

T.C.
GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ
MÜHENDİSLİK VE FEN BİLİMLERİ
ENSTİTÜSÜ

MERKEZİ ÇAPRAZLI ÇELİK
ÇERÇEVELERDE ARTİMSAL MOD
BİRLEŞTİRME YÖNTEMİ İLE DEPREM
PERFORMANSININ
DEĞERLENDİRİLMESİ

Onur AKOVALI
YÜKSEK LİSANS TEZİ
DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ
ANABİLİM DALI

GEBZE
2010

T.C.
GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ
MÜHENDİSLİK VE FEN BİLİMLERİ
ENSTİTÜSÜ

MERKEZİ ÇAPRAZLI ÇELİK
ÇERÇEVELERDE ARTİMSAL MOD
BİRLEŞTİRME YÖNTEMİ İLE DEPREM
PERFORMANSININ
DEĞERLENDİRİLMESİ

Onur AKOVALI
YÜKSEK LİSANS TEZİ
DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ
ANABİLİM DALI

DANIŞMANI
Doç.Dr. Yasin FAHJAN

GEBZE

2010



YÜKSEK LİSANS TEZİ JÜRİ ONAY SAYFASI

G.Y.T.E. Mühendislik ve Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun **07.06.2010** tarih ve **2010/25** sayılı kararıyla oluşturulan jüri tarafından **30.06.2010** tarihinde tez savunma sınavı yapılan **Onur Akova**'nın tez çalışması **Deprem ve Yapı Mühendisliği** Anabilim Dalında YÜKSEK LİSANS tezi olarak kabul edilmiştir.

JÜRİ

ÜYE

(TEZ DANIŞMANI) : **Doç.Dr. Yasin Fahjan**

ÜYE : **Doç.Dr. Bülent Akbaş**

ÜYE : **Yrd.Doç.Dr. Bilge Doran (YTÜ İnşaat Fak.)**

ONAY

G.Y.T.E. Mühendislik ve Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun
...../...../20... tarih ve/..... sayılı kararı.

İMZA/MÜHÜR

ÖZET

TEZİN BAŞLIĞI: MERKEZİ ÇAPRAZLI ÇELİK ÇERÇEVELERDE ARTIMSAL MOD BİRLEŞTİRME YÖNTEMİ İLE DEPREM PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ

YAZAR ADI : ONUR AKOVALI

Merkezi çaprazlı çelik çerçeveler (MÇÇÇ) güçlü, sert ve sünektir bu nedenle sismik çerçeve sistemleri için idealdir. Merkezi çaprazlı çelik çerçevelerin sismik davranışı çaprazların performansı ile belirlenir. MÇÇÇ’de en iyi performansa ulaşmak için, çerçevedeki diğer elemanlardan önce çaprazların akması gerekir.

Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi, Türk Deprem Yönetmeliği (DBYBHY 2007)’ de tanımlanan performans değerlendirme araçlarından biridir. Yöntemin ana hedefi, yüksek modların etkisini yakalamaktır. Bu nedenle, yöntem modal kapasite diyagramları adı verilen ve modal histerisis eğrileri’nin iskelet eğrileri olarak tanımlanan diyagramların yaklaşık olarak elde edilmesine dayanmaktadır. Mühendislik uygulamalarına cevap vermek amacı ile geliştirilen yöntemin pratik versiyonu çok modlu performans değerlendirmesini yönetmelik tanımlı standart tasarım spektrası vasıtasıyla yapabilmektedir.

Bu çalışmanın hedefi, MÇÇÇ’lerin deprem performanslarını Türk deprem yönetmeliği (DBYBHY 2007)’de tanımlanan doğrusal olmayan yöntemlerle karşılaştırmaktır. Bu amaçla (DBYBHY 2007)’ e uygun 3 ve 10 katlı iki farklı MÇÇÇ tasarlanmıştır.

Sonuçlar göstermiştir ki artımsal mod birleştirme yöntemiyle yapılan analizler, MÇÇÇ’lerin doğrusal olmayan zaman geçmişi analizleri karşısındaki davranışını güzel bir biçimde yakalayabiliyor.

SUMMARY

THESIS TITLE: EARTHQUAKE PERFORMANCE ASSESSMENT OF CONCENTRICALLY BRACED STEEL FRAMES USING INCREMENTAL RESPONSE SPECTRUM ANALYSIS PROCEDURE

AUTHOR: ONUR AKOVALI

Steel concentrically braced frames (CBFs) are strong, stiff and ductile, therefore they are ideal for seismic framing systems. The quality of the seismic response of CBFs is determined by the performance of the brace. In order to achieve the best performance from a CBF, the brace must fail before any other component.

The Incremental Response Spectrum Analysis (IRSA) one of the performance assessments tool that is defined in the Turkish Earthquake Resistant Design Code (DBYBHY 2007). The main objective of IRSA is to capture the higher mode effects. It is based on approximate development of the so called modal capacity diagrams, which are defined as the backbone curves of the modal hysteris curves. A practical version of the procedure is also developed for engineering applications where multi-mode nonlinear performance evaluation is achieved through code-specified standart response spectrum.

The goal of this work is to compare the seismic performance of (CBFs) using nonlinear analysis methods that are described in Turkish Earthquake Resistant Design Code (DBYBHY 2007). For this purpose, according to Turkish Earthquake Resistant Design Code (DBYBHY 2007), three and ten stories (CBFs) were designed.

The results indicate that; Incremental Response Spectrum Analysis (IRSA) is adequate for estimating the seismic response of (CBFs) in comparison with nonlinear time history analyses.

TEŞEKKÜR

Sonsuz emek ve sabrından, uzun lisans dönemimde bile benzerini göremediğim yakınlığından dolayı hocam ve tez danışmanım olan Doç.Dr. Yasin FAHJAN'a tavsiyeleri ve rehberliği için hocam Doç.Dr. Bülent AKBAŞ'a teşekkürlerimi sunuyorum. Tezin bu duruma gelmesinde, Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi Öğretim Üyelerinden Yrd.Doç.Dr. Bilge Doran'a değerli önerilerinden dolayı müteşekkirim. Ayrıca öğrenimim boyunca göstermiş oldukları ilgiden dolayı Deprem ve Yapı Mühendisliği personeline ve Anabilimdalı başkanı Prof.Dr. Bilge SİYAHİ'ye minnettarlığımı bildiriyorum.

2009-2010 eğitim-öğretim yılında tarafıma sağlanan burs için T.C Emniyet Genel Müdürlüğüne, son olarak da yüksek lisans yapmam için beni teşvik eden tez süresince manevi desteklerini esirgemeyen aileme sonsuz şükranlarımı sunarım.

İÇİNDEKİLER DİZİNİ

ÖZET	iv
SUMMARY	v
TEŞEKKÜR	vi
İÇİNDEKİLER DİZİNİ	vii
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ	x
ŞEKİLLER DİZİNİ	xi
TABLolar DİZİNİ	xiv
1. GİRİŞ	1
1.1 Problemin Tanımı	1
1.2 Amaç ve Kapsam	1
1.3 Literatüre Genel Bakış	2
2. DEPREME DAYANIKLI ÇELİK YAPI TASARIMI	5
2.1 Sünek Taşıyıcı Sistemlerin Sismik Tasarımı	6
2.2 Malzeme	7
2.3 Çeliğin Sünekliği ve Enerji Yutma Özelliği	8
2.4 Çelik Yapıların Elastik ve Plastik Davranışı	10
2.4.1 Elasto-Plastik Aralıkta Moment Eğrilik İlişkisi	13
2.5 Taşıyıcı Sistem	15
2.5.1 Emniyet Gerilmesi Yöntemi	15
2.5.2 Taşıma gücü yöntemi	15
2.5.3 Plastik hesap yöntemi	16
2.6 Taşıyıcı Sistem Elemanları	16
2.7 Plastik Tasarımda Sınırlamalar: Lokal Burkulma Etkisi	16
2.8 Birleşim Elemanları	19
2.8.1 Perçinler	19
2.8.2 Bulonlar (civatalar)	19
2.8.3 Kaynak	19

2.9 Ek ve Birleşim Bölgeleri	20
2.10 Çelik Çerçeveler	20
2.10.1 Merkezi Çaprazlı Çelik Çerçeveler	22
3. DEPREM MÜHENDİSLİĞİNDE PERFORMANS YAKLAŞIMI VE 2007 TÜRK DEPREM YÖNETMELİĞİ	27
3.1 2007 Deprem Yönetmeliğindeki Yenilikler	27
3.2 Mevcut Binaların Değerlendirilmesi	28
3.3 Süneklik İstemi ve Dayanım Sunumu Kavramları	29
3.4 Doğrusal Elastik Olmayan Hesap Yöntemleri	31
3.5 Tek Modlu Statik İtme Analizi (Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi)	31
3.5.1 Kapasite Spektrumu Yöntemi	32
3.5.2 Deplasman Katsayısı Yöntemi	33
3.5.3 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi	33
3.6 Çok Modlu Statik İtme Analizi (Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi)	36
4. ANALİTİK ÇALIŞMA	39
4.1 Yapının Tanıtılması	39
4.2 Üç Katlı Merkezi Çaprazlı Çelik Çerçeve	40
4.2.1 Düşey Yüğüler	41
4.2.2 Deprem Karakteristikleri	41
4.2.3 Binanın Birinci Doğal Titreşim Periyodu	42
4.2.4 Toplam Eşdeğer Deprem Yüğü	42
4.2.5 Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yüğüleri	43
4.2.6 Deprem Yüğüünün Çerçevelere Dağılımı	43
4.2.7 Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü	44
4.2.8 Kolonların Boyutlandırılması	45
4.2.9 Çaprazların Boyutlandırılması	46
4.2.10 Kirişlerin Boyutlandırılması	47
4.3 On Katlı Merkezi Çaprazlı Çelik Çerçeve	48
4.3.1 Devrilme Momenti Hesabı	48
4.3.2 Çapraz Elemanların Boyutlandırılması	50
4.3.3 Kolonların Boyutlandırılması	51
4.3.4 Kirişlerin Boyutlandırılması	52
4.4 Performans Değerlendirmesi ve Sonuçlar	53
4.4.1 Tek Modlu İtme Analizi	53
4.4.2 Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi (IRSA)	56

4.4.3 Doğrusal Olmayan Zaman Geçmiş Analizleri	57
4.4.4 Analiz Sonuçları ve Karşılaştırmalar	63
5. SONUÇ VE DEĞERLENDİRMELER	65
KAYNAKLAR DİZİNİ	66
EKLER	69
ÖZGEÇMİŞ	81

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

a	: İvme
a_1	: Birinci moda ait modal ivme
A_o	: Etkin yer ivmesi katsayısı
A_g	: Kesit alanı
C_{R1}	: Birinci moda ait spektral yerdeğiştirme oranı
d_1	: Birinci moda ait modal yerdeğiştirme
E_s	: Elastisite modülü
F	: Kuvvet
F_y	: Akma gerilmesi
F_e	: Dengelenmemiş kuvvet
I	: Bina önem katsayısı
K	: Rijitlik katsayısı
m	: Kütle
MÇÇÇ	: Merkezi çaprazlı çelik çerçeveler
M_p	: Plastik moment
n	: Hareketli yük katılım katsayısı
R_a	: Deprem yükü azaltma katsayısı
S_a	: Spektral İvme
S_d	: Spektral deplasman
$S(T)$	: Spektrum katsayısı
T_1, T_A, T_B	: Periyotlar
V_t	: Toplam taban kesme kuvveti
w_i	: Kat kütleleri
Δ	: Deplasman
μ	: Süneklik katsayısı
δ	: Şekil değiştirme
σ	: Gerilme
ϵ	: Birim şekil değiştirme
λ	: Narinlik
$\omega_1^{(1)}$	: (i=1) itme adımımda hakim moda ait doğal açısal frekans

ŞEKİLLER DİZİNİ

<u>Sekil</u>	<u>Sayfa</u>
1.1 6X6X3/8 çelik kutu kesite ait kuvvet-yerdeğiştirme histerisisi	3
1.2 (a) Çapraz elemanın lokal burkulması (b) lokal burkulma nedeniyle kesit alanın detaylı görünümü	4
1.3 Adım adım lineer histerik davranışı esas alan SNAP-2DX modeli	4
2.1 Tipik ivme spektrumu	5
2.2 Rijit yapı ($T=0.2$ sn)	5
2.3 Çok serbestlik dereceli bir sisteme ait titreşim modları	6
2.4 Yapı çeliğinde çekme (basınç) gerilmesi-birim uzama (kısalma) ilişkisi	7
2.5 Yapı çeliğinde çevrimsel gerilme-şekil değiştirme ilişkisi	8
2.6 Yapı çeliğinde (a) yarı ve (b) tam yükleme çevriminde tüketilen enerji	9
2.7 Çelik yapıların elastik ve plastik hesabında kullanılan idealleştirilmiş gerilme-deformasyon ilişkisi	11
2.8 Kesitte plastikleşme safhaları	12
2.9 Basit kiriş için seçilen kesitte moment-eğrilik ilişkisi	13
2.10 Sabit eğrilik ile eğilme etkisi altında bir kirişin kısa bir parçası için şematik gösterim	14
2.11 Kesite ait eğrilik ve şekil değiştirme diyagramı	15
2.12 (a) Kiriş lokal burkulma olmadan eğilme altında (b) Kiriş lokal burkulma ile birlikte eğilme altında	17
2.13 Lokal burkulmanın gözlenmesi için yapılan deneylerden -1	17
2.14 Lokal burkulmanın gözlenmesi için yapılan deneylerden -2	18
2.15 Tipik moment çerçevesi	20
2.16 Yaygın olarak kullanılan dışmerkez çaprazlı çerçeve konfigürasyonları	21
2.17 Yaygın olarak kullanılan çapraz türleri (a) diagonal çapraz (b) X çapraz	21
2.18 Yaygın olarak kullanılan çapraz türleri (c) ters V çapraz (d) V çapraz	22
2.19 Çapraz maksimum basınç kapasitesine kadar yüklü	24
2.20 Basınç dayanımının hızlı bir şekilde düşüşü	24
2.21 Elemandan yükün kaldırılması	24
2.22 Çapraz eleman akacak şekilde çekme kuvvetiyle yüklü	25
2.23 Elemandan yükün tekrar kaldırılması	25

2.24 Çapraz eleman ikinci kez maksimum basınç kapasitesine kadar yüklü	25
2.25 Basınç yüklemesinin devamı	25
2.26 Merkezi çaprazlı çelik çerçeve için şematik gösterim	26
2.27 Çapraz kesit için şematik gösterim	26
3.1 Bina performans düzeyleri [DBYBHY, 2007]	28
3.2 Tek serbestlik dereceli bir sistemde kullanılacak süneklik için gereken dayanım azaltması	30
3.3 İtme analizi için ana adımlar	32
3.4 İtme eğrisinin modal kapasite eğrisine çevrilmesi	34
3.5 Modal yerdeğiştirme isteminin belirlenmesi $T_1 > T_B$ durumu [DBYBHY, 2007]	35
3.6 Modal yerdeğiştirme isteminin belirlenmesi $T_1 < T_B$ durumu [DBYBHY, 2007]	35
3.7 Nonlineer davranış için hipotetik modal histerisis çevrmleri ve modal kapasite diyagramları	37
3.8 Modal kapasite diyagramları ve eşit yerdeğiştirme kuralına göre modal ölçeklendirme	38
4.1 Tasarımı yapılan üç ve on katlı merkezi çaprazlı çelik çerçeveler	39
4.2 Üç ve on katlı binalar için tipik kat planı	40
4.3 (DBYBHY, 2007)'e göre tasarım spektrası	42
4.4 Dengelenmemiş kuvvet	47
4.5 SAP2000 programında plastik mafsalları tanımlanması	53
4.6 Üç katlı çaprazlı çerçeve için kapasite ve istem eğrisi	55
4.7 On katlı çaprazlı çerçeve için kapasite ve istem eğrisi	55
4.8 Üç katlı MÇÇÇ'de modal kapasite diyagramları	56
4.9 On katlı MÇÇÇ'de modal kapasite diyagramları	57
4.10 Imperial Valley kuvvetli yer hareketine ait kaydedilmiş ivme kaydı	58
4.11 Northridge kuvvetli yer hareketine ait kaydedilmiş ivme kaydı	58
4.12 Superstitt Hills kuvvetli yer hareketine ait kaydedilmiş ivme kaydı	59
4.13 Tasarım spektrasına uygun olarak seçilen kayıtların ölçeklendirilmesi	59
4.14 Üç katlı MÇÇÇ'de Northridge kuvvetli yer hareketi altında en fazla plastik deformasyon yapan eleman	60
4.15 On katlı MÇÇÇ'de Imperial Valley kuvvetli yer hareketi altında en fazla plastik deformasyon yapan eleman	60

4.16 Üç katlı MÇÇÇ'de tepe deplasmanının taban kesme kuvvetiyle değişimi	61
4.17 On katlı MÇÇÇ'de tepe deplasmanının taban kesme kuvvetiyle değişimi	61
4.18 Üç katlı MÇÇÇ'de doğrusal olmayan zaman geçmişi analizleri etkisinde deplasmanlar ve meydana geldikleri zaman aralıkları	62
4.19 On katlı MÇÇÇ'de doğrusal olmayan zaman geçmişi analizleri etkisinde deplasmanlar ve meydana geldikleri zaman aralıkları	62
4.20 Üç katlı MÇÇÇ'de görelî kat ötelemeleri	63
4.21 Üç katlı MÇÇÇ'de kat deplasmanları	63
4.22 On katlı MÇÇÇ'de görelî kat ötelemeleri	64
4.23 On katlı MÇÇÇ'de kat deplasmanları	64

TABLOLAR DİZİNİ

<u>Tablo</u>	<u>Sayfa</u>
2.1 Çapraz elemanlar için kompaktlık şartı [DBYBHY, 2007]	18
4.1 Üç katlı bina için katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri ve MÇÇÇ'ye dağılımı	43
4.2 Göreli kat ötelemelerinin kontrolü	45
4.3 Çaprazlı açıklıktaki kolonların tasarımı	45
4.4 Çaprazsız açıklıktaki kolonların tasarımı	46
4.5 Üç katlı MÇÇÇ için çaprazların boyutlandırılması	47
4.6 Çaprazlı açıklıktaki kirişlerin boyutlandırılması	47
4.7 Çaprazsız açıklıktaki kirişlerin boyutlandırılması	48
4.8 On katlı bina için katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri ve MÇÇÇ'ye dağılımı	48
4.9 Devrilme momenti hesabı	49
4.10 On katlı MÇÇÇ için çaprazların boyutlandırılması	50
4.11 Çaprazlı açıklıktaki kolonların boyutlandırılması	51
4.12 Çaprazsız açıklıktaki kolonların boyutlandırılması	51
4.13 Çaprazlı açıklıktaki kirişlerin boyutlandırılması	52
4.14 Çaprazsız açıklıktaki kirişlerin boyutlandırılması	52
4.15 Üç katlı MÇÇÇ için plastik mafsallık hesabı	54
4.16 On katlı MÇÇÇ için plastik mafsallık hesabı	54
4.17 Türkiye'de yerel zemin sınıfı Z2 olan bölgelerde kullanılabilecek deprem kayıtları	57

1. GİRİŞ

1.1 Problemin Tanımı

1994 Northridge California depreminden sonra çelik yapılarda meydana gelen hasarlar mühendislerin ve akademisyenlerin çelik yapıların doğrusal olmayan davranışı hakkında araştırmalarının yoğunlaşmasına sebep olmuştur. Bu alanda yapılan çalışmalar sonucunda depreme dayanıklı çelik yapı tasarımında yeni yaklaşımlar ortaya konulmuştur. Yapının deprem performansının belirlenmesinde kullanılan deplasmana dayalı doğrusal olmayan hesap yöntemlerinin kullanımı artmıştır.

Merkezi çaprazlı çelik çerçeveler (MÇÇÇ), çelik binalarda kullanılan ve ekonomik yatay yük taşıyıcı sistemlerden birisidir. Deprem sırasında bu sistemlerde çapraz elemanların doğrusal olmayan davranış göstermesi, diğer taşıyıcı elemanların ise (kirişler, kolonlar) doğrusal davranış göstermesi istenmektedir. Böylece hasarın sadece çapraz elemanlarla sınırlı kalması hedeflenmektedir. Çapraz elemanlar çekme kuvveti altında akma sınırını ve ötesini rahatlıkla karşılayabilirken basınç kuvveti altında burkulmakta ve elemanın taşıma gücü önemli ölçüde düşmektedir.

Çelik yapıların doğrusal olmayan analizlerinin yapılmasında artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi pek çok çalışmada kullanılmasına rağmen artımsal mod birleştirme yönteminin kullanıldığı çok fazla çalışma bulunmamaktadır.

1.2 Amaç ve Kapsam

Bu çalışmada, MÇÇÇ'lerin şiddetli depremler altındaki performansları aynı tip fakat farklı yükseklikteki iki adet taşıyıcı sistem üzerinde incelenmiştir. Bu amaçla, ilk olarak Türk Deprem Yönetmeliği'ne (DBYBHY 2007) uygun iki adet 3 ve 10 katlı MÇÇÇ'ler tasarlanmıştır. Daha sonra tasarlanan MÇÇÇ'ler üzerinde itme analizleri, doğrusal olmayan dinamik zaman geçmişi analizleri yapılmış ve artımsal mod birleştirme yöntemiyle sismik performansları incelenmiştir. Doğrusal olmayan

dinamik zaman gemişı analizleri için 3 adet kuvvetli yer hareketi kaydı kullanılmıştır. Sistemler üzerine uygulanan bu üç farklı analiz yöntemlerinden elde edilen sonuçlar maksimum kat deplasmanlarının değişimleri ve maksimum görelî kat ötelemelerinin değişimleri cinsinden karşılaştırılmıştır.

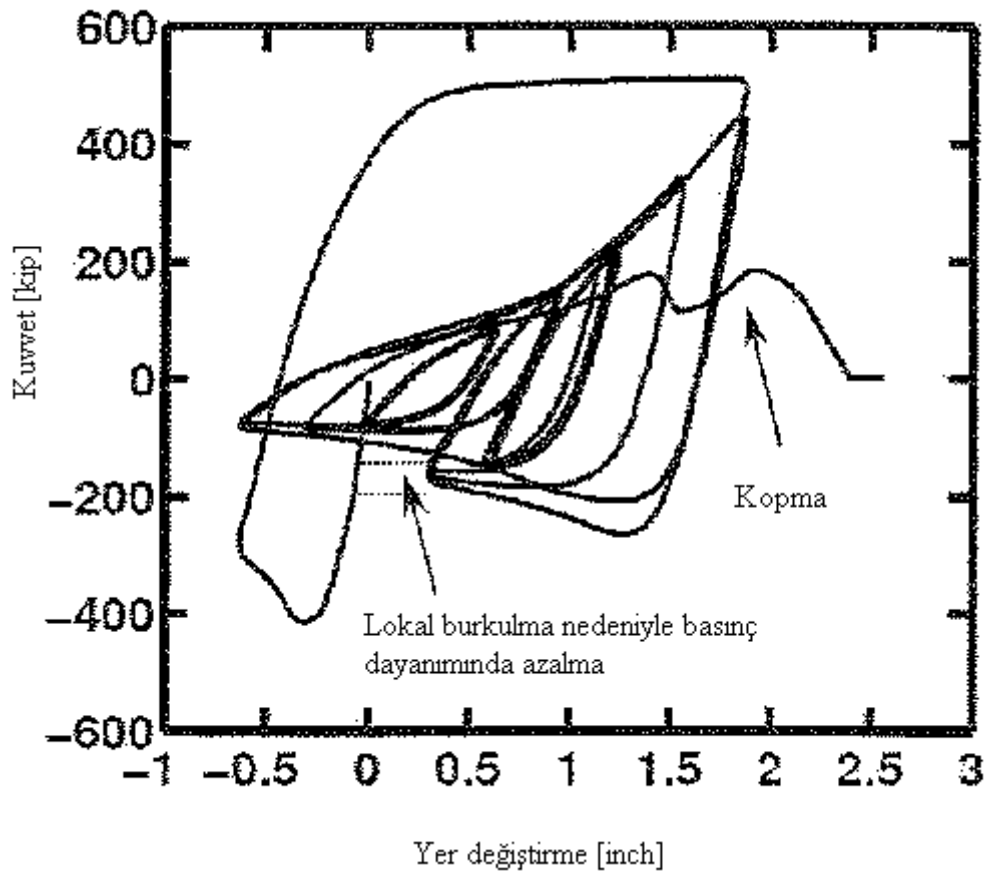
1.3 Literatüre Genel Bakış

Hemen hemen 40 yıl öncesine kadar moment çerçevesler şiddetli sismik yer sarsıntıları için en iyi yapısal sistemler arasında değerlendiriliyordu. Bununla birlikte, 1994 Northridge, 1995 Hyogo-ken Nanbu ve son zamanlarda meydana gelen diğer depremlerde beklenilmeyen ve büyük oranda kaynaklı kiriş - kolon birleşimlerinde gevrek kırılmaların meydana gelmesi, çoğu yapı mühendisinin bu yapısal sistemin uygunluğu konusunda güvenini sarstı. Dizayn yönetmeliklerindeki önemli gelişmeler örneğin (FEMA 2000 ve AISC 2002) bu güveni yeniden inşaa etmeye yardım etti. Bununla birlikte, istenen sünek birleşim davranışı için hem dizayn hem de yapım aşamasında özel dikkat gerektiği anlaşıldı [Uriz and Mahin, 2004].

Merkezi aprazlı elik ereveslerde oluşan hasarlar sırasıyla, 1985 Mexico [Osteraas and Krawinkler, 1989], 1989 Loma Prieta [Kim, 1992], 1994 Northridge [Tremblay et al, 1995], [Krawinkler and Anderson, 1996] ve 1995 Hyogoken Nanbu [AIJ 1995; Hisatoku 1995], [Tremblay et al, 1996] tarafından rapor edildi. Bağlantıların çaprazlardan daha güçlü dizayn edilmediği, aprazların öncelikle tek bir yöne meyilli olduğu K tipi aprazların kullanıldığı durumlarda daha büyük ve sık hasarların oluştuğu gözlemlendi. Sonuçta, yönetmelikler bu gibi durumları yasaklamak için güncellendi. Bu durumlardan uzak dursak bile, sismik performanslar yeterli olmayabilir.

Merkezi aprazlı elik ereveslerin sismik performansı, aprazların sistem içindeki oranına duyarlıdır. Bu yüzden, bu aprazların modellenmesi ve analitik davranışı çok önemlidir. elik aprazların histerik performansı çok sayıda deneysel çalışmalarla test edilmiştir. [Black and Wenger, 1980 ; Liu and Goel, 1998]. Bu çalışmalarda, betonla sarılmış tüp kesitler de dahil olmak üzere birçok kesit test edilmiştir. Bugüne kadar aprazların davranışını modellerken en yaygın, basit ve

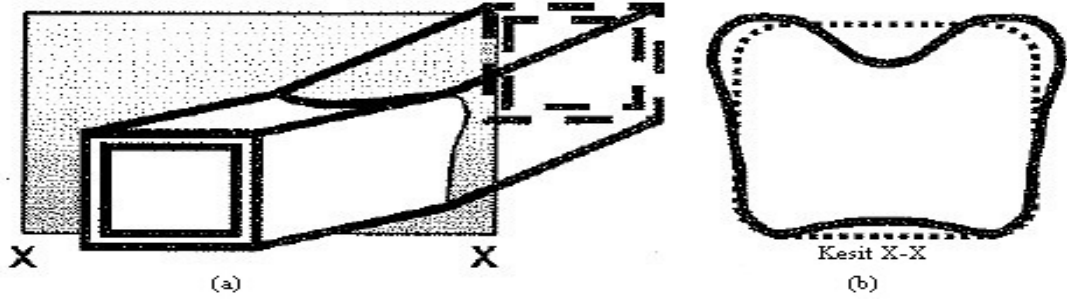
hesap olarak en etkili metodun elemanları sadece eksenel kuvvet alacak şekilde tasarlamak olduğu ispatlanmıştır [Uriz and Mahin, 2004]. Bu yaklaşımın temelinde yatan ise, elemanların deneysel olarak gözlenen davranışlarını histerik davranışlarını da gözönüne alarak taklit etmektir. Çelik çaprazların karakteristik davranışı, California Berkeley Üniversitesi 'nde yürütölen bazı deneysel çalışmalarla gözlenmiştir. şekil 1.1' de bu yürütölen çalışmalardan basit çelik çapraz modele ait gözlenen davranış şematize edilmiştir. şekil 1.2'de bu çapraz modelde kullanılan kompakt olmayan kesite ait lokal burkulma şekil değiştirme şablonu örneklendirilmiştir.



