	28	0	0	0	0	

Çizelge 4.9.'da B binasında EXNPUSH yüklemesine göre oluşan plastik mafsallar toplam 13 adımda gösterilmiştir. Binada sadece düşey yüklerin bulunduğu 0. adımda yatay deplasman görülmezken, göçme durumuna ulaşılan 13. adımda bina uzun doğrultuda 475.60 ton yatay yük etkisinde 14.22 cm yer değiştirme yapmıştır. Bu adımda binadaki toplam 2992 adet plastik mafsallı taşıyan noktadan (kiriş ve kolon uç bölgeleri) 525'i B-IO (minimum hasar), 306'sı IO-LS (belirgin hasar) ve 28'i LS-CP (ileri hasar) aralığında olmak üzere 859 adedi plastik mafsallı davranışı göstermeye başlamıştır. Performans noktasının bulunduğu 429.60 ton taban kesme kuvveti – 9.23 cm çatı yer değiştirmesi değerine karşılık gelen plastik mafsallı miktarları, Etabs'ın ara değerleri doğrudan verememesinden dolayı tam olarak bulunamaz. Bu nedenle en yakın ve kritik değerlere sahip olan 446.44 ton – 10.79 cm durumu esas alınmıştır. Söz konusu durumda yapı genelinde 503 adet B-IO (minimum hasar), 288 adet IO-LS (belirgin hasar) ve 2 adet LS-CP (ileri hasar) aralığında plastik mafsallı vardır. Yapılan Statik İtme (Pushover) analizi sonucu B binasında en kritik plastik mafsalların 1. kattaki kiriş ve kolon uçlarında olduğu görülebilir (Şekil 4.13). Yapının hasar görebilirliğini bulmak amacıyla bu kat esas alınmıştır. Bu katta 126 adet kiriş ve 61 adet kolon bulunmaktadır. B binası performans noktası için 1. katın taşıyıcı elemanları ile ilgili plastik mafsallı değerleri Çizelge 4.10'da, kesme kuvvetleri ile ilgili değerleri Çizelge 4.11'de verildiği gibidir.

Çizelge 4.10. B binası 1. kattaki taşıyıcı elemanların mafsalsal özellikleri

	A-B	B-IO (minimum)	IO-LS (belirgin)	LS-CP (ileri)	Toplam
Kiriş	80	12	34 (%26.9)	0 (%0.0)	126
Kolon	0	2	57 (%93.4)	2 (%3.3)	61

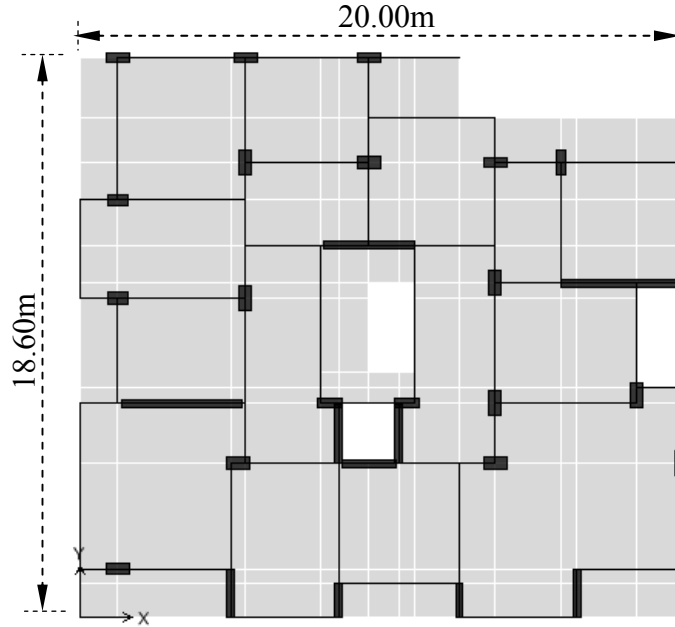
Çizelge 4.11. B binası 1. kat kesme kuvveti özellikleri

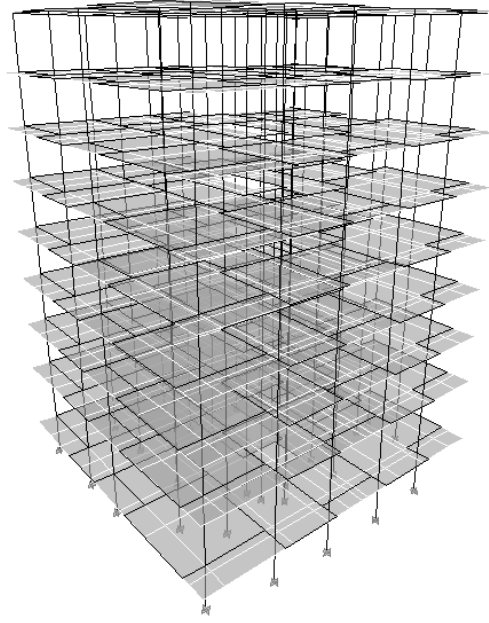
Kata gelen toplam kesme kuvveti (ton): A	434.04
İleri hasarlı kolonların taşıdığı kesme kuvveti (ton): B	9.21
İki ucunda da minimum hasar seviyesinin üstünde mafsal bulunan kolonların taşıdığı kesme kuvveti (ton): C	6.33
% B / A (< %20 olmalı)	% 2.12
% C / A (< %30 olmalı)	% 1.46

Çizelge 4.10 ve Çizelge 4.11'e göre B binası can güvenliği performans seviyesine sahiptir.

4.3.3. C binasının sismik performansının belirlenmesi

Sismik performansı bulunacak olan C binasının planı Şekil 4.15'te, 3 boyutlu Etabs modeli Şekil 4.16'da verilmiştir.

**Şekil 4.15.** C binasının planı



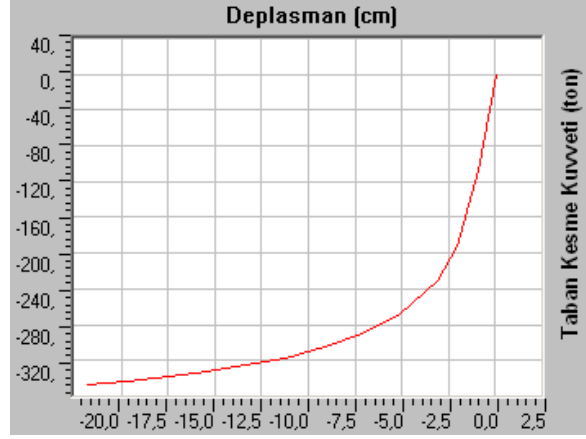
Şekil 4.16. C binasının 3 boyutlu Etabs modeli

C binası modeline Çizelge 4.2.'de belirtilmiş olan yükleme kombinasyonları uygulanmış ve her bir kombinasyon için yapının performans noktası bulunmuştur. En kritik yükleme durumuna EYNPUSH kombinasyonunda ulaşılmıştır (Çizelge 4.12). C binasının EYNPUSH kombinasyonu için Pushover analizi ile elde edilen kapasite eğrisi Şekil 4.17'de, ADRS eğrisi Şekil 4.18'de verildiği gibidir.

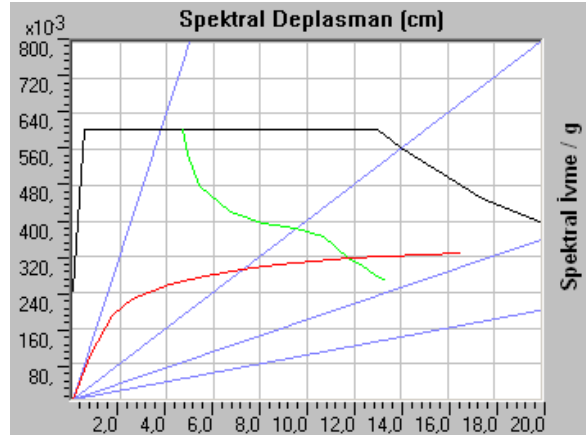
Çizelge 4.12. C binasının performans noktası değerleri

Komb.	V (Ton)	d (cm)	S_a	S_d (cm)
EXPPUSH	-	-	-	-
EXNPUSH	359.84	9.56	0.358	7.518
EYPPUSH	-	-	-	-
EYNPUSH	332.32	15.40	0.315	11.833
09EXPPUSH	365.73	10.75	0.368	8.474
09EXNPUSH	358.99	10.04	0.355	7.888
09EYPPUSH	356.65	1.26	0.356	6.821
09EYNPUSH	-	-	-	-