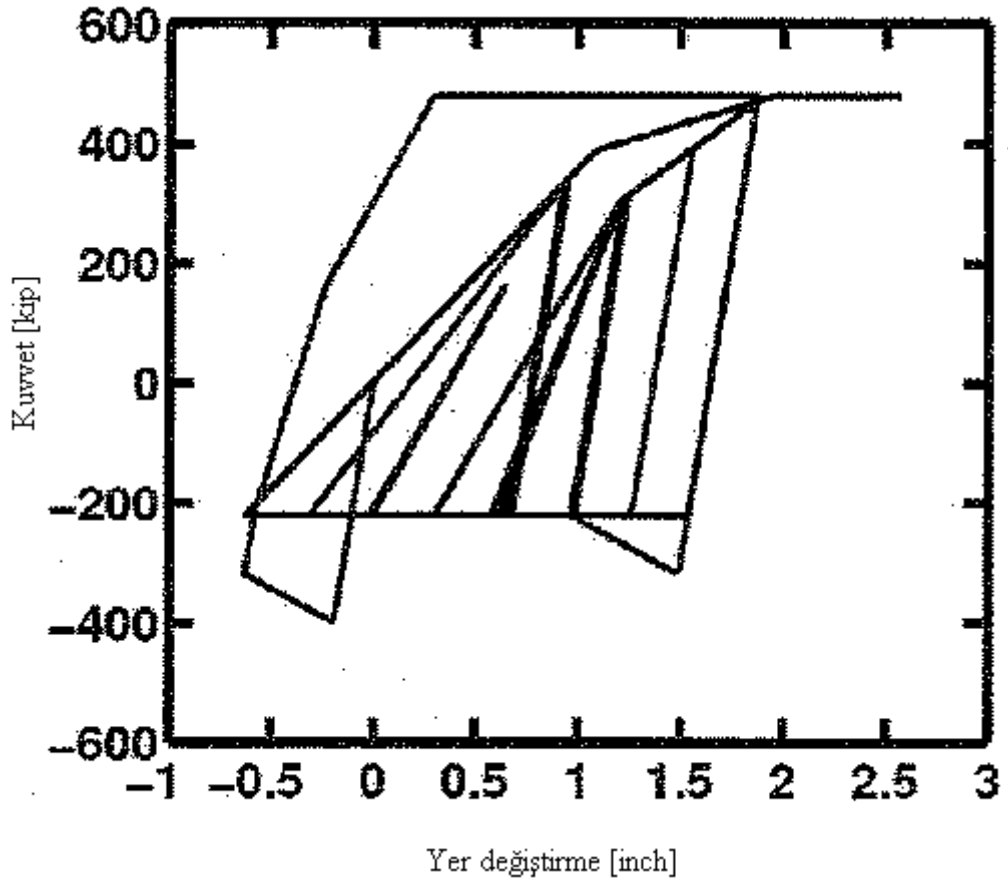
şekil 1.1 6X6X3/8 çelik kutu kesite ait kuvvet-yerdeğiştirme histerisisi [Uriz and Mahin, 2004]

Bu deneysel çalışmaların sonucunda elde edilen basit çapraz modele ait adım-adım lineer histerik davranış eğrisi şekil 1.3'de verilmiştir. [Rai and Goel, 1996]. Bu yaklaşımın sınırlamaları oldukça çeşitlidir. Histerik davranışın eldeki deneysel verilere göre ayarlanması gereklidir. Bu durum nedeniyle, modelin performansı hakkında sınırlı tahminlerde bulunabilir. Bu gerçeğin aksine, bu gibi modeller

başarılı bir şekilde bazı çalışmalarda kullanılmıştır [Zayas and Popov, 1980; Ikeda and Mahin 1984; Khatih and Mahin, 1988].



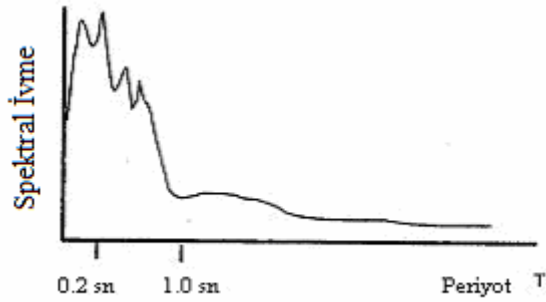
Şekil 1.2 (a) Çapraz elemanın lokal burkulması (b) lokal burkulma nedeniyle kesit alanın detaylı görünümü [Uriz and Mahin, 2004]



Şekil 1.3 Adım adım lineer histerik davranışı esas alan SNAP-2DX modeli [Uriz and Mahin, 2004]

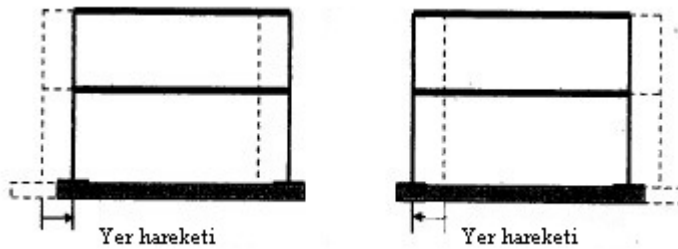
2. DEPREME DAYANIKLI ÇELİK YAPI TASARIMI

Depremler nedeniyle oluşan yer sarsıntıları her yönde meydana gelebilir. Bu sarsıntıların yatay doğrultudaki bileşenleri yatay doğrultuda yer ivmesi üretir. Bu yer ivmesi nedeniyle yapıya enerji aktarılır ve yapıda yapısal ivmelenmeler oluşur. Davranış Spektrumu doğal periyotları birbirinden farklı her bir sistemin en yüksek davranışlarını grafik olarak özetlemek için geliştirilmiştir [AISC, 2005].



Şekil 2.1 Tipik ivme spektrumu

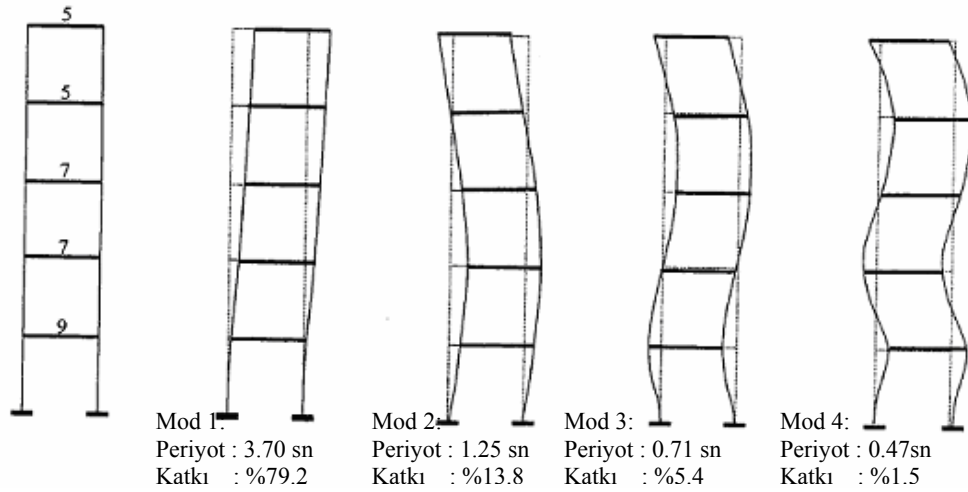
Şekil 2.1'den de anlaşılacağı gibi, yapıya enerjinin en çok aktarıldığı aralık 0.2 ile 1.0 sn doğal periyotları arasındadır. Sonuçta, doğal periyotları bu aralıkta olan yapılar, doğal periyotları bu aralığın dışında kalan yapılara göre daha çok enerji toplayacaklardır [AISC, 2005].



Şekil 2.2 Rijit yapı ($T=0.2$ sn) [AISC, 2005]

Tipik 2 katlı bina genelde hemen hemen 0.2 sn'lik periyoda sahiptir. 10 katlı bir binada yaklaşık olarak 1.0 sn'lik periyoda sahiptir. Şekil 2.2'de görüldüğü gibi, Alçak katlı binalar rijit davranmaya eğilimli, yüksek katlı binalar ise esnek davranmaya eğilimlidir. Genellikle uzun ve esnek yapılar daha yüksek ötelenme

ve/veya şekil değiştirme kapasitesine sahiptir. Çok katlı binalar çok serbestlik dereceli sistemlerdir. Dolayısıyla birden çok titreşim modları vardır. Her mod, şekil değiştirmiş bir biçime ve periyot (frekans)'a sahiptir. Şekil 2.3'de aynı kütlelere sahip olan katlar benzer numaralandırılmış olup, gösterilen modal şekilleri hesaplamak için kullanılmıştır.



Şekil 2.3 Çok serbestlik dereceli bir sisteme ait titreşim modları [AISC,2005]

Şekil 2.3'de mod şekillerinin birbirinden bağımsız olarak gösterilmesine rağmen, gerçek yapı davranışı bu her bir mod şeklinin birleşimine dayanır ki; bu mod şekilleri de farklı anlarda meydana gelebilir. Her bir modun katkı oranı, deprem esnasında her bir modun ne kadar enerji çekeceğinin göstergesidir esasında. Şekil 2.3'de görebileceğimiz gibi, mod 1 depreme karşı bu yapının davranışının belirlenmesinde ya da yapının depreme karşı koymasında hakim olan moddur.

2.1 Sünek Taşıyıcı Sistemlerin Sismik Tasarımı

Sünek çelik yapılar, özellikle 1994'de meydana gelen Northridge ve 1995'de meydana gelen Hyogo-Ken Nanbu (Kobe) depremlerinden sonra daha da önem kazanmıştır. Sünek bir yapının herhangi bir depremde maruz kalacağı yatay yüklerin şiddeti, enerji yutma özelliğinden dolayı, süneklik düzeyi düşük bir yapıya göre çok daha azdır [Deren vd, 2005]. Bu özellik deprem yönetmeliğinde deprem yükü

azaltma katsayısı ile hesaba katılmıştır. Yönetmelikte verilen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti):

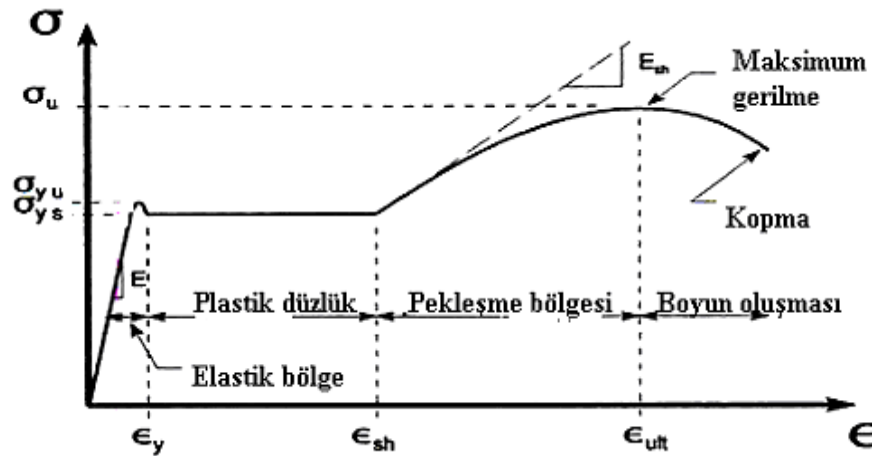
$$V_t = W \cdot A(T_1) / R_a(T_1) \quad (2.1)$$

İfadesinde; W binanın toplam ağırlığını, $A(T_1)$ spektral ivme katsayısını, $R_a(T_1)$ deprem yükü azaltma katsayısını ve T_1 ise yapının birinci doğal titreşim periyodunu göstermektedir.

$R_a(T_1)$ katsayısı yapının sünekliği ile ilgili bir katsayı olduğundan, süneklik düzeyi arttıkça yapıya etkiyen eşdeğer deprem yükü de azalır.

2.2 Malzeme

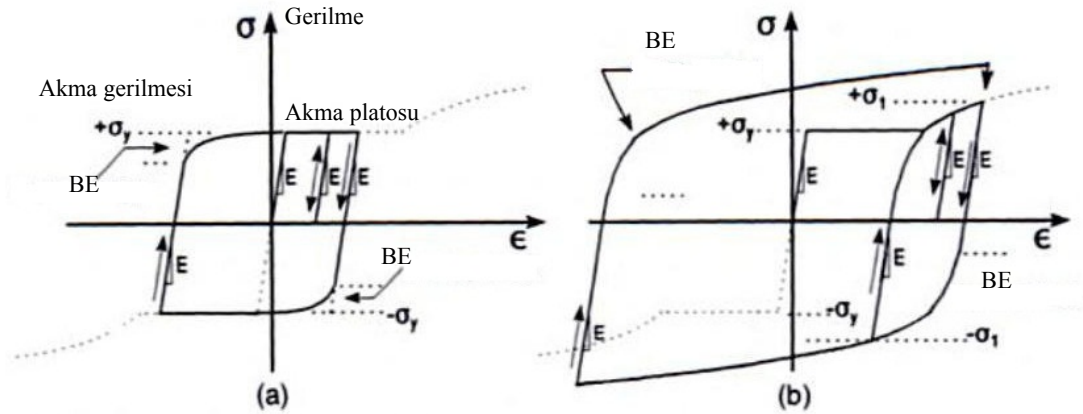
Çelik malzeme olarak demir ve karbon karışımı olarak kabul edilebilir. Çelikte bulunan % 0.15- %0.20 oranındaki karbon miktarı dayanımı artırırken, kopma uzamasını azaltır. Bu durum çelik üretiminde karbon oranının önemli olduğunu ortaya koymaktadır. Bütün yapısal çelikler için elastik bölgede elastisite modülü $E_s = 200$ Gpa olarak kabul edilir. Çeliğin malzeme olarak kopmadan büyük şekil değiştirmeler yapabilmesi, sünekliğinin ve dayanımının büyük olması çelik yapılara deprem etkilerini karşılamakta önemli bir üstünlük sağlar. Uygulamada yaygın olarak iki yapısal çelik türü kullanılır. St37 (Fe37) ve St52 (Fe52) bunların çekme dayanımları sıra ile 37 Mpa ve 52 Mpa ve akma dayanımları 24 Mpa ve 36 Mpa civarında bulunur [Celep, 2005].



Şekil 2.4 Yapı çeliğinde çekme (basınç) gerilmesi-birim uzama (kısalma) ilişkisi [Bruneau, 1998]

2.3 Çeliğin Sünekliği ve Enerji Yutma Özelliği

Çelik, elastik sınırın ötesinde plastik bölge içerisine yüklendiğinde, tekrarlı boşalma ve tekrarlı yüklenme esnasında çeşitli özellikler arzeder. İlk özellik gerilme $\sigma < \sigma_y$ seviyesinde boşalma ve tekrar yüklenme halinde Şekil 2.5 (a) da görüldüğü gibi rijitlik E olmak üzere, davranış elastiktir. Yine aynı şekilden görüldüğü gibi, gerilmenin boşalıp ters istikamette gerilmesi halinde ($\sigma = -\sigma_y$), akma noktasındaki keskin köşe kaybolmakta, akma daha çabuk başlamaktadır. Bu davranış Bauschinger etkisi (BE) olarak bilinir. Eğer gerilmenin geriye dönüşü, gerilme pekleşmesi bölgesine geçilmeden önce başlarsa Şekil 2.5 (a) dan görüldüğü gibi geriye yüklenme halinde de akma platosuna rastlanır. Öte yandan Şekil 2.5 (b)' den görüldüğü gibi, gerilme pekleşmesi bölgesine girildikten sonra, takip eden çevrimlerde akma platosu kaybolur [Bruneau, 1998].



Şekil 2.5 Yapı çeliğinde çevrimsel gerilme-şekil değiştirme ilişkisi [Bruneau, 1998]

Çeliğin en önemli iki özelliği, sünekliği ve tekrarlı inelastik yükleme altında enerji yutma kapasitesidir. Bir çelik elemanın plastik uzaması veya kısılması için ihtiyaç duyulan enerji, plastik kuvvet ile plastik deformasyonun çarpımı olarak hesaplanır ve histerik enerji olarak adlandırılır. Kinetik ve elastik deformasyon enerjisinin tersine, histerik enerji geriye dönüşü olmayan, sarfedilmiş enerjidir. Şekil 2.6 (a)' dan görüldüğü gibi, artan ve daha sonra boşalan yükleme halinde, E_h olarak gösterilecek histerik enerji,

$$E_h = P_y (\delta_{\max} - \delta_y) \quad (2.2)$$

Şeklinde hesaplanır. Bu değer, Şekil 2.6 (a)'daki gölgeli alana karşılık gelir.

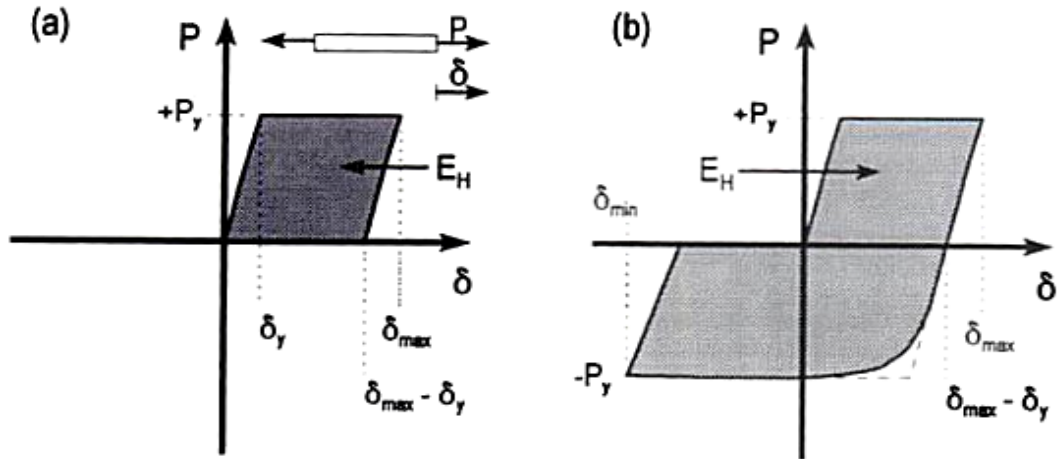
Süneklik oranı ise aşağıdaki gibi tanımlanır:

$$\mu = \frac{\delta_{\max}}{\delta_y} \quad (2.3)$$

tam çevrim bir yükleme – boşalma halinde, Şekil 2.6 (b) ‘den görüldüğü gibi histerik enerji, yük-deformasyon eğrisi tarafından çevrelenen alandır ve yaklaşık olarak aşağıdaki şekilde hesaplanabilir.

$$E_h \cong P_y [(\delta_{\max} - \delta_y) + (\delta_{\max} - \delta_{\min} - 2\delta_y)] \quad (2.4)$$

Histerik enerjinin daha hassas hesabı için, Bauschinger etkisi nedeniyle meydana gelen enerji kaybının da hesaba sokulması gerekir. Tekrarlı yükleme halinde her bir tekrarda yutulan ve harcanan enerji, toplam harcanan enerjinin hesabı için toplanmalıdır.



Şekil 2.6 Yapı çeliğinde (a) yarı ve (b) tam yükleme çevriminde tüketilen enerji [Bruneau, 1998]

Bu basit tanımlara dayanarak şunu söylemek mümkündür. Bir taşıyıcı sisteme etkiyen deprem yükü, bu sisteme bir dış enerji uygular. Bu enerjinin karşılığı ise, sistemde harcanan plastik enerji ile depolanan deformasyon enerjisi ve kinetik enerjidir.

$$E_d = E_h + E_e + E_k \quad (2.5)$$

Burada; E_d : deprem enerjisi

E_k : kinetik enerji

E_e : elastik deformasyon enerjisi

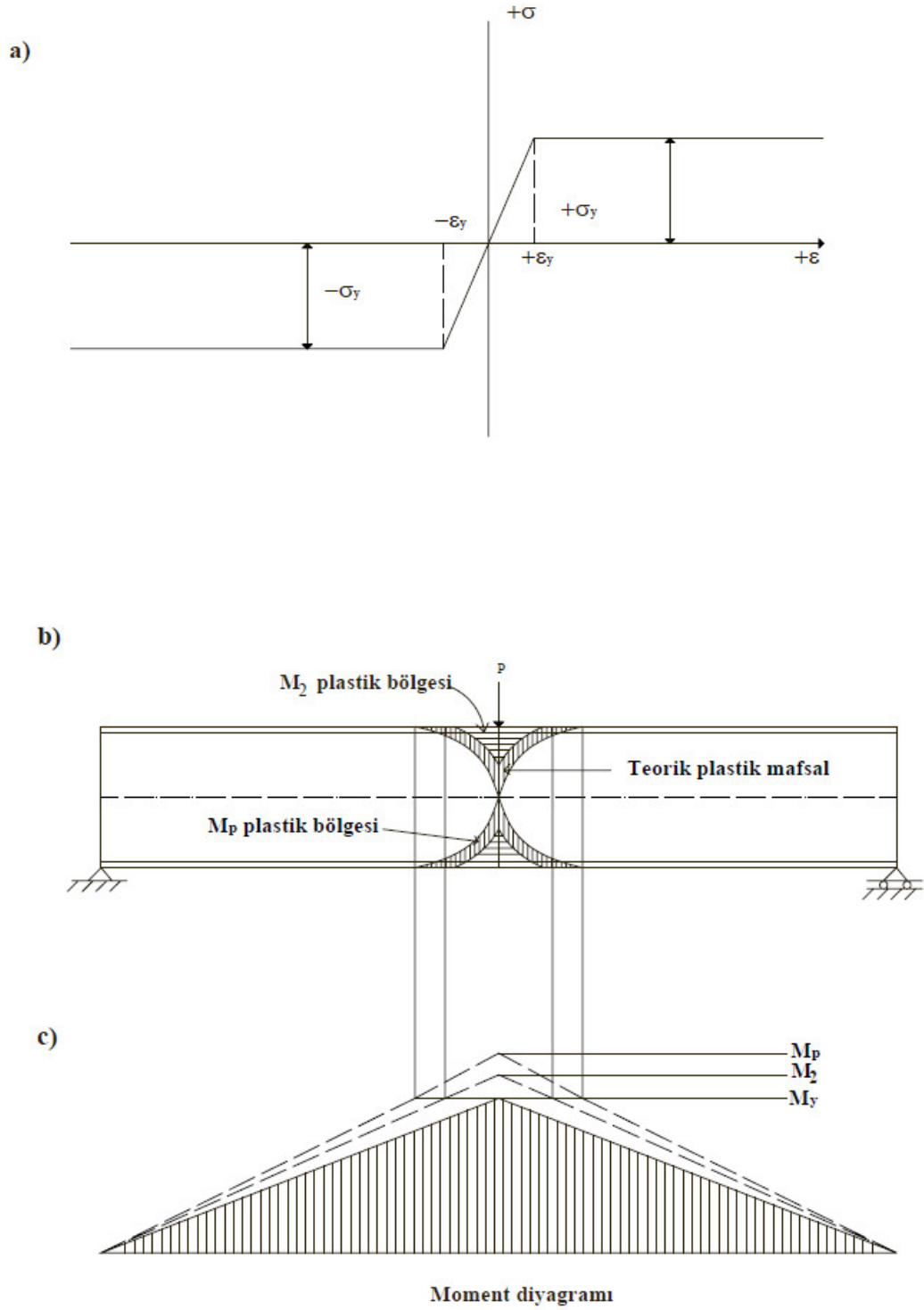
E_h : harcanan plastik enerji

anlamındadır. Bu ise, çelik yapıların yüksek enerji yutma kapasitesinin, deprem etkisi altında yapının dinamik cevabını sağlayan kinetik ve elastik enerji birikimini azalttığı, bu şekilde de patlama yükü veya deprem yükü etkisi altında yapıların dayanıklılığını arttırdığı anlamına gelir.

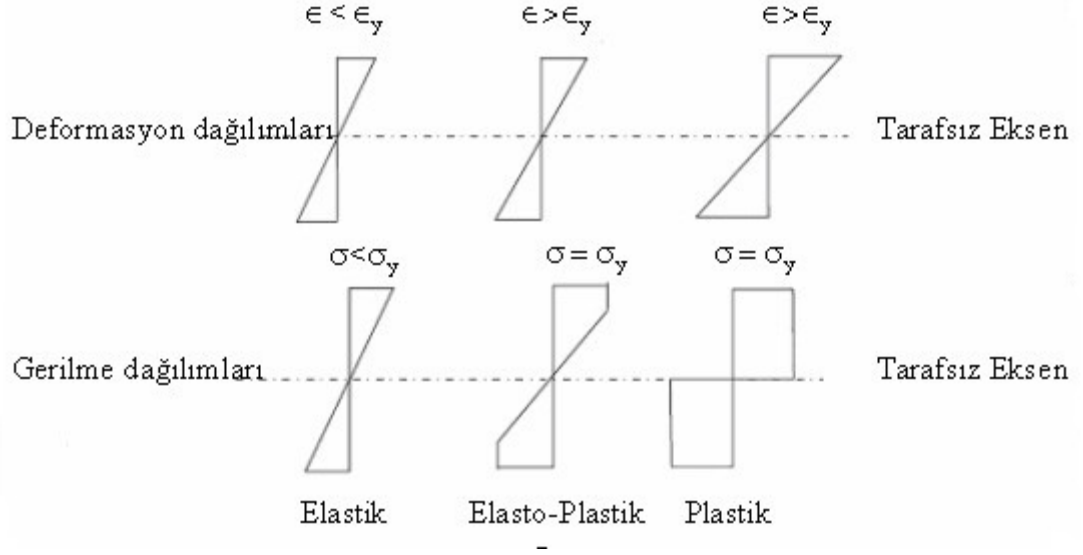
2.4 Çelik Yapıların Elastik ve Plastik Davranışı

Bu kısımda yapı davranışını elastik durumdan tümüyle plastik duruma artan yükler altında bir kesit üzerinde incelenmiştir. Çoğu yapı malzemesi, plastik limit durumlara ulaşmadan önce elastik limit durumların etkisinde kalır. Bu durum hem malzeme davranışında, hem herhangi bir kesitte hem de yapının tümünde geçerlidir. [Wong, 2009].

Sünek çelik yapı tasarımını doğru anlayabilmek için, plastik mafsallık kavramının iyi bilinmesi gerekir. Bunun için Şekil 2.7 (b)'de görülen, açıklık ortasından P tekil yükü ile yüklenmiş bir basit kiriş ele alınmıştır. Ayrıca Şekil 2.7 (a)'da verilmiş olan ve çelik yapıların elastik ve plastik tasarımında kullanılan idealleştirilmiş gerilme-deformasyon ilişkisini gözönüne alınmıştır. P yükünün belirli bir değerinde, kirişin en dış liflerinin akma sınır gerilmesine (σ_y) ulaştığını düşünülmüştür. P'nin değeri daha da arttırılırsa, bu sefer kesitin en dış liflerine ek olarak tarafsız eksene doğru daha başka lifleri de σ_y akma sınır gerilmesine ulaşır. Bu durum Şekil 2.8'den açıkça izlenebilir. σ_y akma gerilme sınırına ulaşan kiriş liflerinde, Şekil 2.7 (a)'da verilen gerilme – deformasyon ilişkisi uyarınca, yükün arttırılmasıyla gerilme σ_y 'nin üstüne çıkamaz. Buna karşılık, deformasyonlar çok büyük değerlere ulaşabilir. Şekil 2.7 (c)'de görüldüğü gibi M_2 ve M_p momenti (bu moment, tüm kesitin liflerinin σ_y akma sınır gerilmesine ulaştığı duruma karşılık gelir) için plastikleşmiş kiriş bölgesi, gerçekte kiriş üzerine yayılı durumdadır [Deren vd, 2005].



Şekil 2.7 Çelik yapıların elastik ve plastik hesabında kullanılan idealleştirilmiş gerilme-deformasyon ilişkisi



Şekil 2.8 Kesitte plastikleşme safhaları [Wong, 2009]

Ancak, teorik plastik mafsallarda, plastik moment (M_p) momentine karşılık gelen plastikleşmenin, bu momentin oluştuğu noktada yer alan kiriş kesitinde meydana geldiği kabul edilir. Maksimum momentin oluştuğu noktada bütün kesitin plastikleştiği hale karşı gelen M_p momentini oluşturan P yükü değeri tekrar arttırılmaya çalışılırsa, M_p momentinin oluştuğu nokta, bu yük arttırımı için gerçek bir mafsallarda davranışı gösterir. Bu durumda, yani kesitin tümünün plastikleştiği ve M_p momentine ulaşıldığı anda, bu kesitin yer aldığı kiriş noktasında “plastik mafsallarda” oluşmuştur denir.

Burada, M_p kesitin plastik moment taşıma kapasitesidir ve şöyle hesaplanır:

$$M_p = W_{px} \cdot \sigma_y \quad (2.6)$$

Bu ifadede , W_{px} kesitin plastik mafsallarda noktasında kesitin plastik moment mukavemetidir.

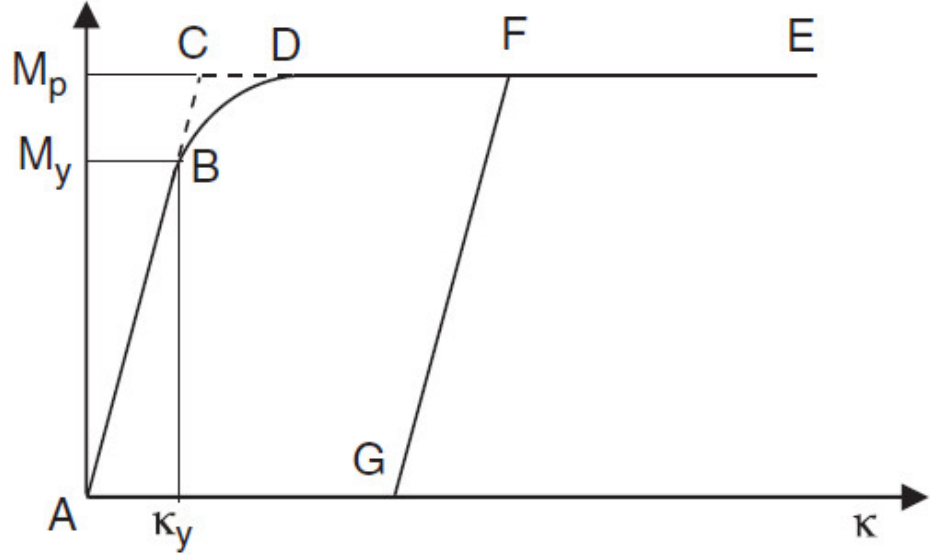
$$M_p = \int^F \sigma_y \cdot y \cdot d_x d_y = \sigma_y \int^F y \cdot d_x \cdot d_y = \sigma_y \cdot 2S_x \quad (2.7)$$

$$W_{px} = 2 S_x \quad (2.8)$$

Bu ifadedeki S_x , Şekil 2.7 (b)’de ele alınan kesitin (x-x) asal eksenine göre statik momentini; σ_y ise akma sınır gerilmesini ifade eder.

2.4.1 Elasto-Plastik Aralıkta Moment Eğrilik İlişkisi

Bir kesit, artan eğilme momentleri altında, plastikleşme ve dönüşüm sürecinde 3 farklı aşamadan geçer. Bunlar elastik(AB) , elasto-plastik(BD) ve tümüyle plastik(DE) olan aşamalardır [Wong, 2009].



Şekil 2.9 Basit kiriş için seçilen kesitte moment-eğrilik ilişkisi [Wong, 2009]

Şekil 2.9'dan da görebileceğimiz gibi, elasto-plastik durum BD aralığında eğilme momentinin artışına karşılık gelir. Kesitin tümü D noktasında plastikleştiğinde M_p olarak adlandırılan maksimum moment kapasitesine ulaşılır. Yüklemede daha ileriye gidildiğinde deformasyonlar ve dolayısıyla eğrilik de artar. Oysa plastik moment kapasitesi sabittir. Şunu belirtmeliyiz ki; DE çizgisi gerçekte tam olarak yatay değildir ve D noktasını çoğu kesit biçimlerinde tanımlamak oldukça zordur. Bu yüzden dizayn amaçlı çalışmalarda eğilme momentinin AC boyunca lineer olarak arttığı varsayılır. Plastik momentin, akma momentine oranına ise biçim faktörü adı verilir ve farklı kesitler için farklı değerler alırlar. Şekil 2.10'da eğilme altındaki kirişin bir parçası kullanılarak, Şekil 2.9'da κ_y ile tarif edilen eğrilik, aşağıdaki formüller yardımıyla çıkarılabilir.

Birim uzamanın klasik tarifinden,

$$\epsilon = \frac{x' - x}{x} \quad (2.9)$$

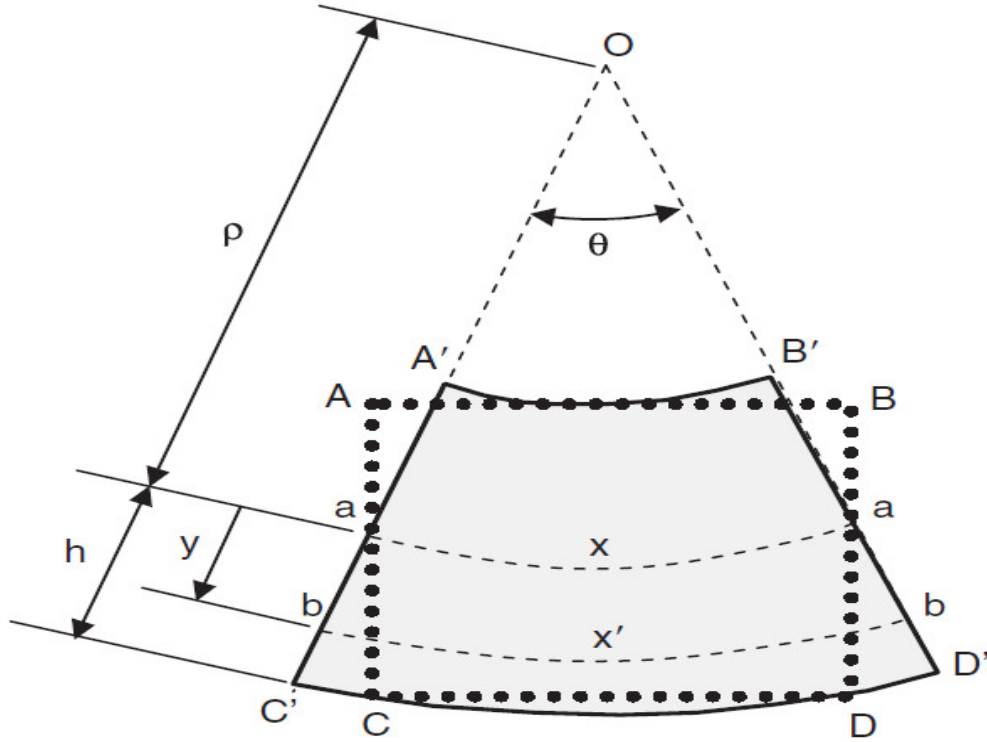
olarak tarif edilir. Varılan bu sonuç yalnız Bernoulli-Navier hipotezine dayanır; Cismin reolojik özelliğine bağlı değildir. (2.9)'daki formül yardımıyla ve Şekil 2.10'dan faydalanılarak,

$$\frac{(-\rho + y)\theta + \rho\theta}{-\rho\theta} = \frac{-y}{\rho} \quad (2.10)$$

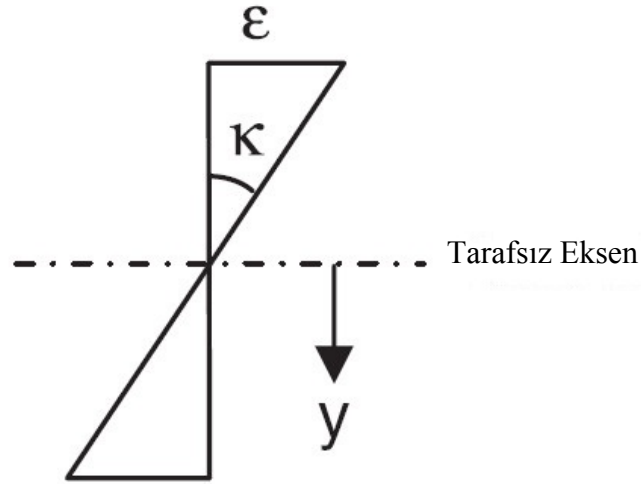
eşitliğini elde etmek mümkündür.

Şekil 2.9'daki eğrilik κ (2.10)'daki eşitlik yardımıyla, Şekil 2.11 'de şekil değiştirme diyagramının eğimi olarak tanımlanır.

$$\kappa = \frac{1}{\rho} \quad (2.11)$$



Şekil 2.10 Sabit eğrilik ile eğilme etkisi altında bir kirişin kısa bir parçası için şematik gösterim [Wong, 2009]



Şekil 2.11 Kesite ait eğrilik ve şekil değiştirme diyagramı [Wong, 2009]

2.5 Taşıyıcı Sistem

Taşıyıcı sistem elemanlarının boyutlandırılmasında ilk ikisi yaygın olarak kullanılan üç farklı yöntem söz konusu edilir.

2.5.1 Emniyet Gerilmesi Yöntemi

Taşıyıcı sistemde kullanma yükleri olarak isimlendirilecek $G+Q$ yükleme durumunda elemanların davranışının elastik sınırlar içinde kaldığı kabul edilerek, elemanda meydana gelecek gerilmelerin öngörülen emniyet gerilmesini aşmaması esas alınır. Emniyet gerilmesi, malzeme (St 37 ve St 52) ve yükleme türüne (esas yükler ve ilave yükler) bağlı olduğu gibi, elemandaki etki türüne (normal gerilme ve kayma gerilmesi) de bağlıdır [Celep, 2004].

2.5.2 Taşıma gücü yöntemi

Taşıyıcı sistemde arttırılmış yükler altında kesitlerde meydana gelen etkilerin kesitin taşıma gücünü geçmemesi esas alınır. Yönetmeliklerde $1.4G+1.6Q$, $G+Q+E$ ve $0.9G+E$ esas olmak üzere çeşitli yük birleşimleri tanımlanmıştır [Celep, 2004].

2.5.3 Plastik hesap yöntemi

Arttırılmış yükler altında taşıyıcı sistemin kritik kesitlerinde plastik kapasite sınırlarına eriştiği kabul edilir. Elastik ötesi davranış gözönüne alındığı için, taşıyıcı sistemdeki ek yük taşıma kapasitesinden faydalanılır [Celep, 2004].

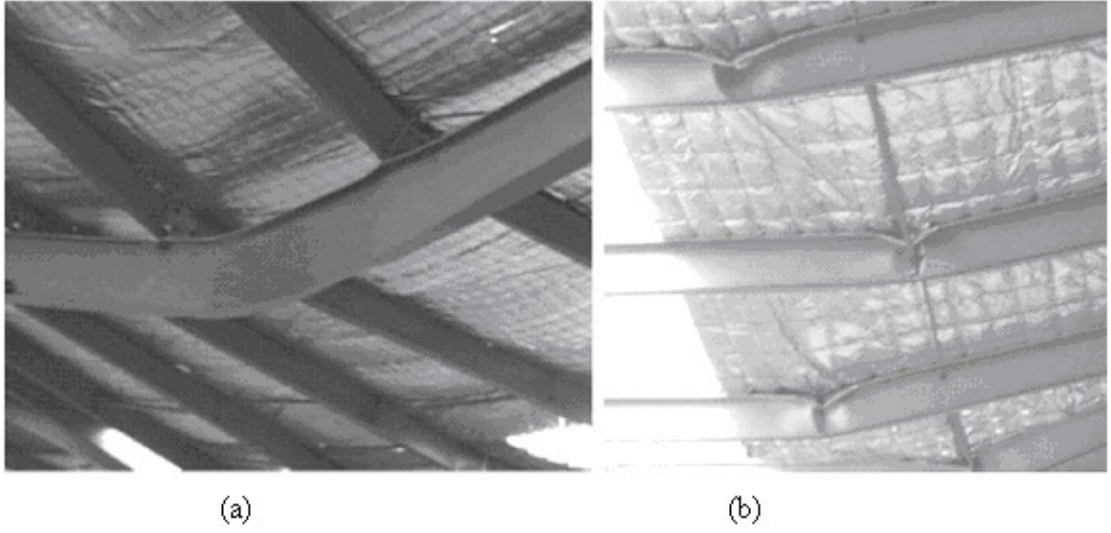
2.6 Taşıyıcı Sistem Elemanları

Çelik taşıyıcı sistemler çeşitli geometride tasarlanabilirler. Bunların basit olanları, kolon, kiriş, çapraz ve döşeme elemanları şeklinde isimlendirilebilir. Çelik kolonlar genellikle betonarme temellerle yüklerini zemine iletirler. Çeliğin yüksek gerilmeleri karşılayabilmesi sebebiyle, taşıyıcı sistem elemanlarında burkulma veya ikinci mertebe etkiler sonucu stabilite kaybının önlenmesi özen gösterilmesi gereken bir husustur. Bu sebepten basınç etkisi altında kolonların burkulma sonucu ve eğilme etkisindeki kirişlerin yanal burkulma sonucu stabilite kayıplarının önlenmesi, çelik elemanların boyutlandırılmasında, gerilme ve yerdeğiştirmeyi sınırlayan mukavemet ilkeleri kadar önemlidir [Celep, 2004].

2.7 Plastik Tasarımda Sınırlamalar: Lokal Burkulma Etkisi

Plastik tasarım yöntemlerinin elastik tasarım yöntemlerinin üstünde bazı avantajları olmasına rağmen, kullanımı için bazı sınırlamalar vardır. Plastik tasarım için, bir sistemdeki tüm kesitler plastik momenti karşılarken, lokal burkulmanın hiçbir etkisini taşımamalıdır [Wong, 2009].

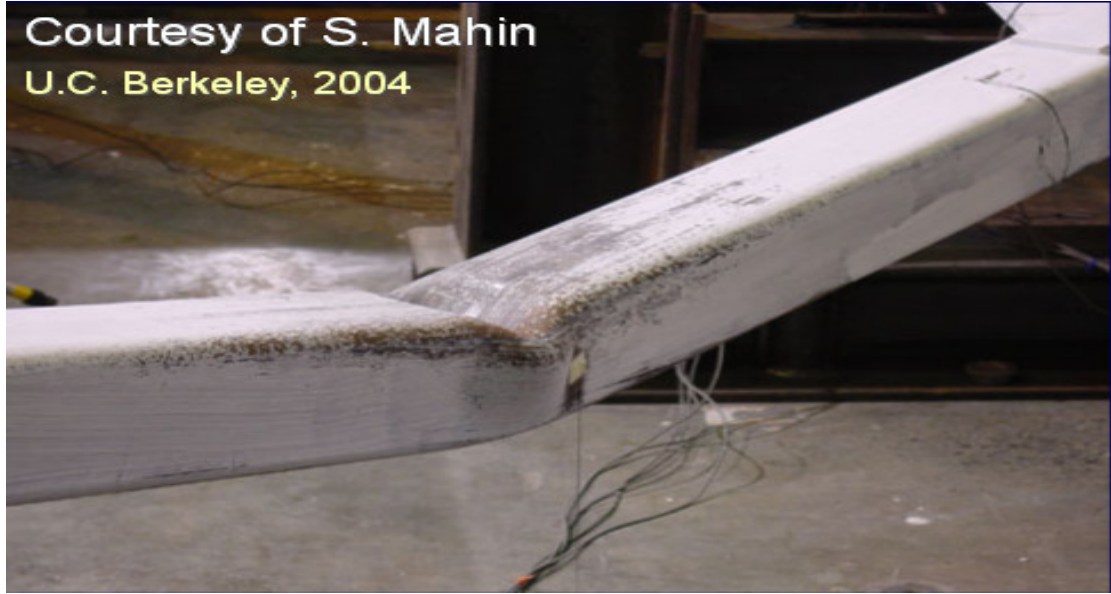
Lokal burkulma elemanların hem dayanımını hem de sünekliğini önemli ölçüde etkileyebilir. Önemli ölçüde elastik olmayan deformasyona maruz kalması beklenen taşıyıcı sistem elemanları (yani moment çerçevelerinde kirişler, merkezi çaprazlı çelik çerçevelerde çaprazlar, dış merkez çaprazlı çerçevelerde bağ kirişleri gibi) lokal burkulmadan önce yeterli sünekliğin sağlandığından emin olabilmek için mutlaka belirli genişlik / kalınlık oranları sağlanmalıdır. Yani bu elemanlar sismik olarak kompakt olmalıdırlar [Akbaş, 2008].



Şekil 2.12 (a) Kiriş lokal burkulma olmadan eğilme altında (b) Kiriş lokal burkulma ile birlikte eğilme altında [Wong, 2009]



Şekil 2.13 Lokal burkulmanın gözlenmesi için yapılan deneylerden -1 [Sabelli, 2004]



Şekil 2.14 Lokal burkulmanın gözlenmesi için yapılan deneylerden -2 [Sabelli, 2004]

Plastik tasarım yapılırken dikkat edilecek diğer hususlarda, tüm elemanlarda yanal ve/veya burulma burkulmasından korunmak için yeterli yanal desteklerin sağlanması, kullanılacak çelik malzemelerin hiçbir gevrek davranış göstermeden plastik dönmelerini rahatlıkla sergilemeleridir. Bu gibi süneklik ve malzeme gereksinimleri çoğu tasarım yönetmeliklerinde mevcuttur.

Tablo 1.1 Çapraz elemanlar için kompaktlık şartı [DBYBHY, 2007]

<i>Eleman Tanımı</i>	<i>Narinlik Oranları</i>	<i>Sınır Değerler</i>	
		<i>Süneklik Düzeyi Yüksek Sistem</i>	<i>Süneklik Düzeyi Normal Sistem</i>
Eğilme ve Eksenel basınç etkisindeki I Kesitlerinde U Kesitlerinde	$b/2t$ b/t	$0.3\sqrt{E_s/\sigma_a}$	$0.5\sqrt{E_s/\sigma_a}$
Eğilme etkisindeki I Kesitleri U Kesitleri	h/t_w	$3.2\sqrt{E_s/\sigma_a}$	$5.0\sqrt{E_s/\sigma_a}$
Eğilme veya eksenel basınç etkisindeki dikdörtgen kutu kesitler	b/t veya h/t_w	$0.7\sqrt{E_s/\sigma_a}$	$1.2\sqrt{E_s/\sigma_a}$

2.8 Birleşim Elemanları

Çelik yapı elemanlarının birleşimi; perçin, bulon (civata) ve kaynakla sağlanır. Bunlardan faydalanılarak elemanlarda ek yapılır ve birleşim bölgesinde elemanları birbirine bağlanarak kuvvetlerin iletilmesi sağlanır.

2.8.1 Perçinler

Elemanlarda matkapla açılan silindirik deliklere geçirilen, silindirik elemanlardır. Bir ucu küre parçası olarak genişletilerek hazırlanan perçin ısıtılarak kolay şekil verilebilen duruma getirildikten sonra, elemandaki delikten geçirilir, delikten geçen uca vurularak, diğer uca benzetilir ve deliği doldurması sağlanır. Perçin, kesitindeki kayma gerilmesi ile delik yüzeyindeki ezilme gerilmesi öngörülen değerleri geçmeyecek şekilde seçilir [Celep, 2004].

2.8.2 Bulonlar (civatalar)

Bulonlar da perçinler gibi kayma ve ezilme gerilmeleri etkisi altındadır. Bir ucu altı köşeli başlıklıdır. Diğer ucunda spiral diş ve altı köşeli başlık ve pul bulunur. Bulonlar bir ucu tutularak ve diğer ucu anahtarla sıkılarak yerleştirilir. Normal ve yüksek mukavemetli olan bulonlar mevcuttur [Celep, 2004].

2.8.3 Kaynak

Birleşim elemanlarının ısıtılarak sıvı kıvama getirilerek yapılan birleşim şeklidir. Bu işlem sırasında kaynak teli veya elektrotu kullanılarak birleşen kısımlar arasındaki çizgi (derz) doldurulur, kaynak dikişi çekilir. İki elemanı birleştiren bölgede oluşan kesme kuvveti, normal kuvvet veya eğilme momenti sonucu kaynak dikişinde normal ve kayma gerilmeleri meydana gelir. Gerilmelerin bulunan değerlerinin veya birleştirilerek bulunacak asal gerilmelerin ilgili emniyet gerilmelerinden büyük olmaması sağlanarak, kaynak dikişinin boyu ve kalınlığı seçilir [Celep, 2004].

2.9 Ek ve Birleşim Bölgeleri

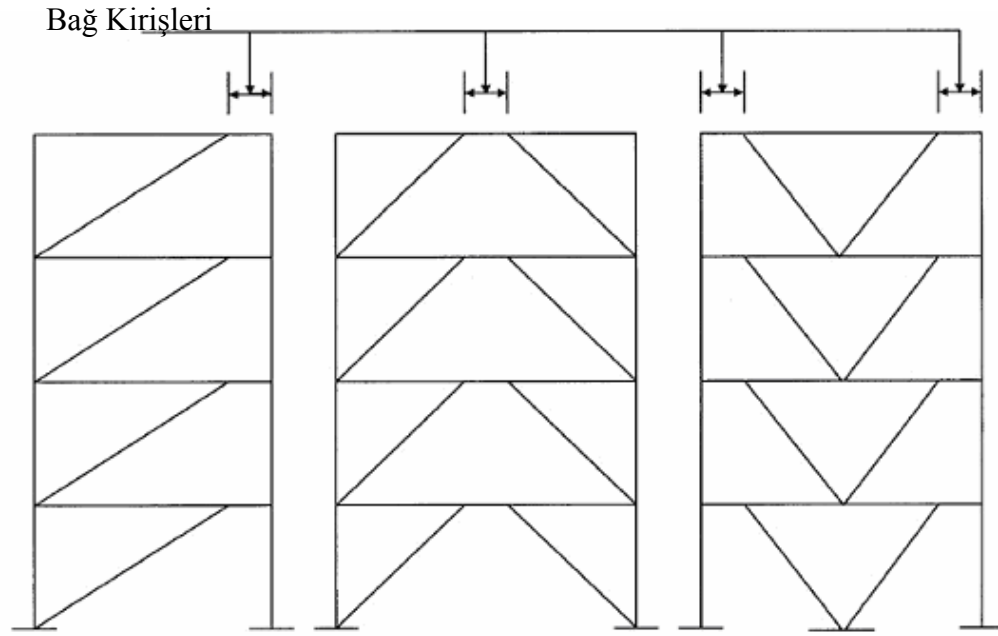
Ek ve birleşim bölgelerinin denetime açık olması yanında kolay onarım ve güçlendirme imkanının bulunması çelik yapıların diğer üstün özelliklerinden biridir. Betonarme yapılara kıyasla, çelik yapılarda ek ve birleşim bölgeleri özellik arz eder ve özenle ele alınması gerekir. Bir çelik elemanın sahip olduğu dayanım ve sünekliğin ortaya çıkması için bu bölgelerde etkilerin karşılanması ve iletilmesi gerekir. Genellikle iki eleman arasında, ek elemanları veya levhaları yanında perçin, bulon ve kaynak gibi birleşim elemanları kullanılır. Birleşim bölgesinin boyutlandırılmasında, bu bölgenin dayanımının en az eklenen elemanlar düzeyinde olması esas alınır. [Celep, 2004].

2.10 Çelik Çerçeveler

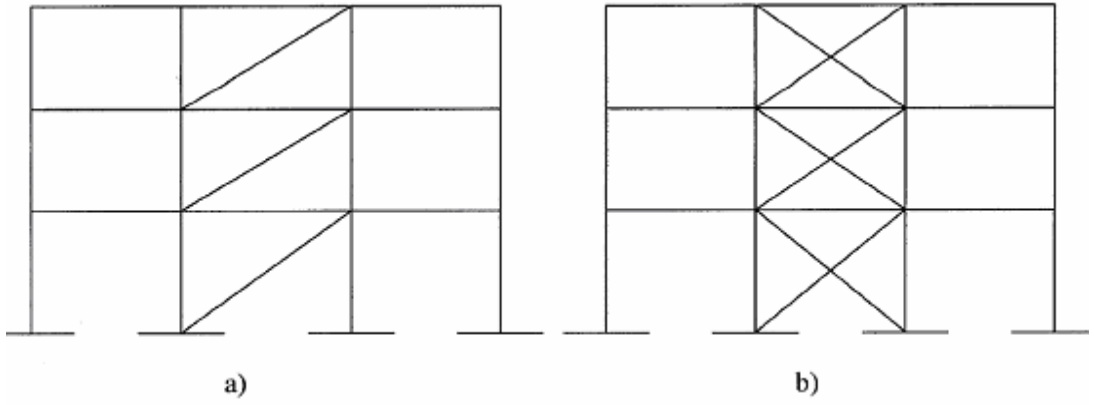
Depreme dayanıklı çelik taşıyıcı sistemin oluşturulmasında, taşıyıcı sistemde yeterli yatay rijitliğin bulunması ve sünekliğin yüksek olması önemlidir. Bir taşıyıcı sistemin deprem etkisi altında sünekliği, çevrimsel etki altında enerji tüketen bölgelerin bulunması ile artar. Bu tür sistemlerin boyutlandırılmasında kapasite kavramına göre boyutlama kullanılır. Buna göre enerji tüketmeyen sünek olmayan kısımlar, sünek kısımların kapasiteleri esas alınarak boyutlandırılır. Deprem etkisi altında sünek olan yapılar enerji tüketen bölgelerin türüne göre üç ana kısımda sınıflandırılır [Celep, 2004].



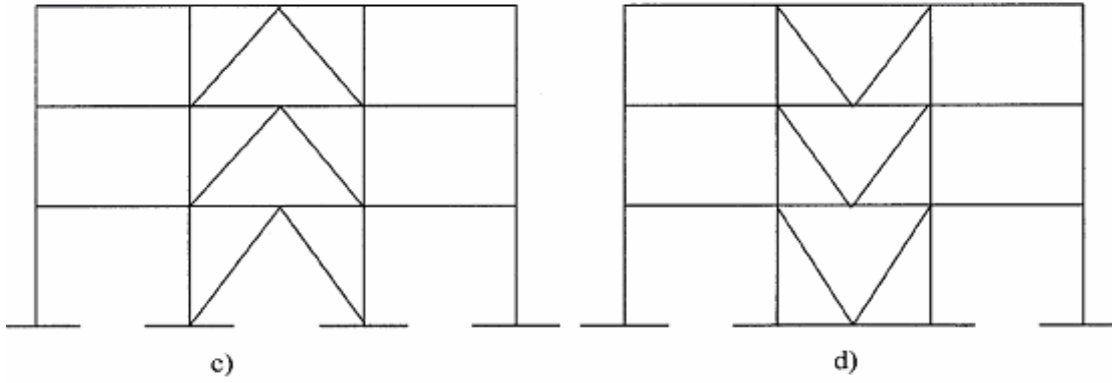
Şekil 2.15 Tipik moment çerçevesi



Şekil 2.16 Yaygın olarak kullanılan dışmerkez çaprazlı çerçeve konfigürasyonları



Şekil 2.17 Yaygın olarak kullanılan çapraz türleri (a) diagonal çapraz (b) X çapraz



Şekil 2.18 Yaygın olarak kullanılan çapraz türleri (c) ters V çapraz (d) V çapraz

2.10.1 Merkezi Çaprazlı Çelik Çerçeveler

Merkezi çaprazlı çelik çerçeveler, yaygın olarak yüksek katlı binalarda yatay yüklere karşı gereken rijitlik ve dayanımı sağlamak için kullanılır. Bu sistemle malzeme tasarrufu sağlanırken, çerçevede kat ötelemeleri etkin bir şekilde sınıflandırılabilir. Böyle bir sistemde çaprazlar ve bunların çerçeve ile birleşimi taşıyıcı sistemin önemli iki özelliğidir. Bu çerçevelerin özel düzenlenmiş çaprazları yön değiştiren büyük yatay etkilerde basınç altında burkulup akmaya erişerek ve çekme altında akarak enerjinin tüketilmesini sağlar. Boyutlamada, kolonlar, kirişler ve birleşim bölgelerinde hasara müsaade edilmez ve düşey yükler için gerekli olan taşıma kapasitesinde bir azalma olmadan, çaprazlarda plastik şekil değiştirmelerin meydana gelmesi sağlanır. Ancak geçmişte meydana gelen depremler bu isteğin çaprazlı çerçevenin ve birleşim bölgelerinin özenle düzenlenmemesi durumunda ortaya çıkmadığını göstermiştir. Bazı durumlarda kontrolsüz elastik olmayan davranış sonucu bu tür çerçevelerde toptan göçmeye kadar varan hasarlar görülmüştür [Celep, 2004].

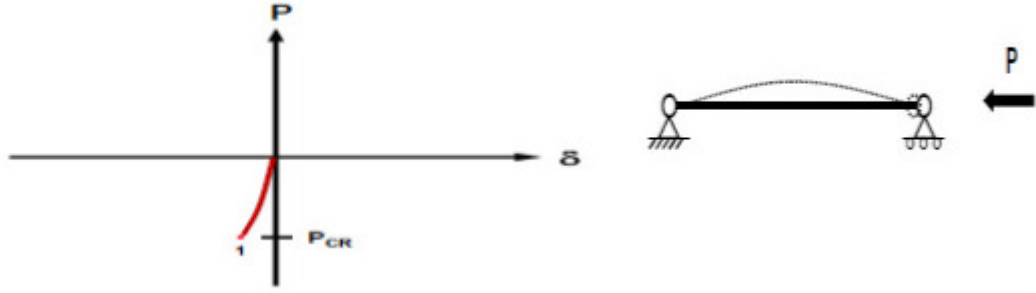
Merkezi çaprazlı çerçevelerde enerji tüketimini incelemek için çapraz elemanın büyük çevrimsel eksenel yüklere maruz kalması durumunda nasıl davranacağını anlamak çok önemlidir [Akbaş, 2008].