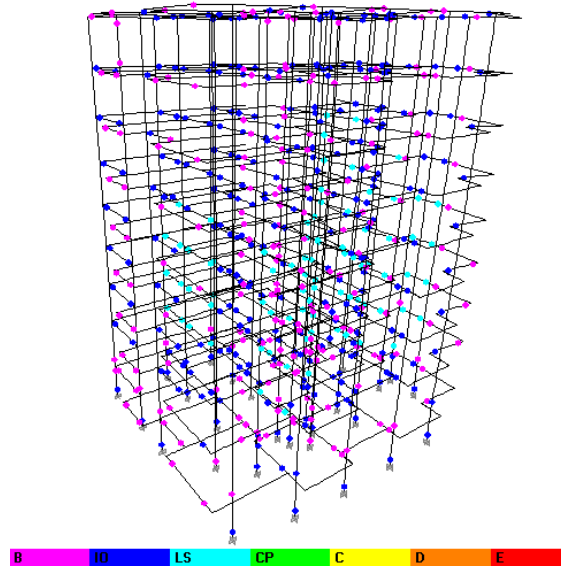
Şekil 4.17'de C binasının EYNPUSH yüklemesi etkisi ile meydana gelen kapasite eğrisi gösterilmiştir. Yapının bu yükleme etkisinde en fazla 343.45 ton taban kesme kuvvetine ve 19.70 cm çatı yer değiştirmesine dayanabildiği, bu noktadan sonra göçmeye uğradığı görülmektedir. Şekil 4.18'de ise yapının kapasite ve talep spektrumları ADRS formatına dönüştürülmüş ve $S_a - S_d$ grafiğinde gösterilmiştir.



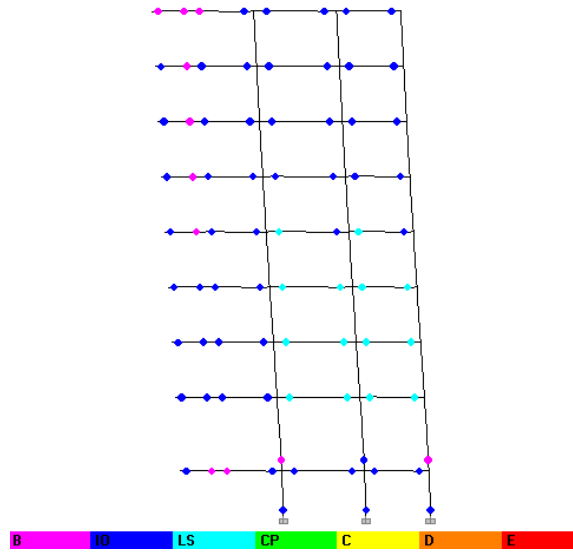
Şekil 4.17. C binası EYNPUSH yüklemesi için kapasite eğrisi



Şekil 4.18. C binası EYNPUSH yüklemesi için kapasite ve talep spektrumu eğrileri



Şekil 4.19. C binası EYNPUSH yüklemesi plastik mafsalları (3 Boyutlu görünüş)



Şekil 4.20. C binası EYNPUSH yüklemesi plastik mafsalları (kesit görünüşü)

C binasında EYNPUSH yüklemesi ile oluşan nihai plastik mafsalların yerleri Şekil 4.19’da model üstünde, Şekil 4.20’de kesit görünüşü olarak verilmiştir. Mafsalların dağılımına bakarak kirişlerin kolonlardan daha fazla mafsallaşmaya uğradığı görülebilir. C binasında EYNPUSH yükleme kombinasyonu ile oluşan nihai plastik mafsalların kuvvet ve deplasman durumuna göre miktarları ve seviyeleri Çizelge 4.13.’te verildiği gibi çıkmıştır.

Çizelge 4.13. C binasının EYNPUSH yüklemesindeki plastik mafsallaşma durumu

Adım	Deplasman (cm)	Tab.Kes.Kuv. (Ton)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Toplam
0	0	0	1654	2	0	0	0	0	0	0	
1	-0.9487	-107.4478	1508	148	0	0	0	0	0	0	
2	-2.0140	-192.0851	1399	257	0	0	0	0	0	0	
3	-3.0834	-231.6414	1299	357	0	0	0	0	0	0	
4	-5.0977	-267.5135	1248	408	0	0	0	0	0	0	
5	-7.1492	-289.6589	1214	433	9	0	0	0	0	0	
6	-9.1658	-305.4535	1173	409	74	0	0	0	0	0	1656
7	-11.2450	-317.0565	1146	365	145	0	0	0	0	0	
8	-13.2813	-325.3433	1121	315	220	0	0	0	0	0	
9	-15.4041	-332.3182	1100	280	272	4	0	0	0	0	
10	-17.4326	-338.1623	1082	241	313	20	0	0	0	0	
11	-19.6987	-343.4500	1069	213	294	80	0	0	0	0	

Çizelge 4.13.'de C binasında EYNPUSH yüklemesine göre oluşan plastik mafsallar toplam 11 adımda gösterilmiştir. Binada sadece düşey yüklerin bulunduğu 0. adımda yatay deplasman görülmezken, göçme durumuna ulaşılan 11. adımda bina uzun doğrultuda 343.45 ton yatay yük etkisinde 19.70 cm yer değiştirme yapmıştır. Bu adımda binadaki toplam 1656 adet plastik mafsallı taşıyan noktadan (kiriş ve kolon uç bölgeleri) 213'ü B-IO (minimum hasar), 294'ü IO-LS (belirgin hasar) ve 80'i LS-CP (ileri hasar) aralığında olmak üzere 587 adedi plastik mafsallı davranışı göstermeye başlamıştır. Performans noktasının bulunduğu 332.23 ton taban kesme kuvveti - 15.38 cm çatı yer değiştirmesi değerine karşılık gelen adımda yapı genelinde 280 adet B-IO (minimum hasar), 272 adet IO-LS (belirgin hasar) ve 4 adet LS-CP (ileri hasar) özelliği gösteren plastik mafsallı vardır.

Yapılan Statik itme (Pushover) analizi sonucu C binasında en kritik plastik mafsalların 1. kattaki kiriş ve kolon uçlarında olduğu görülebilir (Şekil 4.19). Yapının hasar görülebilirliğini bulmak amacıyla bu kat esas alınmıştır. Bu katta 61 adet kiriş ve 31 adet kolon bulunmaktadır. C binası performans noktası için 1. katın taşıyıcı elemanları ile ilgili plastik mafsallı değerleri Çizelge 4.14.'de, kesme kuvvetleri ile ilgili değerleri Çizelge 4.15.'de verildiği gibidir.

Çizelge 4.14. C binası 1. kattaki taşıyıcı elemanların mafsallı özellikleri

	A-B	B-IO (minimum)	IO-LS (belirgin)	LS-CP (ileri)	Toplam
Kiriş	29	11	21 (%34.4)	0 (%0.0)	61
Kolon	7	20	4	0	31

Çizelge 4.15. C binası 1. kat kesme kuvveti özellikleri

Kata gelen toplam kesme kuvveti (ton): A	324.93
İleri hasarlı kolonların taşıdığı kesme kuvveti (ton): B	0.0
İki ucunda da minimum hasar seviyesinin üstünde mafsallı bulunan kolonların taşıdığı kesme kuvveti (ton): C	0.0
% B / A (< %20 olmalı)	% 0.0
% C / A (< %30 olmalı)	% 0.0

Çizelge 4.14. ve Çizelge 4.15.'e göre C binası can güvenliği performans seviyesine sahiptir.

5. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu tez çalışması sonucu Antakya şehrinde seçilmiş olan 3 adet betonarme konut tipi yapının Bölüm 4.3.'de hesaplanan performans değerlerine ait bilgiler Çizelge 5.1.'de verildiği gibidir. Ayrıca, Kapasite Spektrumu Yöntemi ile belirlenmiş olan spektral ivme katsayısı – spektral deplasman eğrileri Şekil 5.1'de verilmiştir. Binaların yapısal özellikleri de dikkate alınmış ve elde edilen performans seviyeleri hakkında çeşitli yorumlar yapılmıştır.

Tüm binalarda en kritik kesit hasarları, genelde yapının en büyük periyodunun doğrultusundaki yükleme durumlarında meydana gelmiştir. Binaların performans seviyelerinin bulunmasında 50 yıllık zaman aralığı içinde aşılma olasılığı %10 olan tasarım depreminin etkileri esas alınmıştır. 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre tasarlanmış olan binalarda genel olarak günümüzde kullanılmayan BS16 cinsi beton malzemenin ve $\Phi 8 - \Phi 10$ cinsi donatıların mevcut olması, zayıf kolon-güçlü kiriş tasarımı yapılmış olması, bodrum ve zemin katlarda dolgu duvarların ortadan kaldırılmasıyla ortaya çıkan yumuşak kat düzensizlikleri gibi sorunlar söz konusudur. Bu nedenle esas alınan deprem seviyesinde binaların ciddi hasarlar alabileceği öngörülmüştür.