Şekil 2.19’da çapraz elemana basınç kuvveti etkidiğinde eksenel kuvvetin oluşturduğu $P-\Delta$ momentlerinden dolayı çapraz eleman düzlem dışına doğru eğilir. Basınç yüklemesi çapraz eleman burkulma yüküne, (P_{cr}) erişinceye kadar devam

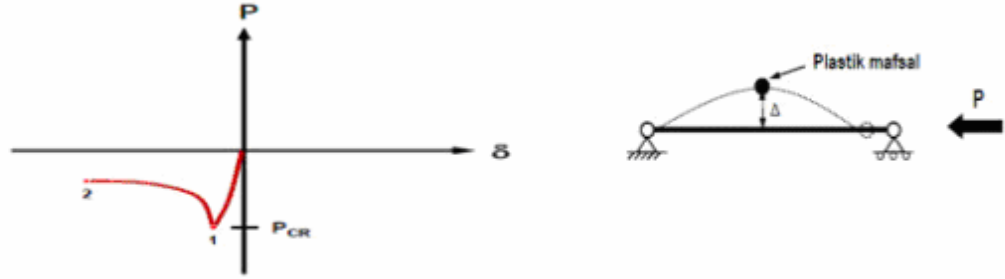
eder. P_{cr} değeri çapraz elemanın narinlik oranına, (KL/r) ve çelik sınıfına bağlıdır. Burkulma sonrası durumda, Şekil 2.20’de çapraz eleman artan Δ deplasmanı ile birlikte düzlem dışına doğru eğilmeye devam eder ve $P-\Delta$ momentinden orta noktada eğilme mafsalı oluşur. Yani $P-\Delta$ momenti çapraz elemanın M_p ’sine erişir. Çapraz elemanın burkulması esas olarak sünek olmayan bir davranış modudur. Çapraz elemanın basınç kapasitesine, (P_{cr}) ulaşıldığında bu kapasite büyük inelastik deformasyonlarda aynı kalmaz, sünek olmayan bir şekilde hızlı bir şekilde düşer. Şekil 2.20’den de görüldüğü gibi elemanda bu anda kalıcı eksenel deformasyon (eksenel kısalma) ve kalıcı düzlem dışı eksenel deformasyon var. Şekil 2.21’de çekme kuvveti eğilmiş elemanın düzelmesine sebep olur. Şekil 2.22’de eğer çekme yüklemesi devam ederse çapraz eleman $P_y = A F_y$ eksenel kuvvetine erişildiğinde akacaktır. Çapraz elemanın çekme kuvveti altında akması sünek bir davranış modudur. Yani, çapraz eleman çekme kuvveti altındaki akma kapasitesi P_y ’yi birleşimlerde göçme olmaması kabulüyle büyük inelastik deformasyonlar boyunca da muhafaza edecektir [Akbaş, 2008].

Elemanda Şekil 2.23’den de görüldüğü gibi bu durumda kalıcı eksenel deformasyon (eksenel uzama) ve hala kalıcı düzlem dışı deformasyon var. Çapraz elemanda burkulmadan dolayı oluşan düzlem dışı deformasyon ardışık çekme yüklemeleriyle tam olarak yok edilemez. Çapraz elemanda orta noktada her zaman kalıcı düzlem dışı deformasyon olacaktır. Çapraz Şekil 2.24’de daha düşük bir basınç yükü altında burkulur, yani maksimum basınç kapasitesi önceki çevrime göre azalmış durumdadır. Burkulma kapasitesindeki bu azalmanın iki sebebi vardır: bunlardan birincisi basınç yüklemesinin başlangıcında var olan kalıcı düzlem dışı deformasyon (bu başlangıç deformasyonu eğer büyükse burkulma kapasitesini önemli ölçüde düşürür). İkincisi ise Bauschinger etkisi adıyla anılır. (çelikte çevrimsel yükler altında gerilme-birim deformasyon ilişkisinde değişiklik oluşur ve malzemenin rijitliği, E , düşer ve bu da burkulma mukavemetinin düşmesine yol açar). Basınç yüklemesine devam edildiğinde çapraz elemanın basınç kapasitesi düşecektir. İlk basınç yüklemesi çevriminde olduğu gibi çapraz elemandaki $P-\Delta$ momentinden dolayı orta noktada eğilme plastik mafsalı oluşur. Burkulma sonrası artık kapasite (7 noktası) ilk çevrimdeki burkulma sonrası kapasiteye yakın olacaktır. Büyük b/t oranına sahip kesitlerde orta noktadaki eğilme mafsalında lokal burkulma

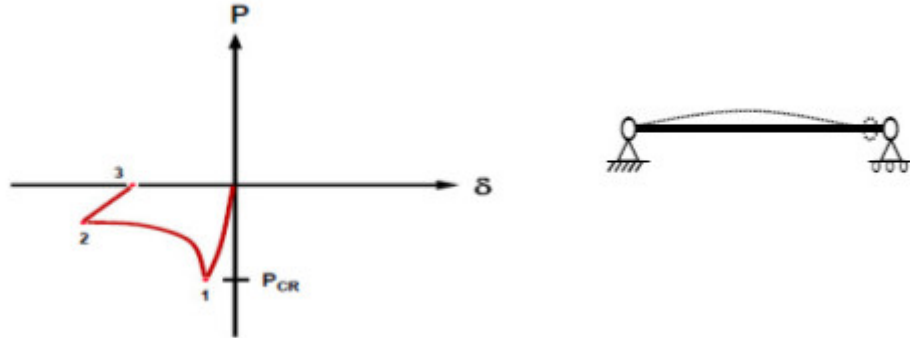
oluşabilir. Birkaç çevrimden sonra lokal burkulmanın olduğu yerde kırılma meydana gelebilir [Akbaş, 2008].



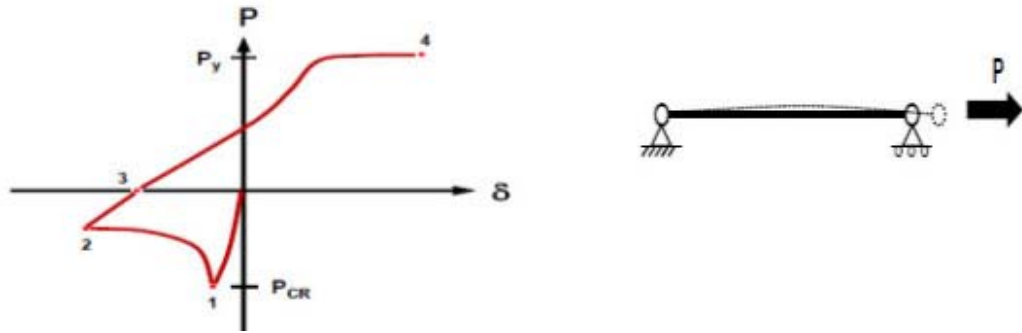
Şekil 2.19 Çapraz maksimum basınç kapasitesine kadar yüklü



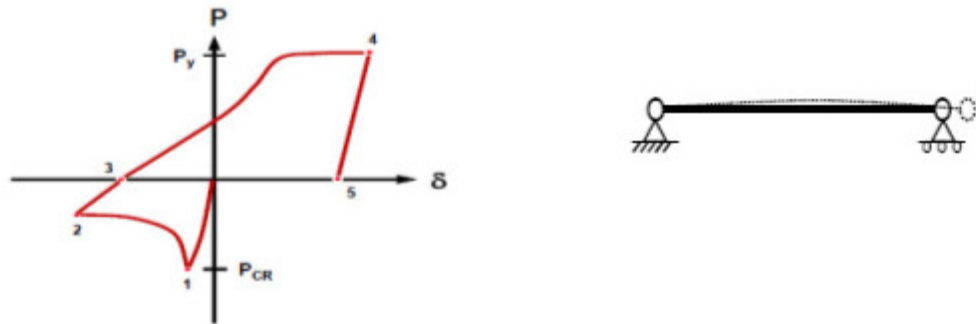
Şekil 2.20 Basınç dayanımının hızlı bir şekilde düşüşü



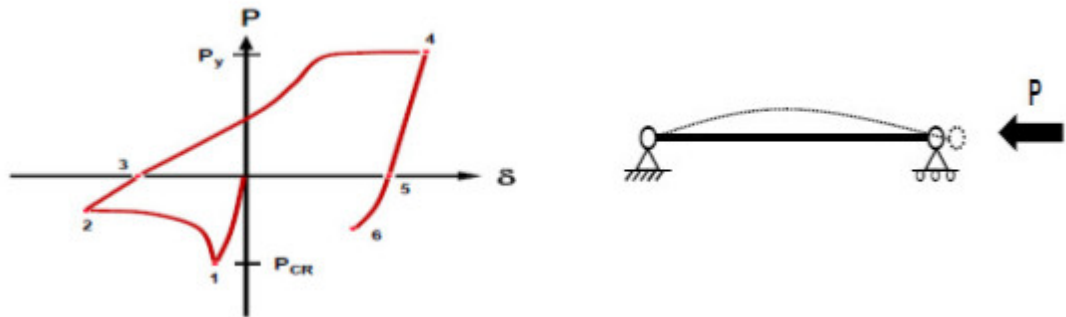
Şekil 2.21 Elemandan yükün kaldırılması



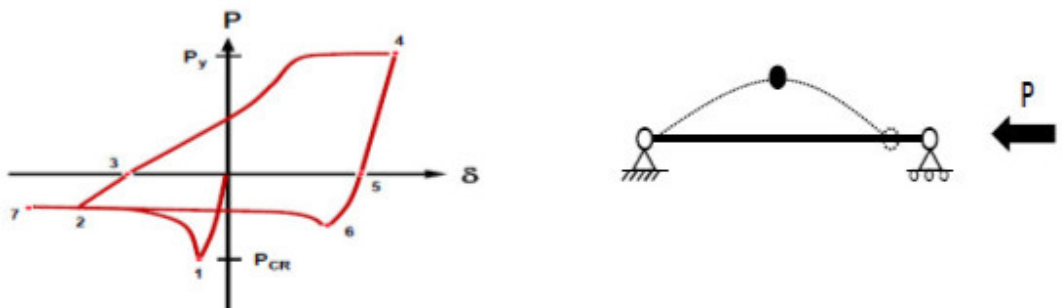
Şekil 2.22 Çapraz eleman akacak şekilde çekme kuvvetiyle yüklü



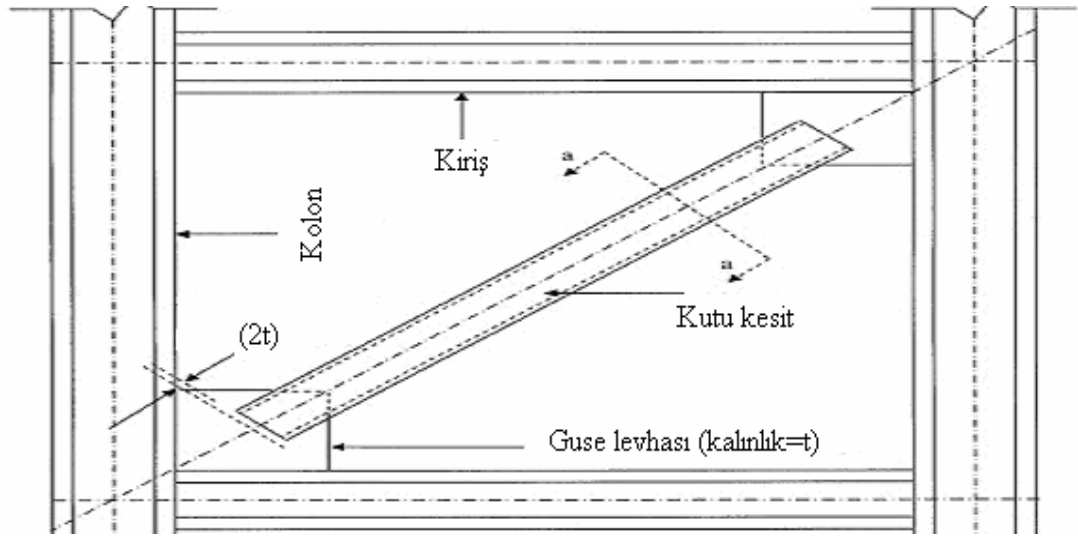
Şekil 2.23 Elemandan yükün tekrar kaldırılması



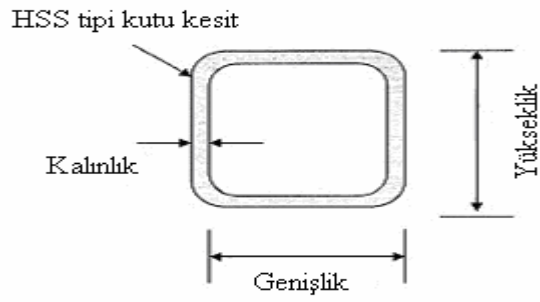
Şekil 2.24 Çapraz eleman ikinci kez maksimum basınç kapasitesine kadar yüklü



Şekil 2.25 Basınç yüklemeinin devamı



Şekil 2.26 Merkezi çaprazlı çelik çerçeve için şematik gösterim



Şekil 2.27 Çapraz kesit için şematik gösterim

3. DEPREM MÜHENDİSLİĞİNDE PERFORMANS YAKLAŞIMI VE 2007 TÜRK DEPREM YÖNETMELİĞİ

2007 yılında yayınlanarak yürürlüğe giren deprem bölgelerinde yapılacak binalar hakkında yönetmelik, özellikle mevcut binaları değerlendirme ve güçlendirme konusunda getirdiği performans yaklaşımı ile ülkemizde deprem mühendisliği uygulamalarında önemli bir açılım yapmıştır. Gelecek yıllarda inşaat mühendisliği eğitimi ve deprem mühendisliği araştırmaları üzerinde önemli etkisi olacaktır [Sucuoğlu, 2006].

3.1 2007 Deprem Yönetmeliğindeki Yenilikler

2007 deprem yönetmeliği'nde 1998 yönetmeliğine göre önemli yenilikler getirilmiştir. Bu yeniliklerin bir kısmı 1998 yönetmeliğinin içerdiği bölümlerin yeniden düzenlenmesi olmakla birlikte en önemli yenilik şüphesiz 2007 yönetmeliğine “mevcut binaların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesi” bölümünün eklenmesi olmuştur [Sucuoğlu, 2006].

Kapsamlı olarak revize edilen bir diğer bölüm çelik binaların deprem tasarımıdır. 2007 yönetmeliğinin 4.bölümü yük ve dayanım faktörleri tasarımı (LRFD) yaklaşımını gözönüne alarak tekrar düzenlenmiştir. Ancak benzer düzenlemelerin TS-648 için de yapılması gereklidir [Sucuoğlu, 2006].

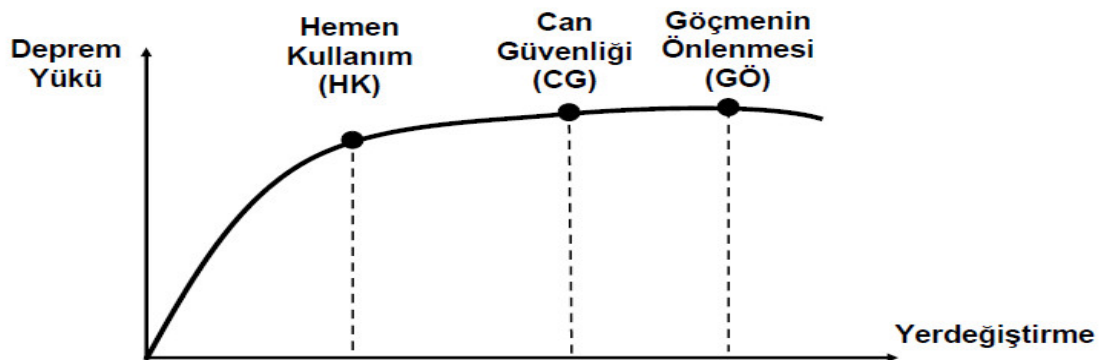
1998 yönetmeliğinin yenilenmesinin temel amacı, 1998 yönetmeliği koşullarına uygun olarak yapılmamış mevcut binaların gelecekte maruz kalacakları deprem etkileri altında sergileyecekleri performansın değerlendirilmesi ve deprem dayanımı yeterli olmayan binaların güçlendirilmesi için gerekli olan kuralların tanımlanmasıdır. 2007 deprem yönetmeliği'nin 7.bölümü bu amaçla hazırlanmıştır [Sucuoğlu, 2006].

3.2 Mevcut Binaların Değerlendirilmesi

Ülkemizde depremlerin büyük hasarlara neden olmasının en önemli nedeni, binaların hangi yılda yapılmış olurlarsa olsun deprem etkileri dikkate alınmadan tasarlanmış ve yapılmış olmalarıdır. Mevcut binalarımızın neredeyse tamamı gerekli deprem dayanımına sahip değildir.

Binaların deprem performansı yeni bir kavramdır. Deprem performansı, “belirli bir deprem etkisi altında bir binada oluşabilecek hasarların düzeyi ve dağılımına bağlı olarak belirlenen yapı güvenliği durumu” olarak tanımlanabilir.

Deprem hasarları kiriş, kolon, perde ve birleşim bölgesi gibi elemanlarda meydana gelir. Eleman hasarlarının değerlendirilmesinde öncelikle hasarın incelenen elemanın sünek yada gevrek davranışından kaynaklandığının belirlenmesi gereklidir. Gevrek olarak hasar gören elemanlar, (kesme kırılması) göçmüş kabul edilir. Sünek olarak hasar gören elemanların hasarları ise hesaplanan iç kuvvet veya şekil değiştirme düzeylerine göre minimum hasar, belirgin hasar, ileri hasar veya göçme olarak derecelendirilir. Daha sonra binanın her katındaki hasarlı elemanların hasar dereceleri, sayıları ve dağılımları göz önüne alınarak binanın deprem performansı belirlenir. Bina deprem performansının belirlenmesi için dört ayrı performans düzeyi tanımlanmıştır.



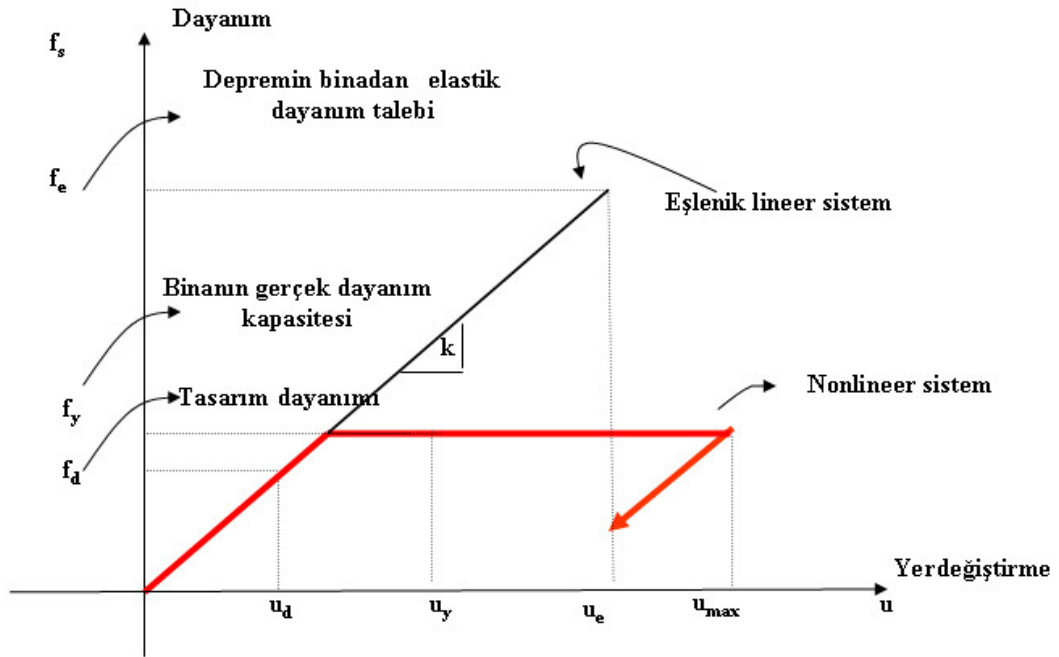
Şekil 3.1 Bina performans düzeyleri [DBYBHY, 2007]

Hemen kullanım performans düzeyini sağlayan binaların gözönüne alınan depreme maruz kalması halinde depremden hemen sonra kullanılabilir durumda olduğu kabul edilmektedir. Can güvenliği performans düzeyini sağlayan binalar gözönüne alınan deprem etkisi altında muhtemelen belirgin derecede hasar görecektir. Ancak bu hasarlar deprem sırasında binada bulunanların can güvenliği için tehdit oluşturmayacaktır. Diğer yandan binada oluşması beklenen eleman hasarları ağırlıklı olarak ileri hasar derecesinde ise, Ancak binada topyekün göçme oluşmuyorsa bina göçme öncesi performans düzeyinde kabul edilir. Eğer göz önüne alınan deprem etkisi altında bu performans düzeyi de sağlanamıyorsa binanın göçme durumu'nda olduğuna karar verilir.

2007 yönetmeliğinde deprem hesabı ve performans değerlendirmesi için binaların doğrusal elastik ve doğrusal olmayan davranış kabullerine dayalı, birbirinden oldukça farklı iki yöntem tanımlanmıştır.

3.3 Süneklik İstemi ve Dayanım Sunumu Kavramları

Yeni binaların tasarımında doğrusal elastik davranış kabulü ile hesaplanan (azaltılmamış) deprem kuvvetleri, tasarlanan yapının elastik ötesi süneklik ve fazla dayanım(tasarım dayanımına göre) özellikleri göz önüne alınarak seçilen deprem yükü azaltma katsayısına (R_y) bölünmesi ile azaltılır. Bu azaltma, binanın kapasite tasarım ilkelerine uygun olarak tasarlandığında deprem etkileri altında hiçbir elemanda gevrek kırılma olmayacağı ve tüm elemanların benzer süneklik ve fazla dayanım özelliklerine sahip olacağı varsayımına dayanır. Azaltılmış deprem kuvvetleri altında hesaplanan iç kuvvetler, düşey yüklerden kaynaklanan iç kuvvetlerle birleştirilerek elemanların tasarım kuvvetleri belirlenir. Depremden kaynaklanan tüm iç kuvvetlerin aynı yük azaltma faktörü ile azaltılmasının gerekçesi, binanın deprem sırasında tek dereceli bir sistem gibi davranacağı varsayımdır. Özellikle birden fazla titreşim modunun hesaba katıldığı mod birleştirme yönteminde bu kabul doğru değildir. Sadece pratik bir yaklaşım sağlar. Esasında bu durumda her mod için ayrı bir R_y katsayısı tanımlamak gereklidir.



Şekil 3.2 Tek serbestlik dereceli bir sistemde kullanılacak süneklik için gereken dayanım azaltması

Süneklik , bir elemanın ya da yapının tümünün dayanımda önemli bir azalma göstermeden inelastik deformasyon yapabilme kapasitesidir. Şekilden 3.2’den de görüleceği gibi, sunulan dayanıma göre,

$$\mu = \frac{u_{\max}}{u_y} \quad (3.1)$$

süneklik katsayısı olarak tanımlanır. Dayanım azaltma katsayısı R_y ise ,

$$R_y = \frac{f_e}{f_y} \quad (3.2)$$

olarak tarif edilir.

Yapılan çalışmalarda esnek (doğal periyodu uzun) yapılarda, dayanım azaltma katsayısının süneklik katsayısına eşit alınabileceğini (eşit yerdeğiştirme kuralı), rijit (doğal periyodu kısa) yapılarda ise $R_y = 1 + (\mu - 1)T/T_s$ olarak alınması gerektiği önerilmiştir [Aydınoğlu, 2009].

3.4 Doğrusal Elastik Olmayan Hesap Yöntemleri

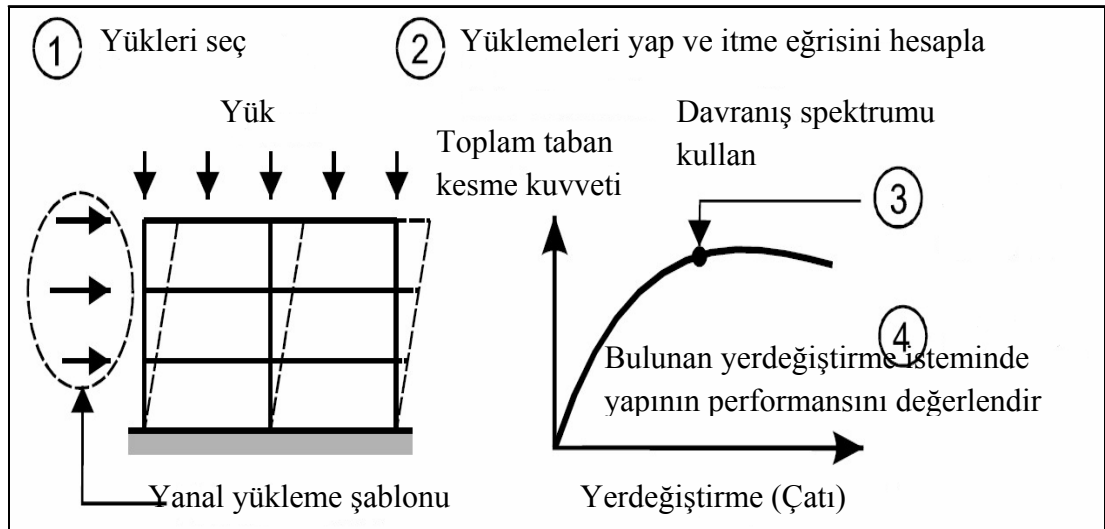
2007 deprem yönetmeliği'nde doğrusal olmayan davranışa ait performans değerlendirilmesi için iki ayrı eşdeğer statik hesap yöntemi verilmektedir. Bu yöntemler esasında doğrusal elastik sistemler için kullanılan eşdeğer deprem yükü ve mod birleştirme yöntemlerinin doğrusal olmayan sistemlere uygulanmalarıdır.

Doğrusal olmayan hesap yöntemlerinin doğrusal elastik hesap yöntemlerine göre en önemli avantajı, artan yükler altında sistemde bulunan yapısal elemanlar sırasıyla kapasitelerine ulaştıkça, bu elemanlar tarafından taşınamayan yüklerin diğer elemanlara dağılmasına (yeniden dağılım) izin vermesidir. Böylece iç kuvvet dağılımı daha gerçekçi olarak hesaplanabilmektedir. Diğer yandan en önemli dezavantajlarından bir tanesi doğrusal olmayan çözüm yöntemlerinin henüz standartlaşmamış olmasıdır.

Doğrusal olmayan yöntemlerde eşdeğer deprem yükleri bir defada değil adım adım arttırılarak uygulanır. Bu nedenle bu yöntemler “statik itme analizi” olarak adlandırılır. İki ayrı doğrusal olmayan yöntemin farkını ise göz önüne alınan mod sayısı belirler.

3.5 Tek Modlu Statik İtme Analizi (Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi)

Statik itme analizi, performans değerlendirmesi için çekici bir analiz yöntemidir. Çünkü lineer olmayan dinamik analiz yöntemlerine göre daha az hesap içerir ve birden çok yer hareketi kullanmaktansa sadece bir davranış spektrumu kullanır. Zayıf noktası ise statik analizle dinamik etkilerin tam olarak yakalanıp yakalanamayacağıdır. Bu yüzden de doğru olmayabilir [Powell, 2006].



Şekil 3.3 İtme analizi için ana adımlar

Lineer olmayan statik analiz yöntemleri temel olarak, yapının yatay kuvvet dayanımını temsil eden yatay kuvvet-deplasman ilişkisinin malzeme ve geometri değişimi bakımından lineer olmayan teoriye göre elde edilmesine ve bunun çeşitli parametrelere göre değerlendirilmesine dayanmaktadır. Kapasite eğrisi (Pushover eğrisi) olarak isimlendirilen yatay kuvvet-deplasman ilişkisinin elde edilmesi sayesinde, yapının zayıf elemanları ve bu elemanların zayıf bölgeleri, oluşabilecek kısmi mekanizma veya toptan göçme mekanizması durumları, tüm yapının ve elemanların deformasyon talepleri belirlenebilmektedir. Böylece, belirli bir deprem seviyesi için yapıdan istenen performans hedefinin gerçekleşip ger ekle meyece i kontrol edilebilmektedir [ATC 40, 1996].

Birçok benzer itme analizi yöntemleri vardır. Esasında hepsi genel olarak aynı usul  farklı yaklaşımlarıyla uygular.  rnek verebilece imiz bazı metodlar: ATC 40 Kapasite spektrumu yöntemi; FEMA 356 Deplasman katsayıları yöntemi, FEMA 440 Deplasman uyarlama yöntemi ve FEMA 440 Do rusalla tırma yöntemi.

3.5.1 Kapasite Spektrumu Yöntemi

Literatüre isim olarak yanlış girmesine rağmen bu adla anılır [Aydıno lu, 2003]. Belirli bir deprem için yapıya yüklenen deplasman talebi ile yapının yatay yük taşıma kapasitesinin birbirine bağımlı olduğu esasına dayanmaktadır. Kapasite spektrumu yönteminde, yapıda meydana gelen elastik olmayan deformasyonlara

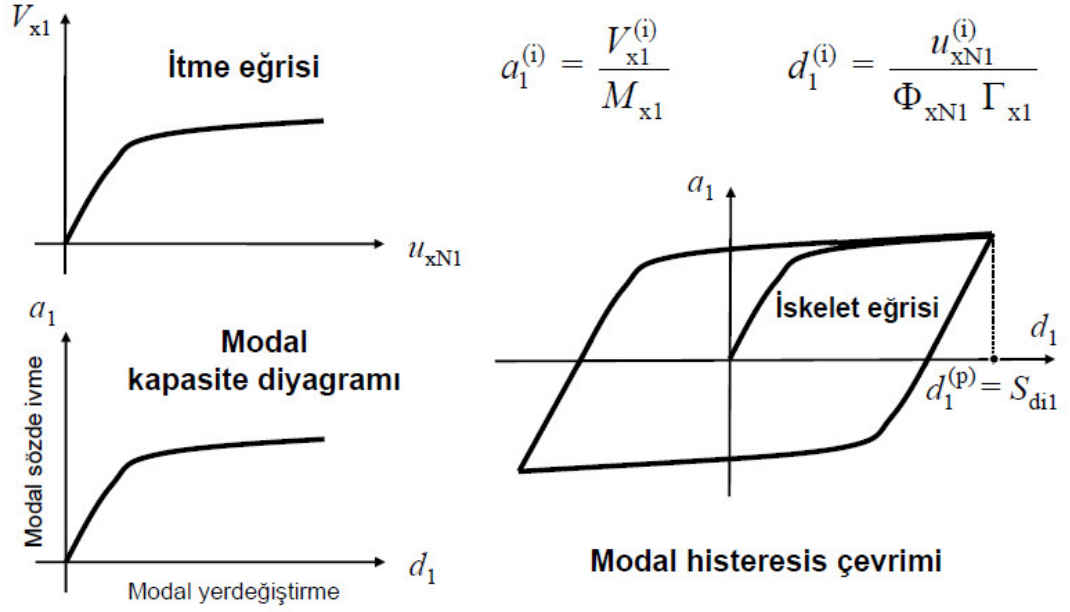
bağlı olarak elastik talep spektrumu indirgenerek kapasite ve talebin eşit olduğu nokta belirlenmektedir. Performans noktası adı verilen bu noktada yapıdan istenen performans hedefinin gerçekleşip gerçekleşmediği kontrol edilmektedir. Bu yöntem ile yapıların performansının değerlendirilmesi üç aşamada gerçekleştirilmektedir. Bunlar, yapının kapasite eğrisinin belirlenmesi, maksimum deplasmanın (performans noktası) belirlenmesi ve yapının performans seviyesinin belirlenmesidir.

3.5.2 Deplasman Katsayısı Yöntemi

Bu yöntem de belirli bir deprem yer hareketi için yapıya yüklenen deplasman talebi ile yapının yatay yük taşıma kapasitesinin birbirine bağımlı olduğu esasına dayanmaktadır. Ancak, deplasman talebi grafiksel olarak değil direkt olarak sayısal bir yöntemle hesaplanmaktadır. Buna göre, deplasman talebi yapı sisteminin özelliklerine bağlı olarak belirlenen ve yapının periyodunu, histeristik davranışını ve ikinci mertebe etkilerini temsil eden katsayılar (C_0, C_1, C_2, C_3) kullanılarak hesaplanmaktadır. Bu yöntem yapının kapasite eğrisinin belirlenmesi, maksimum deplasmanın (hedef deplasmanı) hesaplanması ve performans seviyesinin belirlenmesi aşamalarından oluşmaktadır [FEMA 356, 2000].

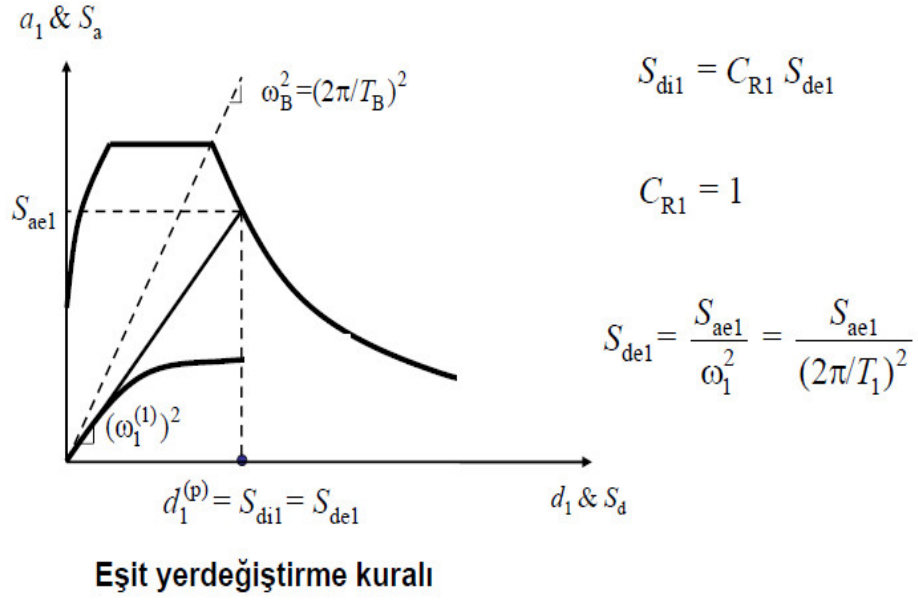
3.5.3 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi

Artımsal eşdeğer deprem yüğü yönteminde deprem hesabı yapılacak yöndeki 1.mod şekline bağlı olarak kat kütle merkezlerine kat kütlesi ve mod genliğinin çarpılması sonucu çıkan değerler etkittirilmesiyle yapılır. İki plastik mafsallı arası doğrusal kabul edilerek yükleme artırılarak devam eder. Analiz sonucunda taban kesme kuvveti tepe deplasmanı eğrisi elde edilir. Şekil 3.4’de olduğu gibi taban kesme kuvveti o yöndeki etkin moda ait efektif kütleye, tepe deplasmanı ise o yöndeki etkin moda ait mod genliği ve o moda ait katkı çarpanına bölünerek modal ivme modal deplasman eğrisine dönüştürülür [Aydınoglu, 2009].

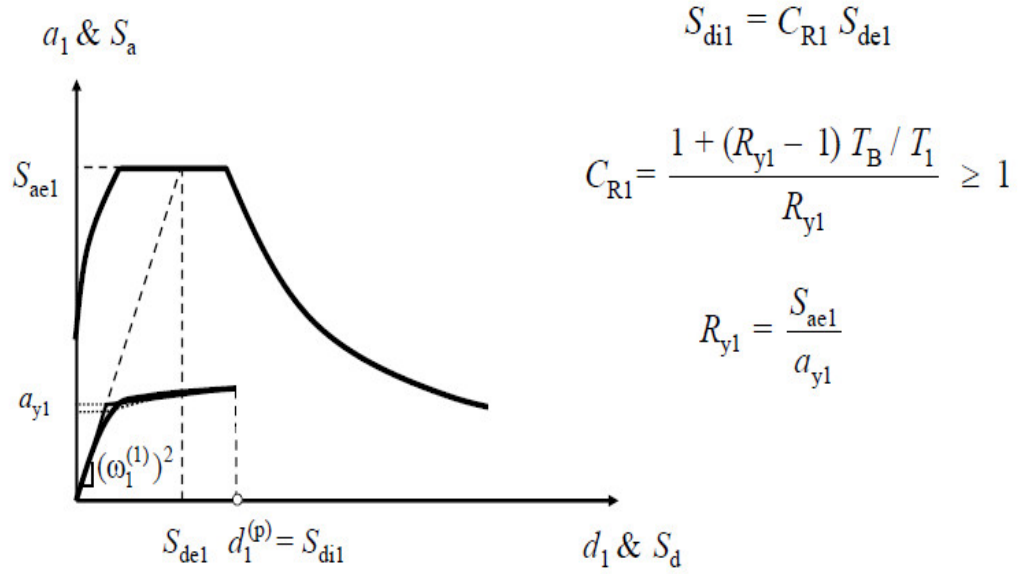


Şekil 3.4 İtme eğrisinin modal kapasite eğrisine çevrilmesi

Elde edilen grafik (DBYBHY 2007) de belirlenen ve Şekil 3.4’de de örneklendirilen Spektral ivme spektral deplasman grafiğine yerleştirilerek performans noktaları bulunur. Tekrar taban kesme kuvveti ve tepe yer değiştirme grafiğine geçiş yapılır. Bulunan bu performans noktalarına göre oluşan plastik mafsallardaki plastik dönmeler ve birim şekil değiştirmelere göre elemanların performansı belirlenir. Depremin talep ettiği yer değiştirme istemi veya modal yerdeğiştirme istemi de diyebileceğimiz büyüklükler Şekil 3.5 ve Şekil 3.6’da sunulan grafikler yardımıyla elde edilirler.



Şekil 3.5 Modal yerdeğiştirme isteminin belirlenmesi $T_1 > T_B$ durumu [DBYBHY, 2007]



Şekil 3.6 Modal yerdeğiştirme isteminin belirlenmesi $T_1 < T_B$ durumu [DBYBHY, 2007]

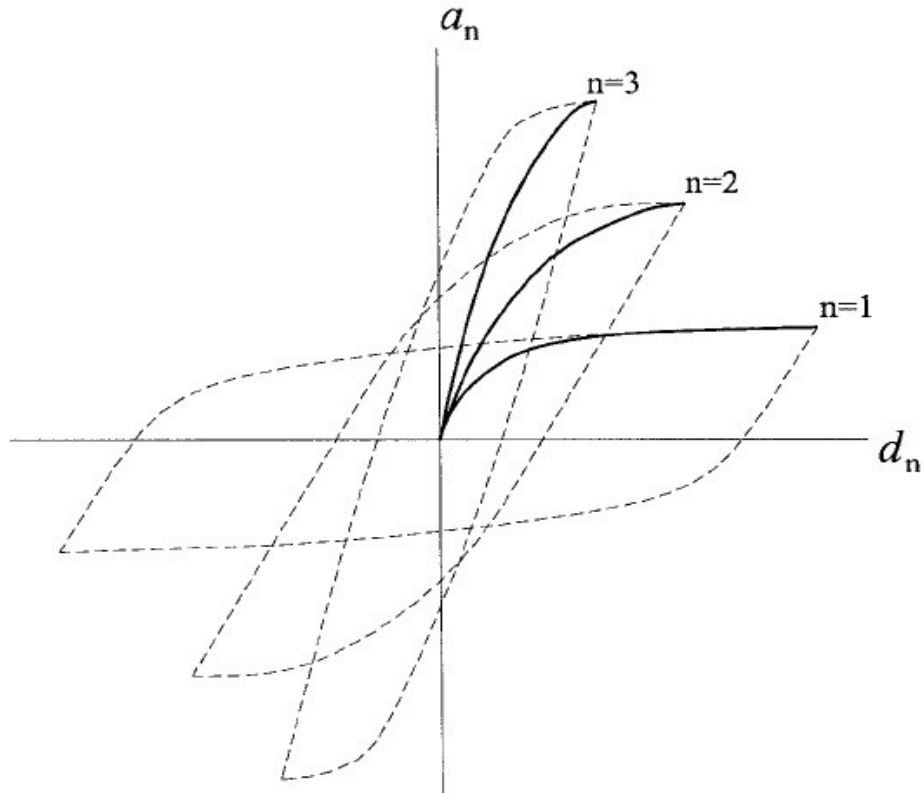
3.6 Çok Modlu Statik İtme Analizi (Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi)

Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile itme analizinin en önemli sakıncası, taşıyıcı sistemin deprem davranışının sadece birinci (deprem doğrultusunda hakim) doğal titreşim modundaki davranıştan ibaret olduğunun varsayılmasıdır. Bu nedenle yöntem, çok katlı olmayan ve deprem doğrultusuna göre planda simetrik veya simetriğe yakın olan binalarla sınırlıdır. Bu koşullara uymayan binalarda uygulanmak üzere birden fazla titreşim modunun gözönüne alındığı çok sayıda itme analizi yöntemi önerilmişse de, bu yöntemlerin büyük bölümü taşıyıcı sistemin global dayanım ve deformasyon kapasitelerinin belirlenmesi ile yetinmektedir. Artımsal mod birleştirme yöntemi (IRSA) ile itme analizinde, her bir plastik kesitin oluşumunda tüm modların katkıları göz önüne alınabilmekte; plastik dönmeler ile iç kuvvet istemleri, itme analizi dışında ek analizlere gerek kalmaksızın, doğrudan elde edilebilmektedir [DBYBHY, 2007]

Artımsal mod birleştirme yöntemi ile itme analizinde, ardışık iki plastik kesit oluşumu arasındaki her bir itme adımında “adım adım doğrusal elastik” davranış esas alınır. Modal ölçeklendirme ile monotonik olarak arttırılan modal yerdeğiştirmeler gözönüne alınarak her adımda mod birleştirme kuralları’nın uygulandığı bir doğrusal davranış spektrumu analizi gerçekleştirilir. Bu analizin sonuçlarından yararlanılarak, adım sonunda sistemde oluşan plastik kesit belirlenir; yer değiştirme, plastik şekildeğiştirme, iç kuvvet artımları ile bunlara ait birikimli değerler ve sonuçta deprem istemine karşı gelen maksimum değerler hesaplanır [Aydınoglu, 2009].

Artımsal mod birleştirme yönteminin esası, Şekil 3.7’de modal kapasite diyagramları adı verilen ve modal histerisis eğrileri’nin iskelet eğrileri olarak tanımlanan diyagramların yaklaşık olarak elde edilmesine dayanmaktadır. Her bir mod için tanımlanan modal kapasite diyagramı, esas olarak o moda ait modal yerdeğiştirme-modal sözde ivme diyagramı’ndan ibarettir. Taşıyıcı sistemin davranışında sadece birinci modun etkin olduğunun varsayıldığı ve diğer modların ihmal edildiği durumda modal kapasite diyagramı, global itme eğrisinden koordinat dönüşümü ile elde edilen ve Kapasite Spektrumu Yöntemi’nde kapasite spektrumu olarak adlandırılan diyagramla tanım olarak özdeştir. IRSA yöntemi, birbirini izleyen

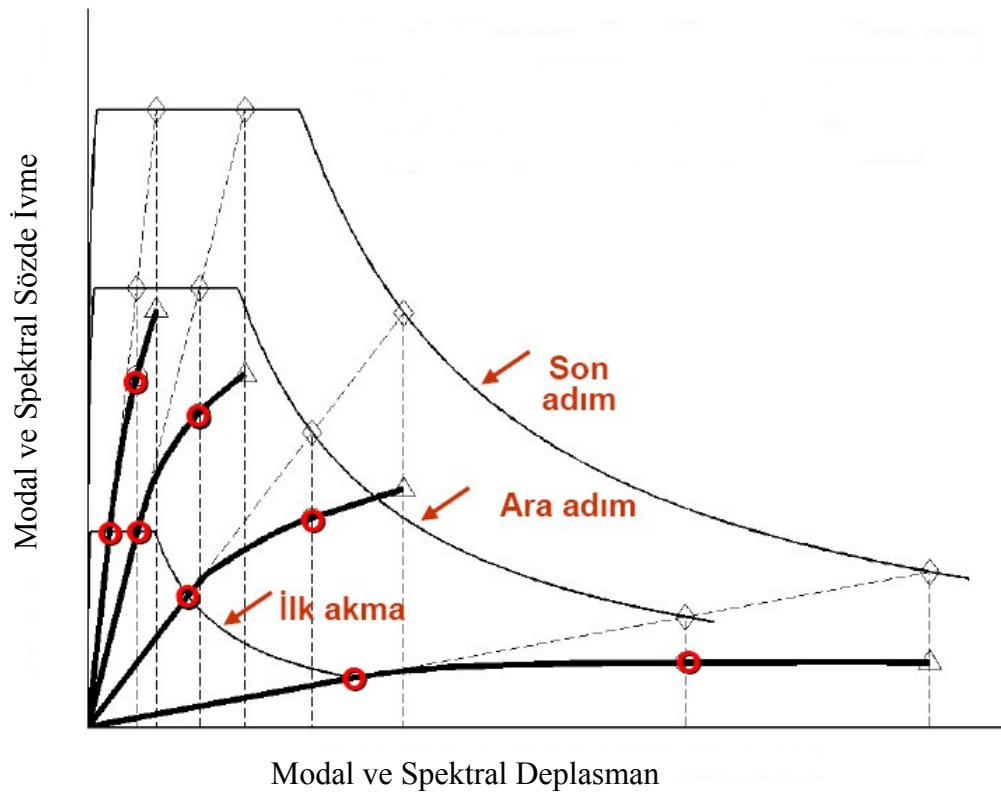
plastik mafsall oluşumları arasındaki her bir itme adımı'nda lineer davranış gösteren taşıyıcı sistemde, modal analiz çerçevesinde mod birleştirme kurallarının uygulanmasını ve böylece spektrum analizinin artımsal olarak uygulanmasını öngörmektedir. Bu nedenle her bir itme adımında , sistemde o adım öncesinde oluşan tüm plastik mafsalların gözönüne alındığı bir serbest titreşim analizinin yapılması gerekmektedir. IRSA, bu gereklilikten ötürü her bir itme adımında oluşan plastik mafsallar ile uyumlu mod şekillerini gözönüne alan “adaptive” bir yöntemdir [Aydınoglu, 2009].



Şekil 3.7 Nonlineer davranış için hipotetik modal histerisis çevrmleri ve modal kapasite diyagramları

Nonlinear çok modlu itme analizinde en kritik nokta, her bir itme adımında farklı modlardaki modal büyüklüklerin göreceli değerlerinin ne olacağı, diğer deyişle modal büyüklüklerin ne şekilde ölçeklendirileceğidir. Bilindiği üzere lineer spektrum analizinde modal sözde-ivme veya modal yerdeğiştirme, doğrudan bunların maksimum değerlerine karşı gelen spektral-sözde ivme veya spektral yerdeğiştirme ile ölçeklendirilir. Lineer analizde bu iki modal büyüklükten hangisinin ölçeklendirileceğinin önemi yoktur, çünkü her bir modda bunların arasında oran

sabittir ve o mod için sabit olan açılal frekansın karesine eşittir. Oysa nonlinear analizde durum farklıdır, zira modal sözde-ivme ile modal yerdeğiştirme arasındaki ilişki nonlinear niteliktedir. Bu bağlamda, IRSA yöntemi'nde modal ölçeklendirme için teorik bakımdan tutarlı olan bir yol izlenmiştir. Yöntemde ölçeklendirme modal yerdeğiştirmeler üzerinde yapılmakta ve bu amaçla her bir itme adımına karşı gelen nonlinear spektral yerdeğiştirmeler'den yararlanılmaktadır. Ancak bunların yerine, deprem mühendisliğinin en genel kurallarından biri olan eşit yerdeğiştirme kuralı gereğince linear spektral yerdeğiştirmeler'in kullanılması ve bunlar için de yönetmeliklerde tanımlanan standart davranış spektrumlarından yararlanılması ile IRSA yöntemi'nin pratik uygulaması iyice kolaylaşmaktadır. Şekil 3.8'de böyle bir ölçekleme yöntemi davranış spektrumlarının monotonik olarak artırılması yoluyla gösterilmeye çalışılmıştır [Aydınoğlu, 2009].

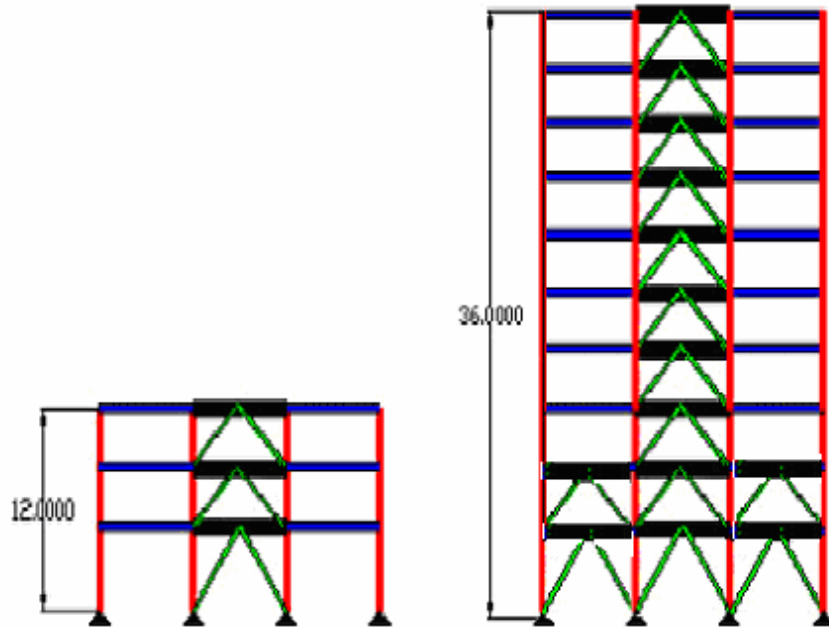


Şekil 3.8 Modal kapasite diyagramları ve eşit yerdeğiştirme kuralına göre modal ölçeklendirme

4. ANALİTİK ÇALIŞMA

4.1 Yapının Tanıtılması

Yapı 576 m^2 ($24 \times 24 \text{ m}$) taban alanlı 3 katlı bir iş merkezidir. Kat yüksekliği 3.50 m olup, toplam bina yüksekliği 3 ve 10 katlı binalar için sırasıyla 12.00 ve 36.00 m dir. Yapı merkezi çaprazlı çelik çerçevelerden ve moment çerçevelerden oluşmaktadır. Taşıyıcı sistemde çerçeve aralığı 8.00 m olup, 3 açıklıktan oluşmaktadır. Kenar akslardaki orta açıklıklara çapraz elemanlar yerleştirilecektir.



Şekil 4.1 Tasarımı yapılan üç ve on katlı merkezi çaprazlı çelik çerçeveler

MÇÇÇ'lerin deprem performanslarının araştırılması amacıyla tasarlanan 3 ve 10 katlı iki adet MÇÇÇ'ye ait tasarım ve hesap aşamaları aşağıda açıklanmıştır.

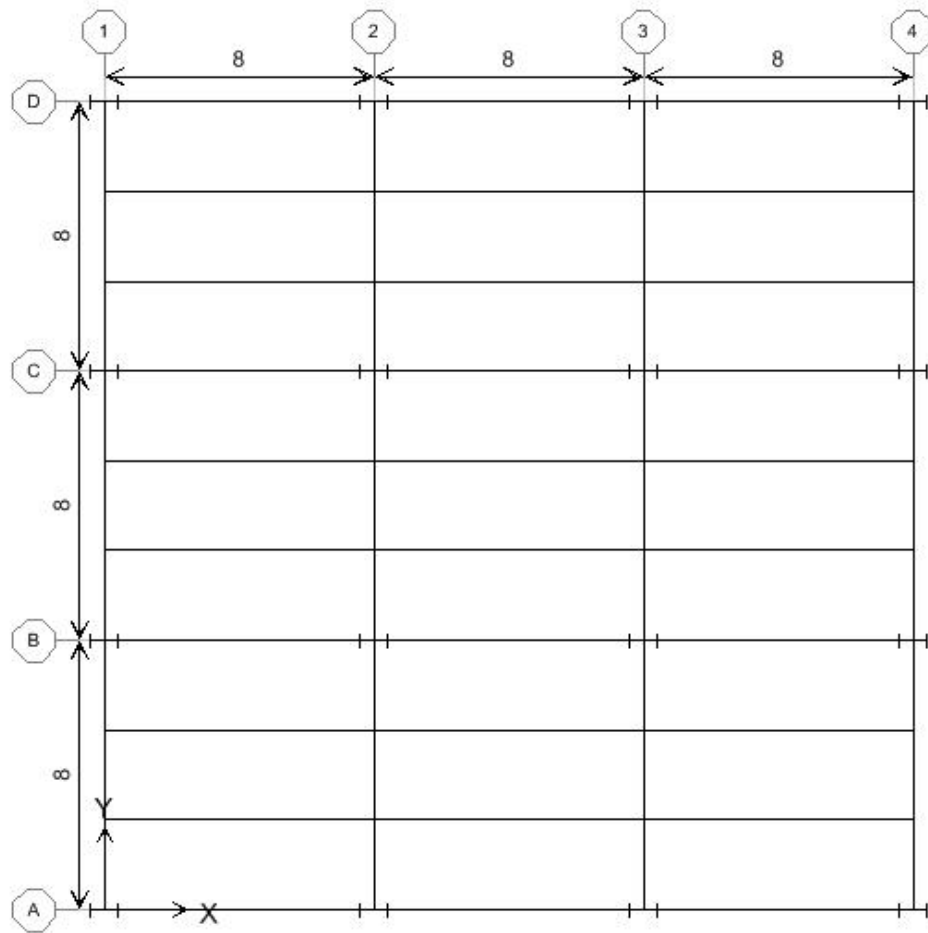
Yatay ve düşey taşıyıcı elemanlarda , St II ASTM A992 , $F_y = 345 \text{ [Mpa]}$, çaprazlarda $F_y=320 \text{ [Mpa]}$ çeliği kullanılmıştır.

Yük birleşimleri:

Düşey: $G+Q$

Düşey+Deprem: $G + Q + E$, $G + Q - E$, $0.9 G + E$, $0.9 G - E$

Kat planı Şekil 4.2’de verilen 3 ve 10 katlı çelik binada deprem yükleri dış çerçeveler tarafından taşınmaktadır. İç çerçeveler sadece düşey yükleri taşımaktadır. X doğrultusundaki dış çerçeveler moment çerçevesi (A ve D aksları) olup Y doğrultusundaki dış çerçeveler merkezi çaprazlı çelik çerçevelerden (1 ve 4 aksları) oluşmaktadır. MÇÇÇ’lerin enkesitleri Şekil 4.1 ‘de verilmiştir.



Şekil 4.2 Üç ve on katlı binalar için tipik kat planı

4.2 Üç Katlı Merkezi Çaprazlı Çelik Çerçeve

Şekil 4.1 ve 4.2’de plan ve enkesiti verilen 3 katlı merkezi çaprazlı çelik çerçeve için hesap adımları aşağıda özetlenmeye çalışılmıştır.

4.2.1 Düşey Yükler

Aşağıda detaylarıyla birlikte verilen yük değerleri kullanılarak 1 aksında üç ve on katlı MÇÇÇ'lerin herbirine yük aktarımı yapılmıştır. Ayrıca bu yük değerleri, katlara etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin hesabında ve dolayısıyla da çerçevelere gelen deprem yüklerinin hesabında kullanılmıştır.

Çatı Döşemesi :

Çatı kaplaması : 0.50 kN/m^2 , İzolasyon 0.20 kN/m^2

Trapez sac + betonarme döşeme 1.00 kN/m^2 , Çelik konstrüksiyon 0.50 kN/m^2

Hareketli yük : 1.00 kN/m^2

Toplam : 4.20 kN/m^2

Ölü yük : 3.2 kN/m^2 , Hareketli yük : 1.0 kN/m^2

Normal kat döşemesi :

Kaplama 0.50 kN/m^2

Trapez sac + Betonarme döşeme 1.00 kN/m^2 , Asma tavan+tesisat 0.50 kN/m^2

Bölme duvarlar : 1.00 kN/m^2 , Çelik konstrüksiyon : 1.0 kN/m^2

Hareketli yük : 2.0 kN/m^2

Toplam : 6.0 kN/m^2

Ölü yük : 4.0 kN/m^2 , Hareketli yük : 2.0 kN/m^2 ,

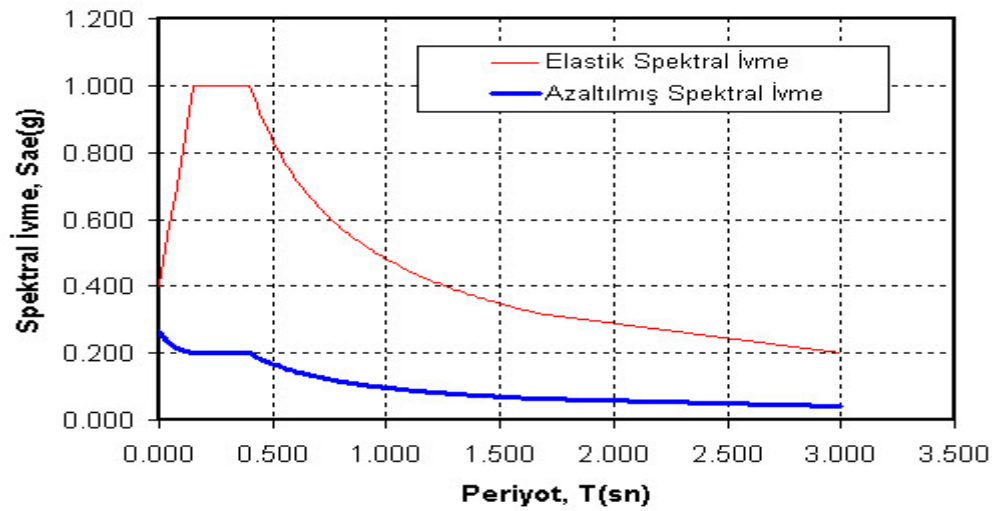
Dış duvar yükü : $g_d = 3.0 \text{ kN/m}$

4.2.2 Deprem Karakteristikleri

Tasarımı yapılacak olan üç katlı MÇÇÇ'nin birinci derece deprem bölgesinde ,Z2 zemin sınıfı üzerinde, konut veya işyeri olarak kullanılmak üzere inşaa edileceği varsayılmıştır.yapı taşıyıcı sisteminin D-B doğrultusunda deprem yükünün tamamının moment çerçevelerle taşınması, K-G doğrultusunda ise deprem yükünün

tamamının merkezi çaprazlı çelik çerçevelerle taşınması öngörülmektedir. Deprem kuvvetlerinin hesabında kullanılan diğer parametreler aşağıdaki gibidir:

- etkin yer ivmesi katsayısı $A_0=0.40$
- bina önem katsayısı $I=1.00$
- spektrum karakteristik periyotları (Z2) $T_A=0.15$ $T_B=0.40$ sn
- taşıyıcı sistem davranış katsayısı (K-G doğrultusunda deprem yüklerinin tamamının merkezi çaprazlı çelik çerçevelerle taşındığı çelik bina) $R=5$
- hareketli yük katılım katsayısı $n=0.30$



Şekil 4.3 (DBYBHY, 2007)'e göre tasarım spektrası

4.2.3 Binanın Birinci Doğal Titreşim Periyodu

Yaklaşık formül ile,

$$T_1 = C_t(H_n)^{3/4} = 0.05(12)^{3/4} = 0.322 \text{ sn.}$$

4.2.4 Toplam Eşdeğer Deprem Yükü

Deprem yönetmeliği madde 2.6.2' ye göre, toplam bina yüksekliğinin $H_n=12<40$ [m] olması ve taşıyıcı sistemde burulma ve yumuşak kat düzensizliklerinin bulunmaması nedeniyle eşdeğer deprem yükü yöntemi uygulanacaktır.

$$V_t = W A_0 I S(t) / R_d(T_1) \geq 0.10 A_0 I W \quad (4.1)$$

$V_t = 7600(0.4 \times 1 \times 2.5) / 5 = 1520$ kN olarak elde edilir.