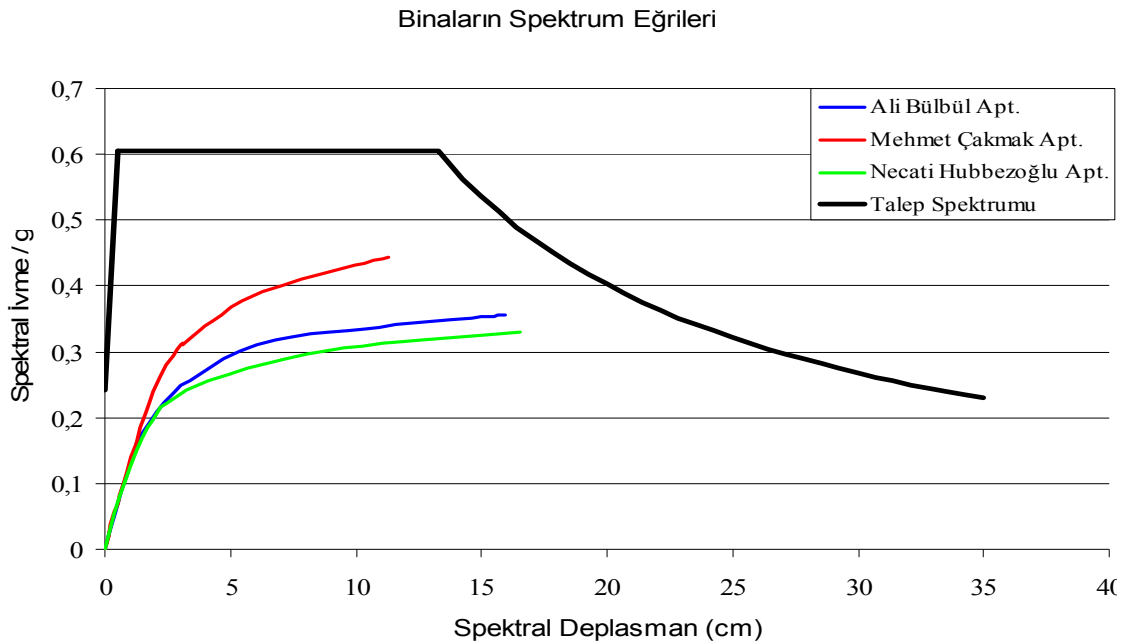
A binası, esas alınan deprem etkisi altında göçme öncesi performans seviyesine ulaşmaktadır. Binadaki kolon ve kiriş eleman kesitlerinde toplam 80 adet ileri seviyede hasar durumu oluşmuştur.

B binası çok sayıda kolon elemana sahip olduğundan dolayı can güvenliği performans seviyesine ulaşabilmiştir. Performans noktasında yalnızca 2 adet ileri hasarlı elemana sahiptir. Özellikle en kritik kesitlerin bulunduğu 1. katta hasarlı kolon elemanların önemli kesme kuvvetlerine maruz kalmamış olması binanın can güvenliği performans seviyesine ulaşmasında önemli bir yere sahiptir.

C binasında kısa ve uzun doğrultularda çok sayıda geniş kolon ve perde elemanlarının mevcut olması, bu yapının performans noktasının güvenli tarafta kalmasına yardım etmiştir. En kritik kesitlere sahip olan 1. katta dahi düşey taşıyıcı elemanlar ileri hasar almamıştır. Bu da can güvenliği performans seviyesine ulaşmasına neden olmuştur.

Çizelge 5.1. İncelenen binaların performans seviyesi bilgileri

Binalar	Performans Noktası Değerleri				Performans Seviyelerine Göre Eleman Sayıları					Performans Seviyesi
	V (ton)	d (cm)	S _a	S _d (cm)	A-B (Hasarsız)	B-IO (Min. Hasarlı)	IO-LS (Bel. Hasarlı)	LS-CP (İleri Hasarlı)	>CP	
A Binası	186.78	16.34	0.339	11.132	821	146	143	80	0	Göçme Öncesi
B Binası	446.44	10,79	0.404	7.295	2199	503	288	2	0	Can Güvenliği
C Binası	332.32	15.40	0.315	11.833	1100	280	272	4	0	Can Güvenliği

Şekil 5.1. Tüm binaların spektrum eğrilerinin karşılaştırılması

Bu performans değerlerinden yola çıkarak Antakya bölgesinde 1975 Türk deprem yönetmeliğine göre yapılan bu binaların, projelerine uygun şekilde inşa edilseler dahi günümüzde kabul edilen performans anlayışına göre güvenli bir seviyeye ulaşamadıkları görülmüştür. Ancak perde ve geniş kolon gibi elemanlarının taşıyıcı sistemde etkin bir şekilde kullanıldığı binalarda can güvenliği performans seviyesi yakalanabilmiştir.

Önemli ve aktif fay hatlarının bulunduğu Antakya bölgesinde konut tipi betonarme binaların genel olarak 1975 Türk Deprem Yönetmeliğine göre yapılmış olduğu dikkate alınırsa 50 yıl içinde aşılma olasılığı %10 olan bir deprem etkisi altında bu yapıların büyük bir kısmının orta ve ileri derecede hasarlar alacağı söylenebilir.