4.2.5 Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükleri

Deprem yönetmeliği madde 2.7.2'ye göre binanın n. Katına etkiyen eşdeğer deprem yükü aşağıdaki formül ile katlara dağıtılır.

$$F_i = (V_t - \Delta F_n) \frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^N w_i H_j} \quad (4.2)$$

Çatı katına etkiyen ek deprem yükü, (4.3) yardımıyla belirlenir.

$$\Delta F_n = 0.0075 N V_t \quad (4.3)$$

$$\Delta F_n = 0.0075 \times 3 \times 1520 = 34 \text{ kN}$$

Tablo 4.1 Üç katlı bina için katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri ve MÇÇÇ'ye dağılımı

Kat	w_i	h_i	$w_i x h_i$	$W_i H_i / \sum W_i H_i$	F_i	V_t
3	2016	12	24192	0.39075447	614.66114	331.65925
2	2794	8.5	23749	0.383599037	570.02817	307.47381
1	2794	5	13970	0.225646493	335.31069	180.86695
Toplam			61911	1	1520	820

4.2.6 Deprem Yükünün Çerçevelere Dağılımı

Deprem Yönetmeliği (2007), eşdeğer deprem yüklerinin belirlenebilmesi amacıyla çerçevelerin relatif rijitliklerine bağlı olarak deprem doğrultusuna dik $\pm 5\%$ 'lik bir dışmerkezlik etkisinin (burulma eksantrikliği) gözönüne alınmasını şart koşturmaktadır.

Aşağıdaki şekilde kesme kuvveti iki çapraz çerçeve arasında dağıtılmıştır. Çapraz çerçeveler moment çerçevelerden daha rijit olduklarından relatif rijitlikler aşağıdaki gibi tahmin edilebilir.

$$K_a=K_d=1.0 \text{ (moment çerçeveler)}$$

$$K_1=K_2=4.0 \text{ (merkezi çaprazlı çerçeveler)}$$

Çaprazlı bir çerçeveye gelen kesme kuvveti (K-G yönünde deprem yükü), (4.4) formülüyle hesaplanır.

$$V_1=K_1 \left[\frac{V_{ty}}{\sum K_{n-s}} \mp \frac{M_{tx}d}{\sum K_d^2} \right] \quad (4.4)$$

$$\sum K_{n-s}=2(4.0)=8 \quad , \quad \sum K_d^2 = \sum (K_a d_y^2 + K_1 d_x^2) = 1440$$

$$dx=12, \quad dy=12, \quad ex=1.20, \quad ey=1.20$$

$$M_{tx} = V_{ty} * ex = 1520 * 1.20 = 1824 kNm$$

$$V_1 = 4 \left[\frac{1520}{8} \mp \frac{1824 * 12}{1440} \right] = 820 kN$$

4.2.7 Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Görelî kat ötelemelerinin kontrolü , Deprem Yönetmeliği Madde 2.10.1'e göre yapılmıştır. Herhangi bir kolon için , ardışık iki kat arasındaki yer değiştirme farkını ifade eden azaltılmış görelî kat ötelemesi,

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} \quad , \quad \text{denklemleri ile hesaplanmıştır.}$$

Her bir deprem doğrultusunda, binanın i'inci katındaki kolonlar için etkin görelî kat ötelemesi, δ_i

$$\delta_i = R \Delta_i \quad \text{bağıntısı ile hesaplanmıştır.}$$

Tablo 4.2 Görelî kat ötelemelerinin kontrolü

Kat	h_i	δ_i / h_i	Sınır (DBYBHY, 2007)
Çatı	3.5	0.0030	0.02
2	3.5	0.0034	0.02
1	5	0.0024	0.02

Deprem yönetmeliği Madde 2.10.1’de öngörülen,

$$\delta_i / h_i = 0.00341 < 0.02 \quad \text{koşulu sağlanmaktadır.}$$

4.2.8 Kolonların Boyutlandırılması

Tablo 4.3 ve 4.4’ de çaprazlı açıklıktaki kolonlar ve çaprazsız açıklıktaki kolonların hesap değerleri verilmiştir. İlgili tabloların oluşturulmasında kullanılan yardımcı bilgiler aşağıda verilmiştir.

Basınca çalışan elemanlar için narinlik şartı ,

$$\frac{b}{t} \text{ veya } \frac{h}{t_w} \leq 0.7 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} = 17.5$$

$$\frac{KL}{r} \leq 4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 100$$

$$K_x=K_y=1.0$$

Seçilen kesitler için kompaktlık şartı kontrol edilmiştir.

Tablo 4.3 Çaprazlı açıklıktaki kolonların tasarımı

Kat seviyesi	P_d	P_1	P_e	P_a	$KL_x=Kl_y$	Seçilen Kesit	$r_y(\text{mm})$	KL/r_y	F_e (N/mm ²)	F_{cr} (N/mm ²)	A_g (mm ²)	P_n/Ω (kN)
3	99	28	0	127	3.5	W12X40	49.3	71	391.58	240.76	7548.38	1088.2323
2	245	80	146	471	3.5	W12X40	49.3	71	391.58	240.76	7548.38	1088.2323
1	380	130	423	933	5	W12X65	76.7	65.2	464.34	255.3	12322.56	1883.8021

Tablo 4.4 Çaprazsız açıklıktaki kolonların tasarımı

Kat seviyesi	P _d	P _l	P _e	P _a	KL _x =KL _y	Seçilen kesit	r _y (mm)	KL/r _y	F _e (N/mm ²)	F _{cr} (N/mm ²)	A _g (mm ²)	Pn/Ω (kN)
3	55	18	0	73	3.5	W6X15	36.83	95	680.8013	282.2396	2858	483.0184
2	124	48	0	172	3.5	W6X15	36.83	95	680.8013	282.2396	2858	483.0184
1	195	78	0	273	5	W8X40	36.83	96	625.4171	276.9124	7548	1251.578

4.2.9 Çaprazların Boyutlandırılması

Tablo 4.5’de çelik çaprazların hesap değerleri verilmiştir. Tablo 4.5’in oluşturulmasında kullanılan tasarım kriterleri aşağıda verilmiştir.

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{veya} \rightarrow F_e \geq 0.44F_y) \rightarrow F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y$$

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{veya} \rightarrow F_e < 0.44F_y) \rightarrow F_{cr} = 0.877F_e$$

$$\rightarrow F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

$$\text{Çapraz elemanlar için narinlik şartı} \quad \rightarrow \frac{KL}{r} \leq 4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 100$$

Eğilme ve aksenal basınç etkisindeki dikdörtgen kutu kesitler için, kompaktlık şartı:

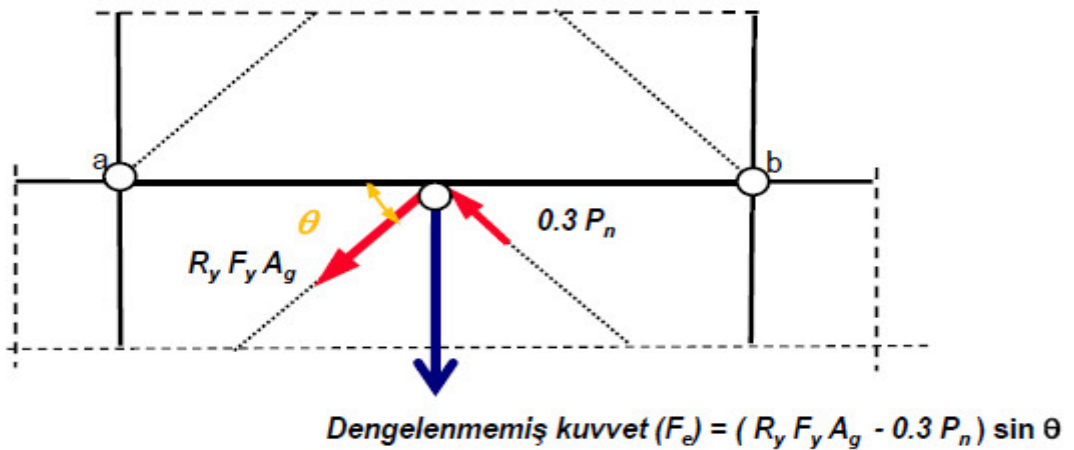
$$\frac{b}{t} \text{ veya } \frac{h}{t_w} \leq 0.7 \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_a}} = 17.5$$

Tablo 4.5 Üç katlı MÇÇÇ için çaprazların boyutlandırılması

Kat seviyesi	$P_d(kN)$	$P_l(kN)$	$P_e(kN)$	$P_a(kN)$	$KL_x=KL_y$	Seçilen Kesit	b/t	KL/r	$F_e(N/mm^2)$	$F_{cr}(N/mm^2)$	$A_g(mm^2)$	$P_n/\Omega(kN)$
3	58	14	221	293	5.32	HSS 5*5*3/8	11.3	75.9	343.034	216.562	3980	516.117
2	98	30	421	549	5.32	HSS 6*6*3/8	14.2	66.5	446.361	237.047	4580	650.105
1	116	38	658	812	6.4	HSS 6*6*5/8	7.33	64.0	481.914	242.353	7161	1039.22

4.2.10 Kirişlerin Boyutlandırılması

Çaprazlı açıklıklardaki kirişlerde dengelenmemiş kuvvet F_e , Şekil 4.8' deki gibi hesaplanmıştır.

**Şekil 4.4** Dengelenmemiş kuvvet**Tablo 4.6** Çaprazlı açıklıktaki kirişlerin boyutlandırılması

Kat Seviyesi	$R_y F_y A_g(kN)$	$0.3 P_n(kN)$	$\sin \theta$	$F_e(kN)$	$M_e(kNm)$	$M_d(kNm)$	$M_l(kNm)$	$M_a(kNm)$	Seçilen Kesit	$Z \times 10^3(mm^3)$	$M_p = F_y Z_x(kNm)$	$M_p/\Omega(kNm)$
3	3113.34	465	0.659	1745.25	3490.5	90	32	3612.52	W27X368	20320	7112	4258.6
2	3623.36	605	0.659	1989.09	3978.2	112	54	4144.2	W27X539	30971	10839	6490.9
1	5635.96	965	0.781	3648.02	7296.0	112	54	7462.05	W36X395	47687	16690	9994.2

Tablo 4.7 Çaprazsız açıklıktaki kirişlerin boyutlandırılması

Kat Seviyesi	M_d (kNm)	M_l (kNm)	M_a (kNm)	Seçilen Kesit	Z_x $10^3(\text{mm}^3)$	$M_p = F_y Z_x$ (kNm)	M_p/Ω (kNm)
3	90	32	122	W21X44	1560	538	322
2	112	54	166	W21X55	2064	722	432
1	112	54	166	W21X55	2064	722	432

4.3 On Katlı Merkezi Çaprazlı Çelik Çerçeve

Plan ve enkesitleri Şekil 4.1 ve Şekil 4.2’de verilen on katlı çaprazlı çerçeve sistemin tasarımına ve elemanların boyutlandırılmasına ait hesaplar aşağıda verilmiştir. Düşey yükler ve deprem karakteristikleri daha önce açıklanmıştır. Deprem yükünün çerçevelere dağılımında 3 katlı çaprazlı çerçevede uygulanan prosedür 10 katlı çaprazlı çerçeve için de uygulanmıştır.

Tablo 4.8 On katlı bina için katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri ve MÇÇÇ'ye dağılımı

Kat	w_i	h_i	$w_i x h_i$	$W_i H_i / \sum W_i H_i$	F_i	V_t
10	2016	36.00	72576	0.1349556	666.7428	359.701
9	2794	32.50	90805	0.1688525	521.4166	281.139
8	2794	29.00	81026	0.1506684	465.264	250.862
7	2794	25.50	71247	0.1324843	409.1115	220.586
6	2794	22.00	61468	0.1143002	352.9589	190.309
5	2794	18.50	51689	0.096116	296.8064	160.033
4	2794	15.00	41910	0.0779319	240.6538	129.756
3	2794	11.50	32131	0.0597478	184.5012	99.480
2	2794	8.00	22352	0.0415637	128.3487	69.203
1	2794	4.50	12573	0.0233796	72.19614	38.927
Toplam			537777	1	3338	1800

4.3.1 Devrilme Momenti Hesabı

Çok katlı merkezi çaprazlı çelik çerçevelerden oluşan sistemlerde tasarım yapılırken, deprem kuvvetleri nedeniyle sistemde oluşacak devrilme momentleri ve sistemin bu devrilme momentlerini karşılayabilmesi için seçilecek çapraz düzenleri ve seçilen çaprazların sistem içindeki yerleşimi gözönüne alınmalıdır.

Bir açıklıkta çapraz düzenlenmesi :

$$\text{Çatı} : 32 \times 3.5 = 112 \text{ kN}$$

$$9 \text{ kat} : 32 \times 4.6 \times 9 = 1324 \text{ kN}$$

$$\text{Duvar} + \text{Temel} = 100 \text{ kN}$$

$$\text{WDL} = 2 \times 1537 = 3074 \text{ kN}$$

$$\text{MR} = \text{WDL}(D/2) = 3074 \times 4 = 12296 \text{ (kNm)} < 46431 \text{ (kNm)}$$

Devrilme momenti bu durumda, sistemin dayanım momentini aştı. Burdan anlaşılacağı gibi, çerçeve güçlendirilmezse devrilme momentlerine karşı kararsız kalacak. Bu durumda önümüzdeki seçenekler derin temel yapımı veya çaprazların sistem içindeki oranını arttırmak olabilir. Mühendislikte en önemli tasarım felsefelerinden biri aynı zamanda, yapıların ekonomik olma koşulu idi. Bu sebepten ötürü, çerçeve içinde çaprazların oranını arttırmak en ideal çözümü sağlayabilir.

Tablo 4.9 Devrilme momenti hesabı

Kat	h	Vy	My=hxVy	ΣMy
9	3.5	666.7428	2333.6	2333.6
8	3.5	1188.189	4158.663	6492.263
7	3.5	1653.453	5787.087	12279.35
6	3.5	2062.565	7218.977	19498.33
5	3.5	2415.524	8454.333	27952.66
4	3.5	2712.33	9493.156	37445.82
3	3.5	2952.984	10335.44	47781.26
2	3.5	3137.485	10981.2	58762.46
1	3.5	3265.834	11430.42	70192.88
B	4.5	3338.03	15021.14	85214.01
Toplam	—	—	85214.01	85214.01

Üç açıklıkta çapraz düzenlenmesi :

1ABCD aksındaki kolonlarda ölü yükler;

$$WDL=2X1537+2X768.5=4611 \text{ kN}$$

$$MR= 4611X12= 55332 > M1x=M1y=0.545x85214.01=46441 \text{ kNm}$$

Bu durumda çerçeve ek bir önlem almaya gerek kalmadan kararlı durumdadır. Bununla birlikte, (DBYBHY,2007)'e göre düşey doğrultudaki düzensizlik durumu nedeniyle, sistemin analizinde mod birleştirme yönteminin uygulanması gereklidir.

4.3.2 Çapraz Elemanların Boyutlandırılması

Çelik çaprazların hesap detayları için (Bkz. 46)

Tablo 4.10 On katlı MÇÇÇ için çaprazların boyutlandırılması

Kat Seviyesi	P _d (kN)	P _l (kN)	P _e (kN)	P _a (kN)	KL _x = KL _y	Seçilen Kesit	KL/ r	b/t	Fe (N/mm ²)	F _{cr} (N/mm ²)	Ag (mm ²)	P _n /Ω (kN)
10	52	13	214	279	5.32	HSS 7*7*5/8	81	9	299.5	204.6	9032	1106
9	56	23	358	437	5.32	HSS 7*7*5/8	81	9	299.5	204.6	9032	1106
8	58	23	438	519	5.32	HSS 7*7*5/8	81	9	299.5	204.6	9032	1106
7	66	24	485	575	5.32	HSS 8*8*1/2	69	14	413.5	231.4	8709	1207
6	74	27	530	631	5.32	HSS 8*8*1/2	69	14	413.5	231.4	8709	1207
5	82	29	613	724	5.32	HSS 8*8*5/8	70	10	392.3	227.4	10580	1440
4	86	31	697	814	5.32	HSS 8*8*5/8	70	10	392.3	227.4	10580	1440
3	136	44	766	946	5.32	HSS 10*10*5/8	55	14	642.7	259.8	13548	2107
2 orta	130	41	232	403	5.32	HSS 10*10*5/8	55	14	642.7	259.8	13548	2107
1 orta	122	40	403	565	6.02	HSS 10*10*5/8	62	14	501.9	245.0	13548	1988
2 yan	127	38	440	605	5.32	HSS 8*8*5/8	70	10	392.3	227.4	10580	1440
1 yan	113	36	355	504	6.02	HSS 8*8*5/8	80	11	306.3	206.6	10581	1309

4.3.3 Kolonların Boyutlandırılması

Kolonların tasarım kriterleri için (Bkz. 45)

Tablo 4.11 Çaprazlı açıklıktaki kolonların boyutlandırılması

Kat Seviyesi	$P_d(kN)$	$P_l(kN)$	$P_e(kN)$	$P_a(kN)$	$KL_x = KL_y$	Seçilen Kesit	$r_y (mm)$	KL/r_y	$F_e (N/mm^2)$	$F_{cr} (N/mm^2)$	$A_g (mm^2)$	$P_n/\Omega (kN)$
10	101	28	7.5	136.5	3.5	W14X145	101	34.7	1644	320	27548	5281
9	254	81	157	492	3.5	W14X145	101	34.7	1644	320	27548	5281
8	410	140	396	946	3.5	W14X145	101	34.7	1644	320	27548	5281
7	564	199	675	1438	3.5	W14X145	101	34.7	1644	320	27548	5281
6	718	258	963	1939	3.5	W14X145	101	34.7	1644	320	27548	5281
5	873	313	1254	2440	3.5	W14X145	101	34.7	1644	320	27548	5281
4	1039	371	1565	2975	3.5	W14X145	101	34.7	1644	320	27548	5281
3	1199	426	1909	3534	3.5	W14X145	101	34.7	1644	320	27548	5281
2 orta	1334	463	2260	4057	3.5	W14X176	102	34.3	1676	321	33419	6418
1 orta	1519	518	2006	4043	4.5	W14X233	104	43.3	1054	305	44193	8060
2 yan	580	233	37	850	3.5	W14X90	94	37.2	1424	316	17096	3233
1 yan	687	261	227	1175	4.5	W14X120	95	47.4	880	296	22774	4041

Tablo 4.12 Çaprazsız açıklıktaki kolonların boyutlandırılması

Kat Seviyesi	$P_d(kN)$	$P_l(kN)$	$P_e(kN)$	$P_a(kN)$	$KL_x = KL_y$	Seçilen Kesit	$r_y (mm)$	KL/r_y	$F_e (N/mm^2)$	$F_{cr} (N/mm^2)$	$A_g (mm^2)$	$P_n/\Omega (kN)$
10	58	18	2.1	78.1	3.5	W14X90	93.98	37.2	1423	316	17096	3233
9	129	48	4.9	181.9	3.5	W14X90	93.98	37.2	1423	316	17096	3233
8	199	78	7.5	284.5	3.5	W14X90	93.98	37.2	1423	316	17096	3233
7	270	108	10	388	3.5	W14X90	93.98	37.2	1423	316	17096	3233
6	341	138	12	491	3.5	W14X90	93.98	37.2	1423	316	17096	3233
5	412	168	14	594	3.5	W14X90	93.98	37.2	1423	316	17096	3233
4	483	198	15	696	3.5	W14X90	93.98	37.2	1423	316	17096	3233
3	554	228	17	799	3.5	W14X90	93.98	37.2	1423	316	17096	3233

4.3.4 Kirişlerin Boyutlandırılması

Kirişlerin tasarım kriterleri için (Bkz. 47)

Tablo 4.13 Çaprazlı açıklıktaki kirişlerin boyutlandırılması

Kat Seviyesi	RyFyAg (kN)	0.3P _n (kN)	sinΘ	F _e (kN)	M _e (kNm)	M _d (kNm)	M _l (kNm)	M _a (kNm)	Seçilen Kesit	Z _x 10 ³ (mm ³)	M _p =F _y Z _x (kNm)	M _p /Ω (kNm)
10	3112.9	554	0.66	1686	3372	90	32	3494	W27X368	20320	7112	4258.7
9	3112.9	554	0.66	1686	3372	112	54	3538	W27X368	20320	7112	4258.7
8	3112.9	554	0.66	1686	3372	112	54	3538	W36X302	20970	7339.5	4394.9
7	3622.9	604	0.66	1989	3979	112	54	4145	W36X302	20970	7339.5	4394.9
6	3622.9	604	0.66	1989	3979	112	54	4145	W36X302	20970	7339.5	4394.9
5	4401.3	721	0.66	2425	4850	112	54	5016	W27X539	30971	10839.9	6490.9
4	4401.3	721	0.66	2425	4850	112	54	5016	W27X539	30971	10839.9	6490.9
3	5636.0	995	0.66	3058	6116	112	54	6282	W27X539	30971	10839.9	6490.9
2 Orta	5636.0	995	0.66	3058	6116	112	54	6282	W27X539	30971	10839.9	6490.9
1Orta	5636.0	995	0.75	3466	6933	112	54	7099	W36X395	47687	16690.5	9994.3
2 Yan	4401.3	721	0.66	2425	4850	112	54	5016	W27X539	30971	10839.9	6490.9
1 Yan	4401.3	721	0.75	2749	5498	112	54	5664	W27X539	30971	10839.9	6490.9

Tablo 4.14 Çaprazsız açıklıktaki kirişlerin boyutlandırılması

Kat Seviyesi	M _d (kNm)	M _l (kNm)	M _a (kNm)	Seçilen Kesit	Z _x 10 ³ (mm ³)	M _p = F _y Z _x (kNm)	M _p /Ω (kNm)
10	95	32	127	W21X44	1560	538	322
9	118	54	172	W21X55	2064	722	432
8	118	54	172	W21X55	2064	722	432
7	118	54	172	W21X55	2064	722	432
6	118	54	172	W21X55	2064	722	432
5	118	54	172	W21X55	2064	722	432
4	118	54	172	W21X55	2064	722	432
3	118	54	172	W21X55	2064	722	432

4.4 Performans Değerlendirmesi ve Sonuçlar

Bu bölümde itme analizleri, doğrusal olmayan zaman geçmişi analizleri ve artımsal mod birleştirme yöntemi kullanılarak yapılan analizler adım adım açıklanmaya çalışılacaktır.

4.4.1 Tek Modlu İtme Analizi

Modelleri ve kat planları Şekil 4.1 ve Şekil 4.2’de verilen merkezi çaprazlı çerçevelerde tek modlu itme analizleri SAP2000 V14 yardımıyla gerçekleştirilmiştir. Modeller kurulurken çapraz elemanlar ve kirişler sadece eksenel kuvvet alacak şekilde tasarlanmıştır. Tablo 4.15 ve Tablo 4.16’daki değerler SAP2000 programında plastik mafsalları tanımlanmasında kullanılmıştır.

Frame Hinge Property Data for HSS10X10X5/8 - Axial P

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Force/SF	Disp/SF
E-	-0.6	-100.
D-	-0.6	-50.
C-	-1.	-3.
B-	-1.	0.
A	0.	0.
B	1.	0.
C	1.	100.
D	0.2	100.
E	0.2	110.

☐ Symmetric

Type

☒ Force - Displacement

☐ Stress - Strain

Hinge Length

☐ Relative Length

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☐ Drops To Zero

☒ Is Extrapolated

Scaling for Force and Disp

	Positive	Negative
☐ Use Yield Force Force SF	4335.	3330.
☐ Use Yield Disp (Steel Objects Only) Disp SF	9.632E-03	7.397E-03

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

	Positive	Negative
☒ Immediate Occupancy	2.	-2.
☐ Life Safety	4.	-4.
☐ Collapse Prevention	6.	-6.

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Şekil 4.5 SAP2000 programında plastik mafsalları tanımlanması

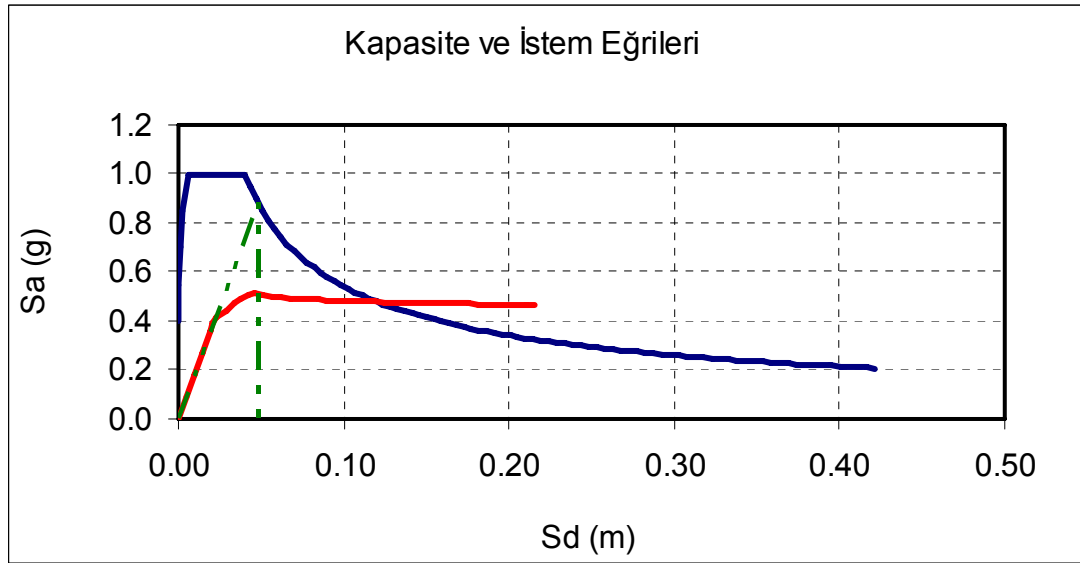
Tablo 4.15 Üç katlı MÇÇÇ için plastik mafsal hesabı

Kat Seviyesi	Seçilen Kesit	A_g (mm ²)	P_n (kN) Basınç	P_n (kN) Çekme	L (m)	δ (m) Basınç	δ (m) Çekme
3	HSS 5*5*3/8	0.00398	861.72	1273.6	5.32	0.005759234	0.008512
2	HSS 6*6*3/8	0.00458	1085.5	1465.6	5.32	0.006304432	0.008512
1	HSS 6*6*5/8	0.007161	1735.13	2291.52	6.4	0.007753688	0.01024

Tablo 4.16 On katlı MÇÇÇ için plastik mafsal hesabı

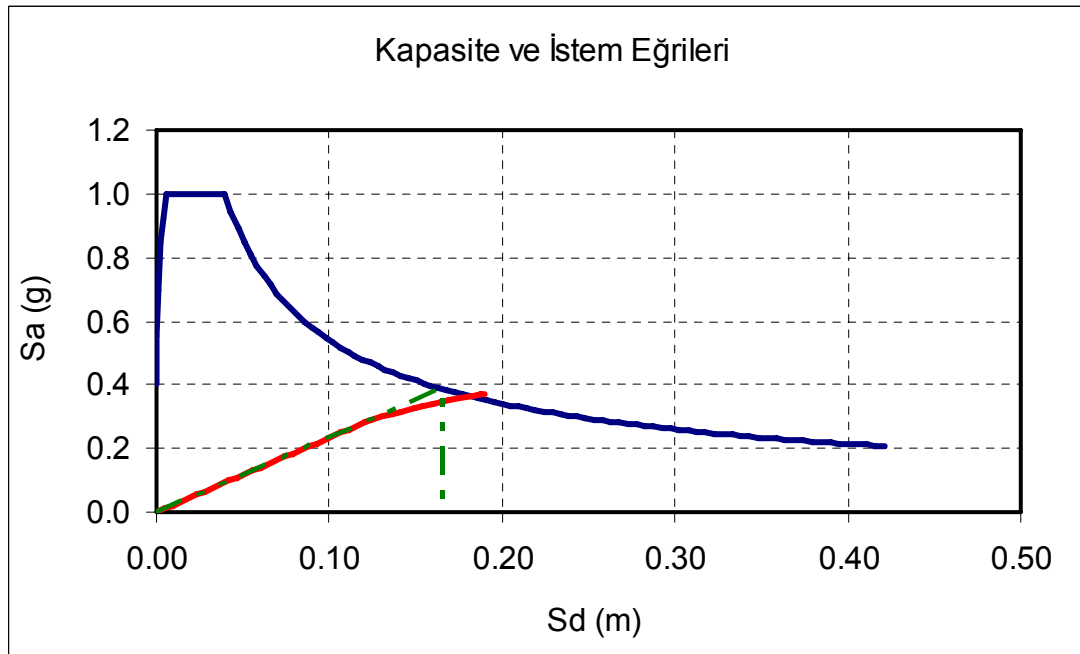
Kat Seviyesi	Seçilen Kesit	A_g (m ²)	P_n (kN) Basınç	P_n (kN) Çekme	Lm	δ (m) Basınç	δ (m) Çekme
10	HSS 7*7*5/8	0.009032	1847.02	2890.24	5.3	0.00541918	0.00848
9	HSS 7*7*5/8	0.009032	1847.02	2890.24	5.3	0.00541918	0.00848
8	HSS 7*7*5/8	0.009032	1847.02	2890.24	5.3	0.00541918	0.00848
7	HSS 8*8*1/2	0.0087	2019	2784	5.3	0.006150582	0.00848
6	HSS 8*8*1/2	0.0087	2019	2784	5.3	0.006150582	0.00848
5	HSS 8*8*5/8	0.01058	2428.87	3385.6	5.3	0.006083663	0.00848
4	HSS 8*8*5/8	0.01058	2428.87	3385.6	5.3	0.006083663	0.00848
3	HSS 8*8*5/8	0.01058	2428.87	3385.6	5.3	0.006083663	0.00848
2	HSS 8*8*5/8	0.01058	2428.87	3385.6	5.3	0.006083663	0.00848
1	HSS 10*10*5/8	0.013548	3329.59	4335.36	6.02	0.00739747	0.00963

Şekil 4.6'daki kapasite ve istem eğrisinden performans noktası bulunduğundan sonra, tekrar SAP2000 programında üç katlı MÇÇÇ için bulunan hedef deplasmana göre analiz gerçekleştirilir.



Şekil 4.6 Üç katlı çaprazlı çerçeve için kapasite ve istem eğrisi

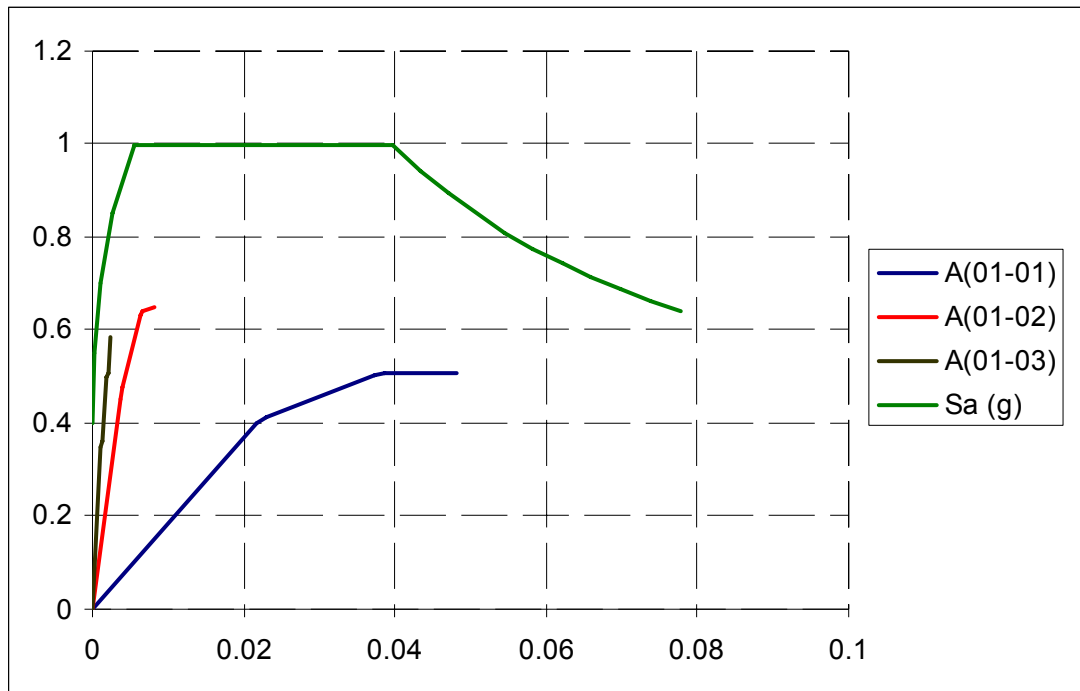
Şekil 4.7'deki kapasite ve istem eğrisinden performans noktası bulunduğundan sonra, tekrar SAP2000 programında on katlı MÇÇÇ için bulunan hedef deplasmana göre analiz gerçekleştirilir.



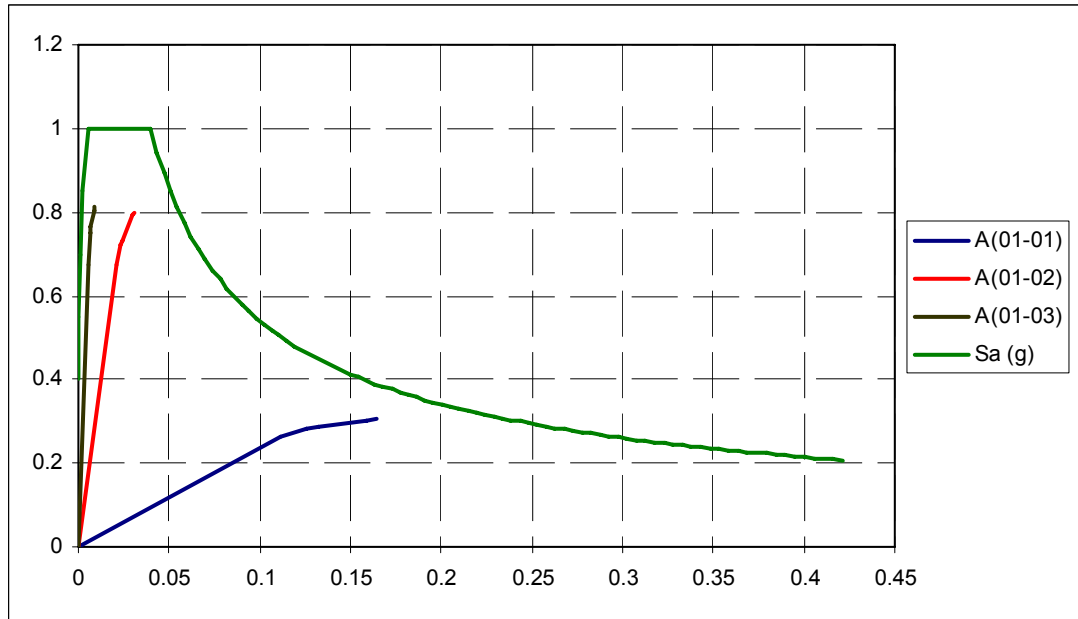
Şekil 4.7 On katlı çaprazlı çerçeve için kapasite ve istem eğrisi

4.4.2 Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi (IRSA)

Çok modlu itme analizi de dediğimiz bu yöntemde PbFem adı verilen özel hazırlanmış bilgisayar programından yararlanılmıştır. Program için ilgili modeller temel alınarak hazırlanmış veriler EKLER bölümünde ayrıca sunulmuştur. Tanımlanan plastik mafsallar tek modlu itme analizinde olduğu gibidir. Şekil 4.8 ve Şekil 4.9’ da sırasıyla üç ve on katlı MÇÇÇ’lere ait modal kapasite diyagramları verilmiştir.



Şekil 4.8 Üç katlı MÇÇÇ'de modal kapasite diyagramları



Şekil 4.9 On katlı MÇÇÇ'de modal kapasite diyagramları

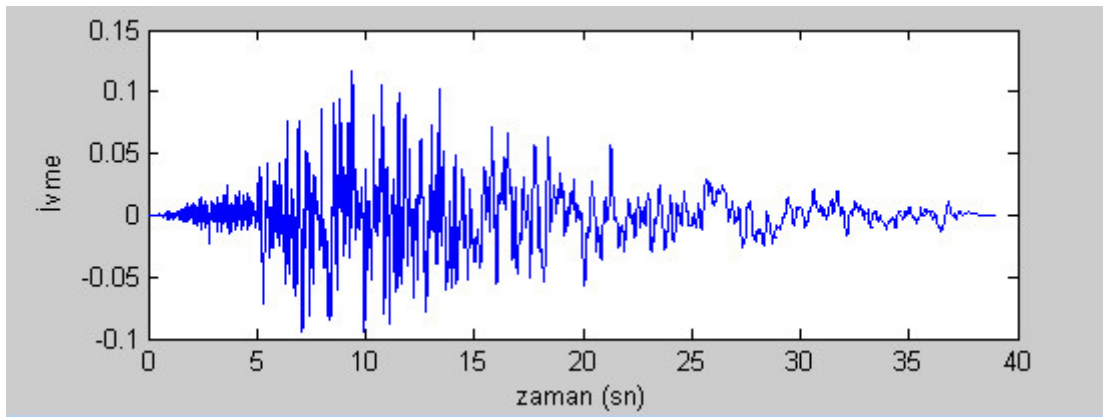
4.4.3 Doğrusal Olmayan Zaman Geçmişi Analizleri

Zaman tanım alanında hesap yaparken, en önemli sorunun yönetmelik gereksinimlerini karşılayan deprem kayıtlarının temini olduğu gözönünde tutularak (DBYBHY, 2007)'de yerel zemin sınıfı Z2 olan bölgeler için tanımlanan tasarım spektrasına uygun gerçek deprem kayıtları seçilmiştir. Tablo 4.17'de yerel zemin sınıfı Z2 olan bölgeler için tanımlanan tasarım spektrasına uygun gerçek deprem kayıtları ve analizde kullanılan depremler görülebilir [Fahjan, 2008].

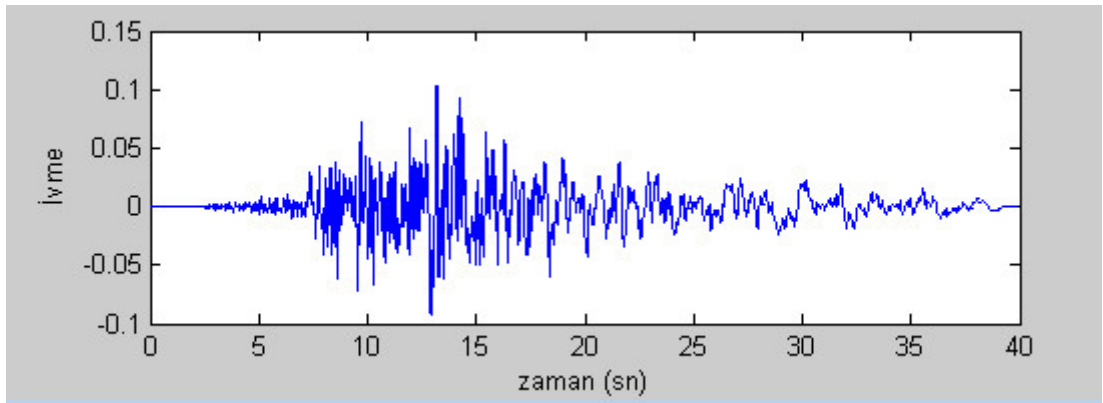
Tablo 4.17 Türkiye'de yerel zemin sınıfı Z2 olan bölgelerde kullanılabilecek deprem kayıtları

Kayıt no	Deprem	Kullanılan	Tarih	İstasyon	Kayıt
P0017	Imperial Valley	NTH3	15.10.1979	931 El Centro Array #12	H-E12230
P0012	Imperial Valley		15.10.1979	931 El Centro Array #12	H-E12140
P0730	Superstition Hills(B)	NTH1	24.11.1987	11369 Westmorland Fire Sta	B-WSM090
P0898	Northridge		17.01.1994	90066 El Monte - Fairview Av	FAI095
P0856	Landers		28.06.1992	21081 Amboy	ABY090
P0967	Northridge	NTH2	17.01.1994	24612 LA - Pico & Sentous	PIC090
P0003	Imperial Valley		15.10.1979	952 El Centro Array #5	H-E05140
P0020	Imperial Valley		15.10.1980	5060 Brawley Airport	H-BRA315
P0859	Landers		28.06.1992	32075 Baker Fire Station	BAK140
P0051	Imperial Valley		15.10.1979	5061 Calipatria Fire Sta	H-CAL315

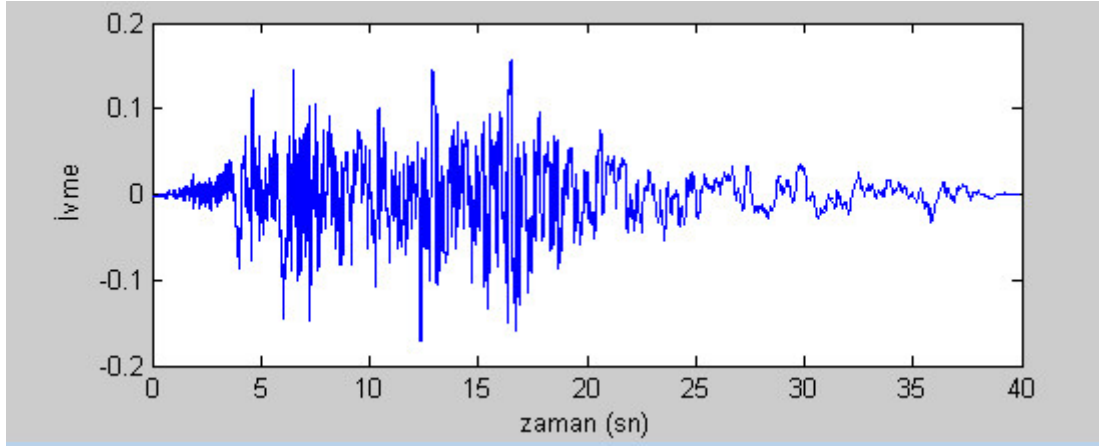
Bu çalışmada kullanılan deprem kayıtları üç adet olmakla beraber Şekil 4.10'da Imperial Valley, Şekil 4.11'de Northridge ve Şekil 4.12'de Superstitt Hills kuvvetli yer hareketi kayıtları ivme-zaman grafikleri şeklinden sunulmuştur. Şekil 4.13'de MATLAB vasıtasıyla yazılan program sayesinde ölçeklendirme işlemleri yapılmış ve ölçekleme katsayıları elde edilmiştir. Şekil 4.14, Şekil 4.15, Şekil 4.16, Şekil 4.17, Şekil 4.18 ve Şekil 4.19'da sırasıyla plastik deformasyon- eksenel kuvvet ilişkisi, tepe deplasmanı-taban kesme kuvveti ilişkisi ve doğrusal olmayan zaman geçmişi analizleri sonucu elde edilen maksimum deplasmanlar ve meydana geldikleri zaman aralıkları gösterilmiştir.



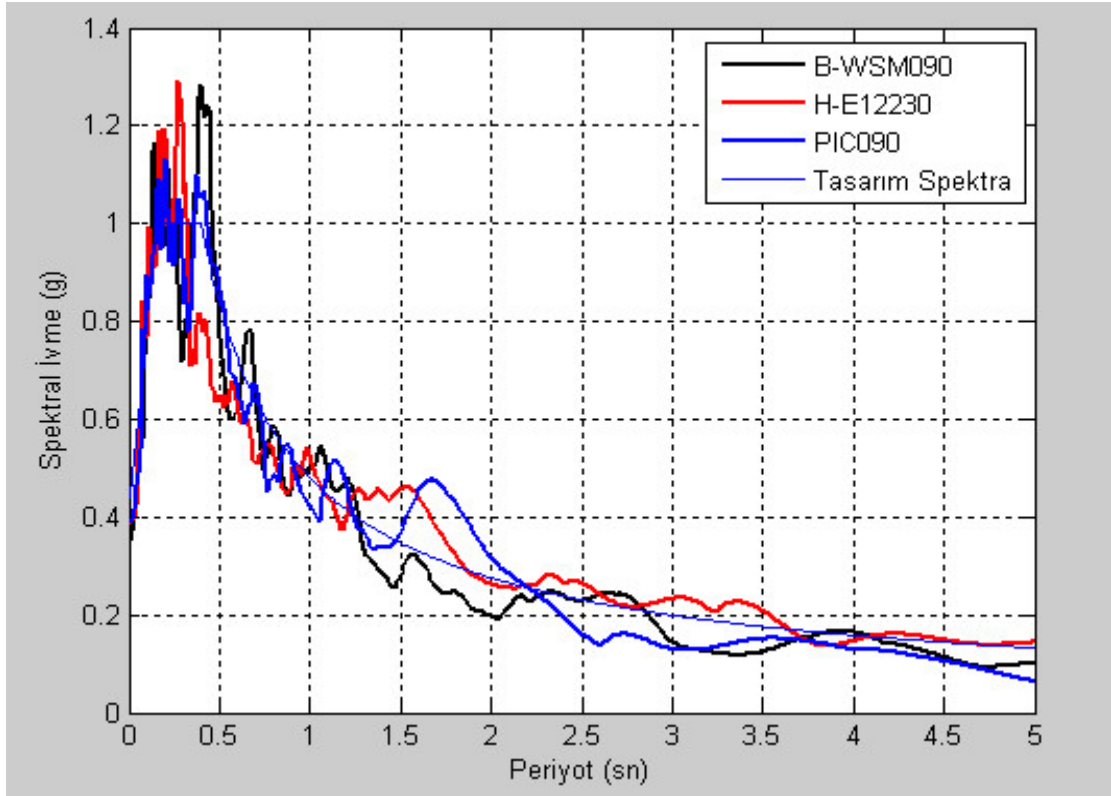
Şekil 4.10 Imperial Valley kuvvetli yer hareketine ait kaydedilmiş ivme kaydı



Şekil 4.11 Northridge kuvvetli yer hareketine ait kaydedilmiş ivme kaydı



Şekil 4.12 Superstitn Hills kuvvetli yer hareketine ait kaydedilmiş ivme kaydı

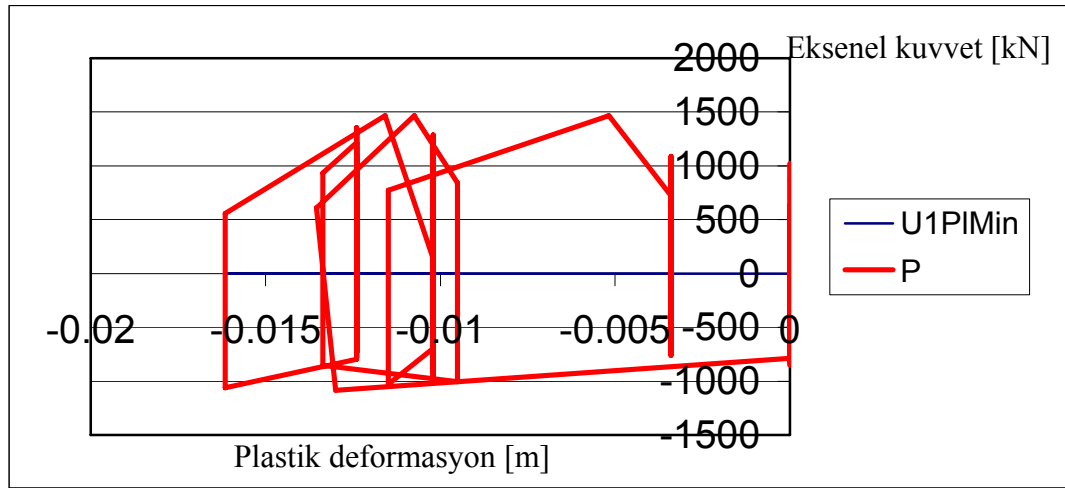


Şekil 4.13 Tasarım spektrasına uygun olarak seçilen kayıtların ölçeklendirilmesi

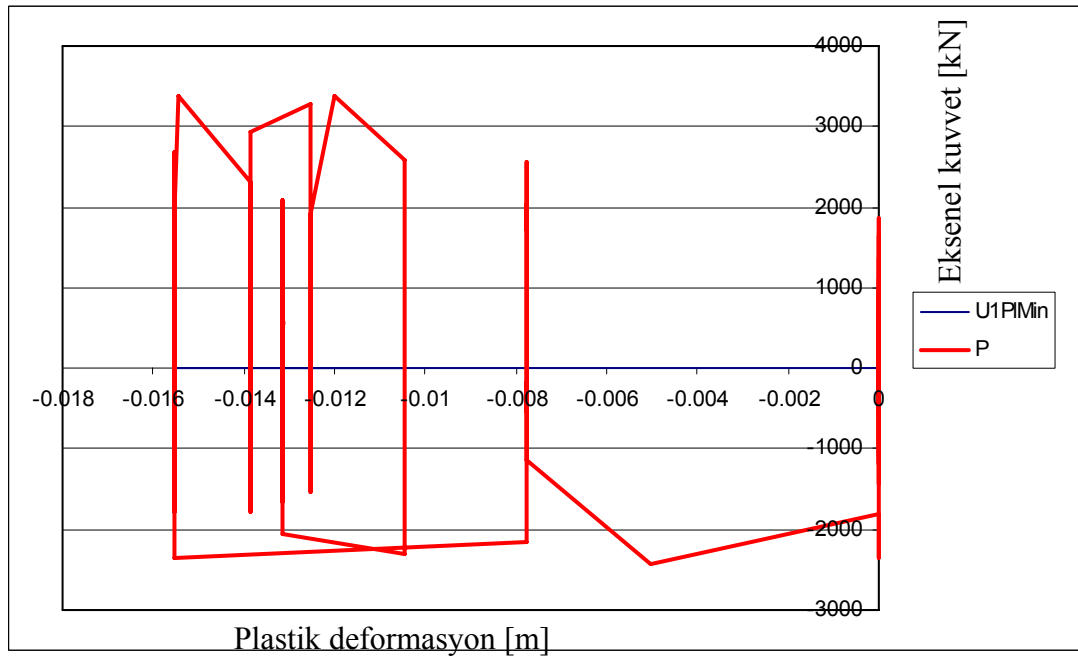
Deprem: B-WSM090 --> Ölçekleme katsayısı:2.0501

Deprem: H-E12230 ----> Ölçekleme katsayısı:3.3438

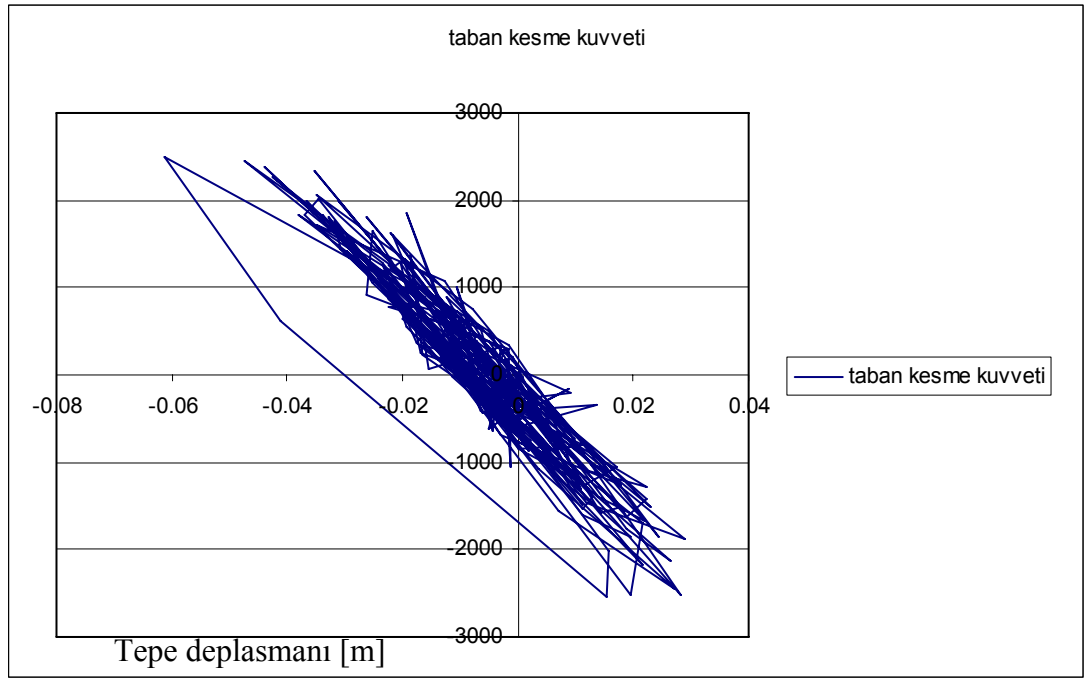
Deprem: PIC090 -----> Ölçekleme katsayısı:3.8103



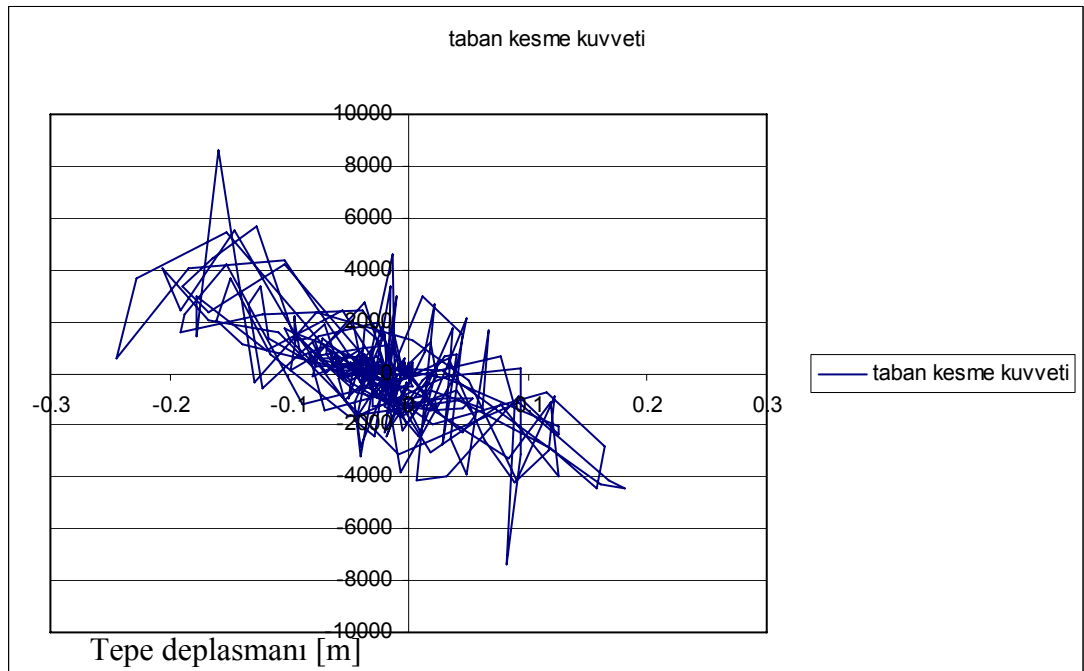
Şekil 4.14 Üç katlı MÇÇÇ'de Northridge kuvvetli yer hareketi altında en fazla plastik deformasyon yapan eleman



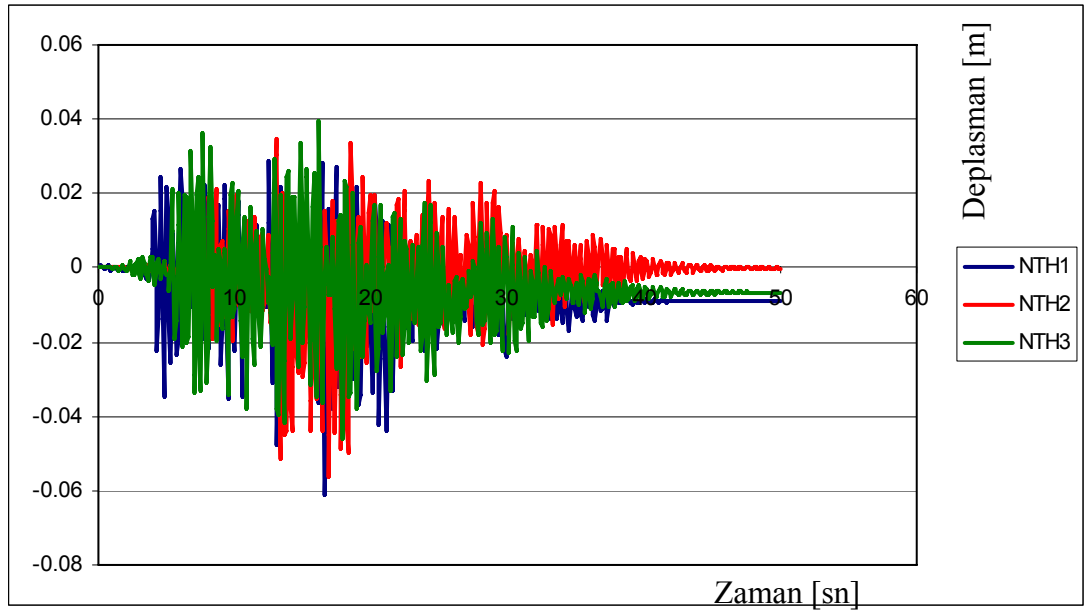
Şekil 4.15 On katlı MÇÇÇ'de Imperial Valley kuvvetli yer hareketi altında en fazla plastik deformasyon yapan eleman