KAYNAKLAR

- Afet bölgelerinde yapılacak yapılar hakkında yönetmelik (ABYYHY), 1998. T.C. Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, Ankara.
- Al Chaar, G., Issa. M., Sweeney. S., 2002. Behavior of masonry - infilled nonductile reinforced concrete frames, **Journal of Structural Engineering**, 128 (8): 1055-1063.
- Antoniou, S., and Pinho, R., 2004a. Advantages and limitations of adaptive and nonadaptive force-based pushover procedures. **Journal of Earthquake Engineering**, 8 (4): 497-552.
- Antoniou, S., and Pinho, R., 2004b. Development and verification of a displacement based adaptive pushover procedure. **Journal of Earthquake Engineering**, 8 (5): 643-661.
- Applied Technology Council (ATC) 1996. **Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings**. California seismic safety commission, Report No. SSE 96-01, 342 s, Redwood City, California.
- Aydinoglu, M.N., 2003. An incremental response spectrum analysis procedure based on inelastic spectral deformation for multi-mode seismic evaluation. **Bulletin of Earthquake Engineering**, 1 (1): 3-36.
- Blume, J.A., Newmark, N.M., Corning, L.H., 1961. **Design of multistory reinforced concrete buildings for earthquake motions**. Portland Cement Association, 318 s. Washington DC.
- Bracci, J.M., Kunnath, S.K., and Reinhorn, A.M., 1997. Seismic performance and retrofit evaluation of reinforced concrete structures. **Journal of Structural Engineering (ASCE)**, 123: 3-10.
- Celep, Z., 2007. Betonarme sistemlerde doğrusal olmayan davranış: plastik mafsal kabulü ve çözümlenme. **Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı**, Çağrılı bildiriler: 167-180, İstanbul.
- Celep, Z., Kumbasar, N., 2005. **Betonarme Yapılar**. Beta Dağıtım, Dördüncü baskı, ISBN 975-95405-3-3, 861 s, İstanbul.
- Celep, Z., Kumbasar, N., 2004. **Deprem mühendisliğine giriş ve depreme dayanıklı yapı tasarımı**. Beta Dağıtım, 700 s, İstanbul.
- Chopra, A.K., 1995. **Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering**. Prentice Hall, 729 p, New Jersey.
- Chopra, A.K. and Goel, R.K., 1999. **Capacity – Demand Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDOF Systems**.

PEER Report 1999/02, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Chopra, A.K. and Goel, R.K., 2001. **A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: theory and preliminary evaluation**. PEER 2001/03, 90 p, University of California, Berkeley.

Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY), 2007. Bayındırlık ve İskân Bakanlığı. Ankara, Türkiye

Doğangün, A., 2005. **Betonarme Yapıların Hesap ve Tasarımı**. Birsen Yayınevi, ISBN 975-511-310-X, 788 s, İstanbul.

Elnashai, A.S., 2001. Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications. **Structural Engineering and Mechanics**, 12 (1): 51-69.

Ersoy, U., 1985. **Betonarme-temel ilkeler ve taşıma gücü**. Bizim büro basımevi, 643 s, Ankara,

Ersoy, U. ve Özcebe, G., 2001. **Betonarme: temel ilkeler, TS-500-2000 ve Türk deprem yönetmeliğine (1998) göre hesap**. Evrim Yayınevi, ISBN: 975-503-138-3, 816 s, İstanbul.

Ertem, E. ve Türker, K., 2002. Yapıların deprem yükleri altındaki lineer olmayan davranışının belirlenmesinde kullanılan statik yöntemlerin karşılaştırılması. **Balıkesir Üniversitesi IV. Mühendislik-Mimarlık Sempozyumu**, 425–436.

Fajfar, P. and Fischinger, M., 1988. N2--a method for non-linear seismic analysis of regular buildings. **Ninth World Conference on Earthquake Engineering**. Proceedings Book: 7-3-2, Tokyo-Kyoto, Japan.

Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2000. **Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 356)**. 409 p, Washington D.C.

Ferguson, P.M., Breen, J.E., Jirsa, J.O., 1988. **Reinforced concrete fundamentals**. Fifth Edition, ISBN:0-471-63694-0, John Wiley & Sons, 746 p, New York.

Freeman, S.A., 2005. Performance based earthquake engineering during the last 40 years, earthquake engineering: Essentials and applications workshops. EERC METU, July, Ankara.

Geneş, M.C., Bikçe, M., Kaçın, S., Akyüz, U., Gülkan, P., Abrahamczyk, L., Schwarz, J., 2008. Building monitoring for seismic risk assessment (II): Instrumental testing of RC frame structures and analytical reinterpretation of response characteristics. **14th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE)**, Beijing, China.

- Goel, R.K. and Chopra, A.K., 2004. Evaluation of modal and FEMA pushover analyses: SAC buildings. **Earthquake Spectra**, 20 (1): 225-254.
- Gülkan, P., and Sözen M.A., 1974. Inelastic responses of reinforced concrete structure to earthquake motions. **Journal Proceedings**, 71 (12): 604-610
- Gupta, B. and Kunnath S.K., 2000. Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures. **Earthquake Spectra** 16(2), 367–392.
- Hognestad, E., 1951. **A study of combined bending and axial load in R.C. members.** University of Illinois Engineering Exp. Sta. Bull. No. 399.
- Karsan, D.I. and Jirsa, J.O., 1969. Behaviour of concrete under compressive loading. **Journal of Structural Div. (ASCE)**, 95(12):2543–2563.
- Kent, D.C. and Park, R., 1971. Flexural Members with Confined Concrete. **Journal of the Structural Div. (ASCE)**, 97 (7): 1969-1990.
- Krawinkler, H. and Seneviranta, G.D.P.K., (1998). Pros. and cons. of a pushover analysis of seismic performance evaluation. **Engineering Structures**, 20: 452-464.
- López-Menjívar, M.A., 2004. Verification of a displacement-based adaptive pushover method for assessment of 2-d reinforced concrete buildings, PhD Thesis, European School for Advances Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), University of Pavia, Italy.
- Mahaney, J.A., Paret, T.F., Kehoe, B.E. and Freeman, S.A., 1993. The capacity spectrum method for evaluating structural response during the loma prieta earthquake. **National Earthquake Conference, Earthquake Hazard Reduction in the Central and Eastern United States: A Time for Examination and Action**, 2: 501-509, Memphis, Tennessee.
- Maheri, M.R., Kousari, R. and Razazan, M., 2003. Pushover tests on steel x-braced and knee-braced RC frames. **Engineering Structures**, 25 (13): 1697-1705.
- Mainstone, R.J., 1971. On the stiffness and strength of infilled frames. **Proceedings of The Institute of Civil Engineers**, 4: 57–90, London, England.
- Mainstone, R.J. and Weeks, G.A., 1970. The influence of bounding frame on the racking stiffness and strength of brick walls. **2nd International Brick Masonry Conference**, 165–171, Watford, England.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, P., 1988. Theoretical stress-strain model for confined concrete. **Journal of the Structural Div. (ASCE)**, 114 (8).
- Moghadam, A.S. and Tso, W.K. 1995. 3-D pushover analysis for eccentric buildings. **Earthquake Engineering: Seventh Canadian Conference**, 285-292.

- Moghadam, A. S., 2002. A pushover procedure for tall buildings. **Proceedings of the Twelfth European Conference on Earthquake Engineering**, 395, London, United Kingdom.
- Mwafy, A. M. and Elnashai, A. S., 2001. Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings. **Journal of Engineering Structures**, 23: 407–424.
- Negro, P. and Verzeletti, G., 1996. Effect of infills on the global behaviour of R/C frames: energy considerations from pseudo-dynamic test., **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, 25 (7): 753–773.
- Özer, E., 2006. Yapı sistemlerinin doğrusal olmayan analizi ders notları. (yayınlanmamış)
- Papanikolaou, V. K. and Elnashai, A. S., 2005. Evaluation of conventional and adaptive pushover analysis i: methodology. **Journal of Earthquake Engineering**, 9 (6): 923–941.
- Papanikolaou, V. K. and Elnashai, A. S., 2006. Evaluation of conventional and adaptive pushover analysis ii: comparative results. **Journal of Earthquake Engineering**, 10 (1): 127–151.
- Paret, T. F., Sasaki, K. K., Eilbeck, D. H. and Freeman, S. A., 1996. Approximate inelastic procedures to identify failure mechanisms from higher mode effects. In Proc. **11th World Conference Earthquake Engineering**, 966, Acapulco, Mexico.
- Polat, Z., Kırçıl, M., Hancıoğlu, B., 2004. Mevcut betonarme binaların deprem güvenliklerinin incelenmesi ve performans yaklaşımı. Y.T.Ü İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul,
- Polyakov, S.V., 1956. On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall. Translations in Earthquake Engineering Research Institute, Cairns G. L., trans.
- Priestley, M. J. N., 1993. Myths and fallacies in earthquake engineering-conflicts between design and reality, Bulletin, **NZ National Society for Earthquake Engineering**, 26 (3): 329-341.
- Priestley, M. J. N., 2003. Myths and fallacies in earthquake engineering, Revisited, **The Mallet Milne Lecture**, IUSS Press, Pavia, Italy.
- Priestley, M. J. N. and Kowalsky, M. J., 2000. Direct displacement-based seismic design of concrete buildings. Bulletin, **NZ National Society for Earthquake Engineering**, 33 (4): 421–444.

- Roy, H.E.H. and Sözen, M.,1964. Ductility of concrete. **Proceedings of the International Symposium on Flexural Mechanics of R.C., ASCE-ACI Joint Symposium**, Miami.
- Rüsch H. und Hilsdorf, H., 1963. Verformungseigenschaften von beton unter zentrischen zugspannungen. **Materialprüfungsamt für das Bauwesen der Technischen Hochschule München**, 44.
- Saatçioğlu, M. and Razvi, S.R., 1991. An analytical model for confined concrete. University of Ottawa, Dept. of CE, Research Report 9101.
- Saiidi, M. and Sözen, M.A.,1981. Simple nonlinear seismic analysis of R/C structures. **Journal of the Structural Div. (ASCE)**, 107: 937-951.
- Sasaki, F., Freeman, S. and Paret, T., 1998. Multi-mode pushover procedure (mmp)- a method to identify the effect of higher modes in a pushover analysis, **Proc. 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering**, Seattle, CD-ROM, EERI, Oakland.
- SEAOC, 1995. **Vision 2000, A Framework for Performance-Based Design**, Structural Engineers Association of California, Vision 2000 Committee, California, USA.
- SEAOC, 1999. **Recommended Lateral Force Requirements and Commentary**. Blue Book, Seventh Edition, Structural Engineers Association of California, C.A.
- SeismoSoft (2006) SeismoStruct - A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures (online). Available from URL: <http://www.seismosoft.com>.
- Sheikh, S.A. and Uzumeri, S.M., 1979. Properties of concrete confined by rectangular ties. **AICAP-CEB Symposium, Structural Concrete Under Seismic Action**, Rome, Bulletin No: 132.
- Shibata, A., and Sözen, M. A., 1976. Substitute-Structure method for seismic design in R/C, **Journal of the Structural Division (ASCE)**, 102 (1): 1-18.
- Sinha, B.P., Gerstle, K.H. and Tulin, L.G., 1964. Stres-strain relationship for concrete under cyclic loading. **Journal of ACI**, V.61.
- Tezcan, S., 2003. Aseismic Design of Structures (Pushover Analysis). B.Ü. Ders Notları, İstanbul (yayınlanmamış)
- Tso, W.K and Moghadan A.S., 1996. Damage assessment of eccentric multistorey buildings using 3-D pushover analysis. **Eleventh World Conference on Earthquake Engineering**, Acapulco, México.

IDARC2D Version 4.0: A Computer Program for the Inelastic Analysis of Buildings, Technical Report NCEER 96-0010, State University of New York at Buffalo, Buffalo, NY.

Vamvatsikos, D. and Cornell, C. A., 2005. Direct estimation of seismic demand and capacity of multidegree-of-freedom systems through incremental dynamic analysis of single degree of freedom approximation, **Journal of the Structural Div. (ASCE)**, 131 (4): 589-599.

TEŞEKKÜR

Tezin hazırlanması ve sağlıklı sonuçlara ulaşılması aşamalarında bana her türlü desteği vermekten çekinmeyen ve kıymetli zamanını benimle paylaşan danışman hocam Sayın Yrd. Doç. Dr. Mehmet Cemal GENEŞ'e teşekkürlerimi sunarım. Eğitimim boyunca emeği geçen tüm hocalarıma da minnet duygularımı sunmayı bir borç bilirim.

Ayrıca yaşamımın her anında beni yürekten destekleyen ve bu günlere gelmemi sağlayan çok sevdiğim babam Mehmet DEMİR, annem Saime DEMİR ve tüm aileme şükranlarımı sunar, tezimin hazırlanması sırasındaki desteklerinden ve sabırlarından ötürü tüm çalışma arkadaşlarım ve çok sevdiğim biricik eşim, ikizlerimin annesi Dr Sevlıya DEMİR'e sonsuz teşekkür ederim. Siz olmasaydınız bulunduğum yerde olamazdım...

Özcan DEMİR
Antakya 2010

ÖZGEÇMİŞ

Özcan DEMİR, 27 Nisan 1981'de Muş'ta doğdu. İlköğretimini Muş Eko İnşaat İlköğretim Okulu'nda, ortaöğrenimini Muş İmam Hatip Lisesi'nde, lise öğretimini ise Erzincan Nevzat Ayaz Fen Lisesinde tamamladı. 1999 yılında Mustafa Kemal Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği bölümünü kazandı. Bu bölümden 2004 yılında mezun oldu. 2006 yılında M.K.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsüne bağlı İnşaat Mühendisliği Yapı Anabilim dalında yüksek lisans öğrenimi görmeye başladı. 2004 yılında özel bir proje şirketinde başta Ankara olmak üzere ülkenin çeşitli illerinde statik proje, güçlendirme ve uygulama işlerinde çalıştı. 2006-2007 yılında Dünya Bankası kredisi ile ege bölgesinde yapılan okul güçlendirme işlerinde proje koordinatörü olarak görev yaptı. Halen Başbakanlık Toplu Konut İdaresi Başkanlığının ihaleye çıkardığı Van 400 Yataklı Eğitim ve Araştırma bölge Hastanesi'nde Şantiye şefi olarak çalışmaktadır.