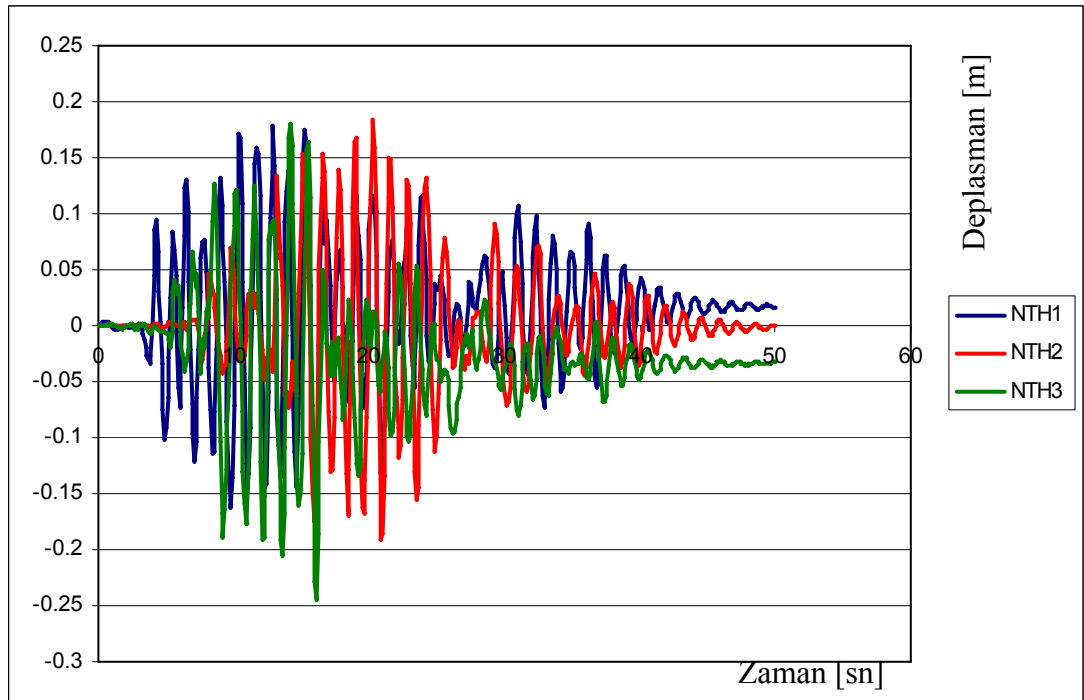
Şekil 4.16 Üç katlı MÇÇÇ'de tepe deplasmanının taban kesme kuvvetiyle değişimi



Şekil 4.17 On katlı MÇÇÇ'de tepe deplasmanının taban kesme kuvvetiyle değişimi



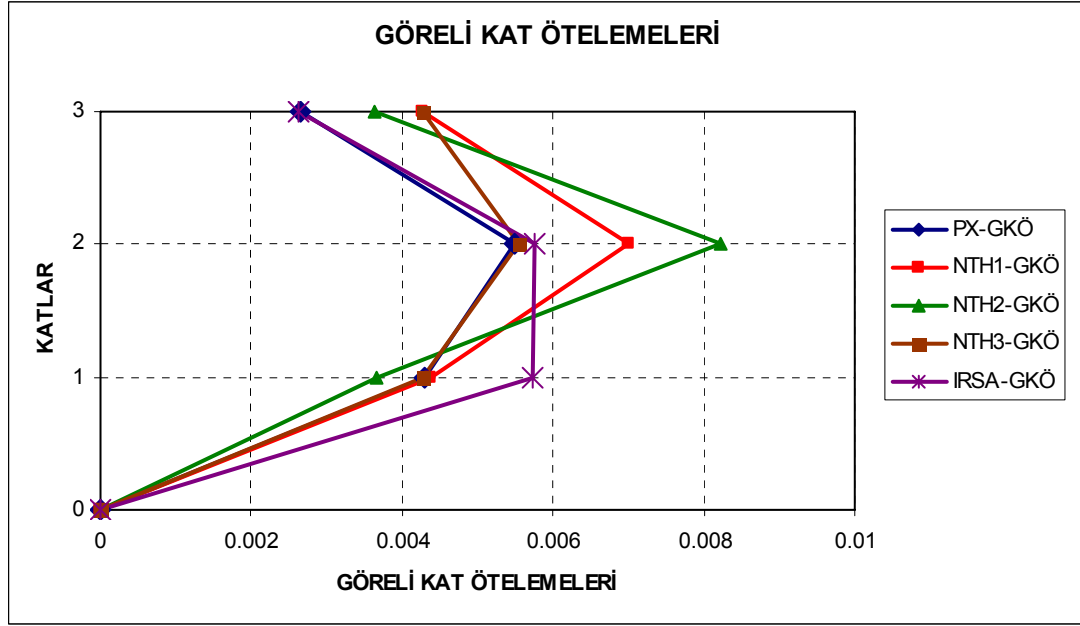
Şekil 4.18 Üç katlı MÇÇÇ'de doğrusal olmayan zaman geçmişi analizleri etkisinde deplasmanlar ve meydana geldikleri zaman aralıkları



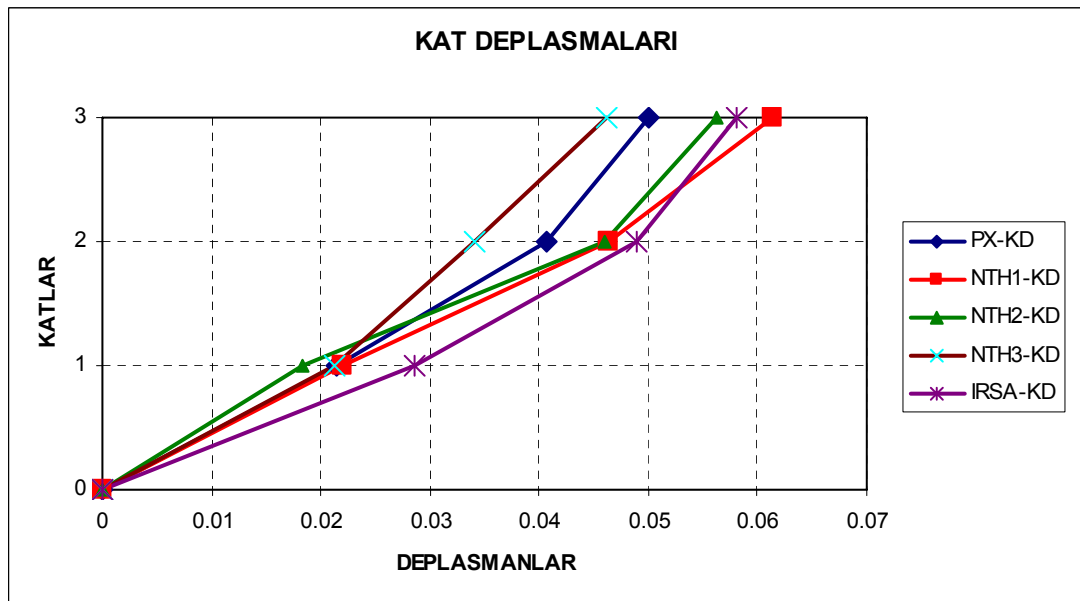
Şekil 4.19 On katlı MÇÇÇ'de doğrusal olmayan zaman geçmişi analizleri etkisinde deplasmanlar ve meydana geldikleri zaman aralıkları

4.4.4 Analiz Sonuçları ve Karşılaştırmalar

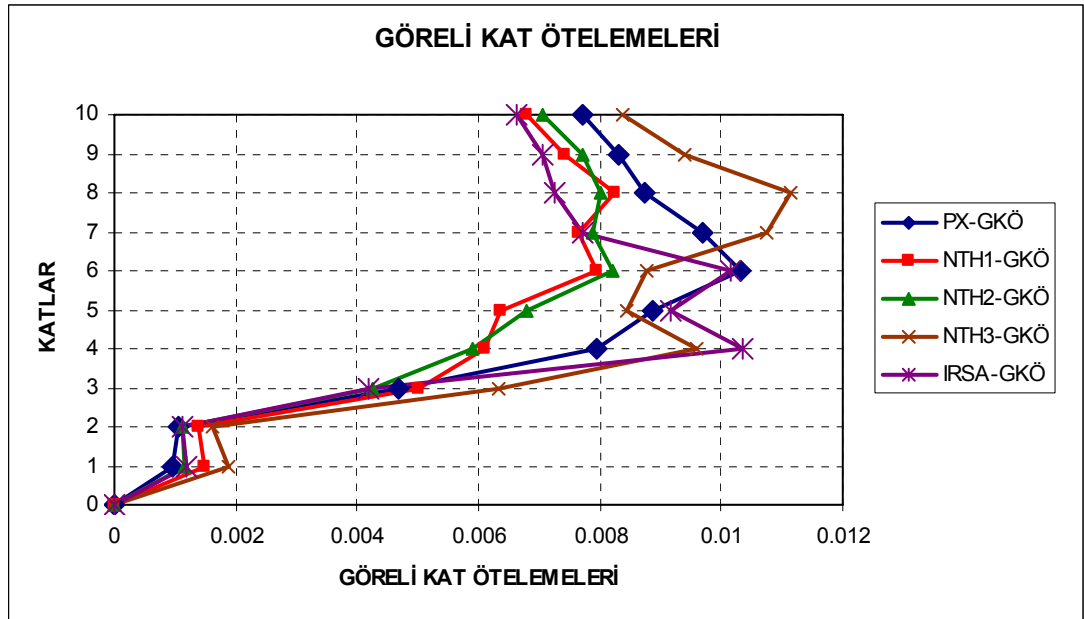
Bu bölümde tek modlu itme analizlerinin, doğrusal olmayan zaman geçmişi analizlerinin ve artımsal mod birleştirme yöntemi kullanılarak yapılan analizlerin sonuçları, maksimum kat deplasmanlarının değişimleri ve maksimum görelî kat ötelemelerinin değişimleri gibi önemli performans kriterleri cinsinden sunulacaktır.



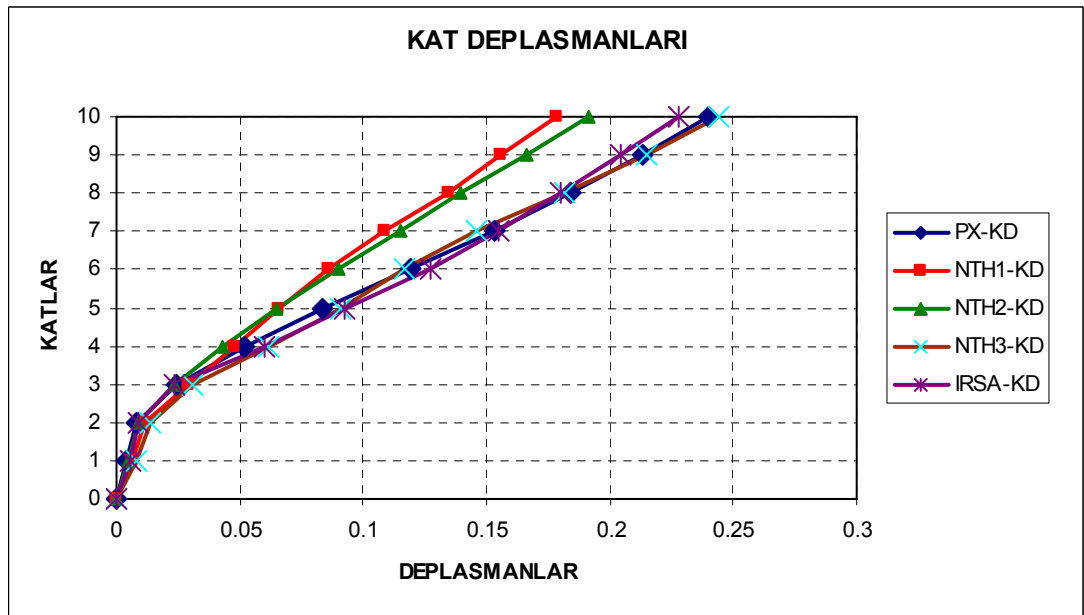
Şekil 4.20 Üç katlı MÇÇÇ'de görelî kat ötelemeleri



Şekil 4.21 Üç katlı MÇÇÇ'de kat deplasmanları



Şekil 4.22 On katlı MÇÇÇ'de görelî kat ötelemeleri



Şekil 4.23 On katlı MÇÇÇ'de kat deplasmanları

5. SONUÇ VE DEĞERLENDİRMELER

Elde edilen analiz sonuçları incelendiğinde, grafiksel gösterimler baz alınarak şu değerlendirmelere varılmıştır.

Analiz için kullanılan kuvvetli yer hareketi ivme kayıtları, tasarım spektra'sına uygun olarak seçildiğinde ve ölçeklendiğinde, uygulanan performansa dayalı yöntemler, yapının gerçek depremler karşısındaki davranışını tahmin etmekte yeterlidirler.

Maksimum kat deplasmanları incelendiğinde; 3-katlı yapıda en büyük çatı deplasmanına Superstition Hills kuvvetli yer hareketi yol açarken, 10-katlı yapıda en büyük çatı deplasmanına Imperial Valley kuvvetli yer hareketi neden olmuştur.

Görelî kat ötelemeleri incelendiğinde; 3-katlı yapıda en büyük görelî kat ötelemesi değerine, Northridge kuvvetli yer hareketi altında, 10-katlı yapıda en büyük görelî kat ötelemesi değerine ise, Imperial Valley kuvvetli yer hareketi altında ulaşılmıştır.

Tek modlu itme analizi ve artımsal mod birleştirme yöntemiyle yapılan analiz sonuçları karşılaştırıldığında; doğrusal olmayan zaman geçmişi analizlerini en iyi temsil edebilecek yöntemin artımsal mod birleştirme yöntemi olduğu, kullanılan kaydedilmiş kuvvetli yer hareketleri etkisinde sistem davranışlarını en iyi yakalayan yöntem olduğu baz alınarak söylenebilir.

KAYNAKLAR DİZİNİ

AIJ. “Reconnaissance report on damage to steel building structures observed from the 1995 Hyogoken-Nanbu (Hanshin/Awaji) earthquake, Tokyo, Japan, 1995

AISC 327-05. “Seismic Design Manual”, American Institute of Steel Construction Inc. And The Structural Steel Educational Council.

AISC. 2005. “AISC Steel construction manual cd companion V13.0”, American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, Ill.

AISC. 2005. “Steel construction manual”, 13th ed. American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, Ill.

Akbaş B. “Çelik Yapılar ders notları”, Gebze Yüksek Teknoloji Enstitüsü, GYTE 2008

Aydinoğlu M.N “Performansa Dayalı Tasarım ve Değerlendirme ders notları” Gebze Yüksek Teknoloji Enstitüsü, GYTE 2009

Aydinoğlu,M.N. “An Incremental Response Spectrum Analysis Procedure Based on Inelastic Spectral Displacements for Multi-Mode Seismic Performance Evaluation”, Bulletin of Earthquake Engineering,2003

Becker R, S.E “Seismic Design of Special Concentrically Braced Steel Frames” , Steel Tips ,1995

Black G.R, Wenger B.A. “Inelastic buckling of steel struts under cyclic load reversals,EERC, Berkeley, CA, 1980

Bruneau M, C. Uang, A. Whittaker “Ductile design of steel structures”, McGraw-Hill,New York 1998.

Celep Z, Kumbasar N. “Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı”, İstanbul, 2004

CSI (2004). SAP2000—Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures—User’s Manual, Version 14. Computers and Structures,Inc., Berkeley, California.

Deren H, Uzgider E, Piroğlu F. “Çelik Yapılar”, Çağlayan Kitabevi, İstanbul Teknik Üniversitesi, 2003

Engelhardt M.D “Basic Concepts in Ductile Detailing of Steel Structures” NASSC, 2007 <http://www.aisc.org/content.aspx?id=4494>

Engelhardt M.D “Teaching Principles of Seismic-Resistant Design of Steel Building Structures” ,2007 <http://www.aisc.org/content.aspx?id=21490>

Fahjan Y. “Kuvvetli Yer Hareketi ders notları”, Gebze Yüksek Teknoloji Enstitüsü, GYTE 2008

Fahjan Y. “Türkiye Deprem Yönetmeliği (DBYBHY, 2007) Tasarım İvme Spektrumuna Uygun Gerçek Deprem Kayıtlarının Seçilmesi ve Ölçeklenmesi, İmo Teknik Dergi , 2008

FEMA-356, “Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of Buildings”, American Society of Civil Engineers (ASCE), (2000). Reston, VA.

Hisatoku T. “Reanalysis and repair at a high-rise steel building damaged by the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake,SEAOC, 1995

Ikeda.K, Mahin S.A “Phenomenological modeling of steel braces under cyclic loading”, EERC, Berkeley, CA, 1984

İnan M. “Cisimlerin Mukavemeti” , İstanbul Teknik Üniversitesi, İtü Vakfı Yayınları, 2000

Kalkan E, Kunnath S. K. “Lateral load distribution in nonlinear static procedures for seismic design”(ASCE), 2004

Khatib F, Mahin S.A “Seismic Behavior of Concentrically Braced Steel Frames”, EERC, Berkeley , CA, 1988

Kim, “Study of a steel building damaged in the 1989 Loma Prieta earthquake” EERC 44th Annual Meeting, 1992

Krawinkler H, Anderson, J.C “Northridge earthquake of january 17, 1994” , reconnaissance report volume 2 – steel buildings, Earthquake Spectra, 1996

Krawinkler H, Seneviratna, G.D. “Pross and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation” Engineering Structures,1998

Krawinkler H. “Pushover analysis: why, how, when, and when not to use it” SEAOC 1996 Convention Proceedings,1996

Lawson R, Vance S, Vicki L, Krawinkler H. “Nonlinear static push-over analysis -- why, when, and how?”, Fifth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, 1994

Liu Z, S.Goel “Cyclic load behavior of concrete-filled tubular braces” journal of structural engineering, ASCE 114(7): 1488-1506, 1988

Osteraas J, Krawinkler H, “The Mexico Earthquake of September 19, 1985, Behavior of Steel Buildings” Earthquake Spectra [5]; 51,88, (1989)

Powell G H. “Static pushover methods – explanation , comparison and implementation” , Eight U.S. National Conference on Earthquake Engineering, 2006

Rai D.C, Goel S.C “User’s Guide Structural Nonlinear Analysis Program (SNAP), University of Michigan; College of Engineering, Ann Arbor, Michigan, (1996)

Roeder C. “Seismic Behavior of Concentrically Braced Frame.” American Society of Civil Engineers (ASCE), 1989

Sabelli R, S.E “Seismic Braced Frames” AISC Webinars
<http://www.aisc.org/content.aspx?id=4520>

Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, “Applied Technology Council (ATC-40)” (1996). Redwood, CA.

Sucuoğlu H. “2007 Deprem Yönetmeliği Performans Esaslı Hesap Yöntemlerinin Karşılıklı Değerlendirilmesi” Türkiye Mühendislik Haberleri , Sayı:444-445 ,2006

TDY 2007, “Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik”, Ankara, 2007

The Mathworks, Inc. (2010). “MATLAB Online Help.” The MathWorks, Inc., Natick,MA, USA.

Tremblay R. “Performance of steel structures during the 1994 Northridge Earthquake” Canadian journal of civil engineering, 1995

Tremblay R. “Seismic design of steel buildings:lessons from the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake.” Canadian Journal of Civil Engineering 23(3):727-756, 1996

TS 498, “Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri”, Türk Standartları Enstitüsü, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara , 1997

TS 648, “Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları”, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, 1980

Uriz P, Mahin S.A, “Physical Modeling and Seismic Vulnerability Assessment of Concentrically Braced Steel Frames”, SEAOC 2004 Convention Proceedings, 2004

Wong, M.B “Plastic Analysis and Design of Steel Structures” Butterworth-Heinemann is an imprint of Elsevier,2009

Zayas V.A, E.P Popov, “Cyclic inelastic buckling of tubular steel braces, EERC, Berkeley, CA, 1980

EKLER

EK-1 : PbFem Programı için veri hazırlanması

EK-2 : Üç katlı MÇÇÇ için PbFem Programı veri çıkışı

EK-3 : Üç ve On katlı MÇÇÇ'lerin mod şekilleri

EK-4 : On katlı MÇÇÇ için PbFem Programı veri çıkışı

EK-1 : PbFem Programı için veri hazırlanması

Title

"3 Storey 2D Braced Frame_Updated_"

model

analysis=PushOver gm=0,0,-1 gravity=9.81 units=kN,m
 ECHOFILE=Y POVERECHO=3 Solver=SParse

joints=19

1	X=0	Y=0	Z=0	
2	X=8	Y=0	Z=0	
3	X=16	Y=0	Z=0	
4	X=24	Y=0	Z=0	
5	X=0	Y=0	Z=5	Level=1
6	X=8	Y=0	Z=5	Level=1
7	X=12	Y=0	Z=5	Level=1
8	X=16	Y=0	Z=5	Level=1
9	X=24	Y=0	Z=5	Level=1
10	X=0	Y=0	Z=8.5	Level=2
11	X=8	Y=0	Z=8.5	Level=2
12	X=12	Y=0	Z=8.5	Level=2
13	X=16	Y=0	Z=8.5	Level=2
14	X=24	Y=0	Z=8.5	Level=2
15	X=0	Y=0	Z=12	Level=3
16	X=8	Y=0	Z=12	Level=3
17	X=12	Y=0	Z=12	Level=3
18	X=16	Y=0	Z=12	Level=3
19	X=24	Y=0	Z=12	Level=3

restraints

1	r=1,1,1,1,0,1
2	r=1,1,1,1,0,1
3	r=1,1,1,1,0,1
4	r=1,1,1,1,0,1
5	r=0,1,0,1,0,1
6	r=0,1,0,1,0,1
7	r=0,1,0,1,0,1
8	r=0,1,0,1,0,1
9	r=0,1,0,1,0,1
10	r=0,1,0,1,0,1
11	r=0,1,0,1,0,1
12	r=0,1,0,1,0,1
13	r=0,1,0,1,0,1
14	r=0,1,0,1,0,1
15	r=0,1,0,1,0,1
16	r=0,1,0,1,0,1
17	r=0,1,0,1,0,1
18	r=0,1,0,1,0,1
19	r=0,1,0,1,0,1

constraints

6	type=Equal c=5
7	type=Equal c=5
8	type=Equal c=5
9	type=Equal c=5
11	type=Equal c=10
12	type=Equal c=10
13	type=Equal c=10
14	type=Equal c=10
16	type=Equal c=15

```

17 type=Equal c=15
18 type=Equal c=15
19 type=Equal c=15

```

masses

```

5 m=140
10 m=140
15 m=110

```

MassSource

```

LOAD=Y LOADCASEFACTORS=1, .3

```

materials=1

```

1 e= 1.999E+08 u=0.30 um=7.849 uw=76.9729

```

framesections=12

```

1 Label=HSS5X5X3/8 a= 3.9806372492218E-03 i= 0,
1.93547612904E-05 ,1.93547612904E-05
2 Label=HSS6X6X3/8 a= 4.58063593847275E-03 i= 0,
2.94275605196825E-05 ,2.94275605196825E-05
3 Label=HSS6X6X5/8 a= 7.16127624610901E-03 i= 0,
7.15918052032E-05 ,7.15918052032E-05
4 Label=W6X15 a= 2.85805868925095E-03 i= 0 ,3.879E-
06 ,1.21123346437397E-05
5 Label=W8X40 a= 7.5483718769455E-03 i= 0 ,2.044E-
05 ,6.07697881376E-05
6 Label=W12X40 a= 7.5483718769455E-03 i= 0 ,1.836E-
05 ,1.277830476592E-04
7 Label=W12X65 a= 0.012322556246109 i= 0 ,7.242E-
05 ,2.218513498448E-04
8 Label=W21X44 a= 0.00838708 i= 0 ,8.616E-
06 ,3.508830917808E-04
9 Label=W21X55 a= 0.010451592492218 i= 0 ,2.015E-
05 ,0.000474503825184
10 Label=W27X368 a= 0.06967728 i= 0 ,5.453E-
04 ,0.00674294909472
11 Label=W27X539 a= 0.10258044 i= 0 ,8.782E-
04 ,0.01065552449536
12 Label=W36X395 a= 0.07483856 i= 0 ,7.284E-
04 ,0.0118625956296

```

frames=30

```

1 J=1 , 5 mat=1 sec=5 Level=1
2 J=2 , 6 mat=1 sec=7 Level=1
3 J=2 , 7 mat=1 sec=3 Level=1 IREL=0,0,0,0,1,1
JREL=0,0,0,0,1,1
4 J=3 , 7 mat=1 sec=3 Level=1 IREL=0,0,0,0,1,1
JREL=0,0,0,0,1,1
5 J=3 , 8 mat=1 sec=7 Level=1
6 J=4 , 9 mat=1 sec=5 Level=1
7 J=5 , 6 mat=1 sec=9 Level=1 IREL=0,0,0,0,1,1
JREL=0,0,0,0,1,1
lc=1 Pz=0, -21
lc=1 Pz=2.67, -42
lc=1 Pz=5.34, -42
lc=2 Pz=0, -10
lc=2 Pz=2.67, -20
lc=2 Pz=5.34, -20
8 J=6 , 7 mat=1 sec=12 Level=1 IREL=0,0,0,0,1,1
lc=1 Pz=0, -42

```

```

lc=1 Pz=2.67, -42
lc=2 Pz=0, -20
lc=2 Pz=2.67, -20
28 J=7 , 8 mat=1 sec=12 Level=1 JREL=0,0,0,0,1,1
lc=1 Pz=1.34, -42
lc=2 Pz=1.34, -20
9 J=8 , 9 mat=1 sec=9 Level=1 IREL=0,0,0,0,1,1
JREL=0,0,0,0,1,1
lc=1 Pz=0, -42
lc=1 Pz=2.67, -42
lc=1 Pz=5.34, -42
lc=1 Pz=8.0, -21
lc=2 Pz=0, -20
lc=2 Pz=2.67, -20
lc=2 Pz=5.34, -20
lc=2 Pz=8.0, -10
10 J=5 , 10 mat=1 sec=4 Level=2
11 J=6 , 11 mat=1 sec=6 Level=2
12 J=6 , 12 mat=1 sec=2 Level=2 IREL=0,0,0,0,1,1
JREL=0,0,0,0,1,1
13 J=8 , 12 mat=1 sec=2 Level=2 IREL=0,0,0,0,1,1
JREL=0,0,0,0,1,1
14 J=8 , 13 mat=1 sec=6 Level=2
15 J=9 , 14 mat=1 sec=4 Level=2
16 J=10 , 11 mat=1 sec=9 Level=2 IREL=0,0,0,0,1,1
JREL=0,0,0,0,1,1
lc=1 Pz=0, -21
lc=1 Pz=2.67, -42
lc=1 Pz=5.34, -42
lc=2 Pz=0, -10
lc=2 Pz=2.67, -20
lc=2 Pz=5.34, -20
17 J=11 , 12 mat=1 sec=11 Level=2 IREL=0,0,0,0,1,1
lc=1 Pz=0, -42
lc=1 Pz=2.67, -42
lc=2 Pz=0, -20
lc=2 Pz=2.67, -20
29 J=12 , 13 mat=1 sec=11 Level=2 JREL=0,0,0,0,1,1
lc=1 Pz=1.34, -42
lc=2 Pz=1.34, -20
18 J=13 , 14 mat=1 sec=9 Level=2 IREL=0,0,0,0,1,1
JREL=0,0,0,0,1,1
lc=1 Pz=0, -42
lc=1 Pz=2.67, -42
lc=1 Pz=5.34, -42
lc=1 Pz=8.0, -21
lc=2 Pz=0, -20
lc=2 Pz=2.67, -20
lc=2 Pz=5.34, -20
lc=2 Pz=8.0, -10
19 J=10 , 15 mat=1 sec=4 Level=3
20 J=11 , 16 mat=1 sec=6 Level=3
21 J=11 , 17 mat=1 sec=1 Level=3 IREL=0,0,0,0,1,1
JREL=0,0,0,0,1,1
22 J=13 , 17 mat=1 sec=1 Level=3 IREL=0,0,0,0,1,1
JREL=0,0,0,0,1,1
23 J=13 , 18 mat=1 sec=6 Level=3
24 J=14 , 19 mat=1 sec=4 Level=3
25 J=15 , 16 mat=1 sec=8 Level=3 IREL=0,0,0,0,1,1
JREL=0,0,0,0,1,1
lc=1 Pz=0, -17

```

```

lc=1 Pz=2.67, -34
lc=1 Pz=5.34, -34
lc=2 Pz=0, -6
lc=2 Pz=2.67, -12
lc=2 Pz=5.34, -12
26 J=16 , 17 mat=1 sec=10 Level=3 IREL=0,0,0,0,1,1
lc=1 Pz=0, -34
lc=1 Pz=2.67, -34
lc=2 Pz=0, -12
lc=2 Pz=2.67, -12
30 J=17 , 18 mat=1 sec=10 Level=3 JREL=0,0,0,0,1,1
lc=1 Pz=1.34, -34
lc=2 Pz=1.34, -12
27 J=18 , 19 mat=1 sec=8 Level=3 IREL=0,0,0,0,1,1
JREL=0,0,0,0,1,1
lc=1 Pz=0, -34
lc=1 Pz=2.67, -34
lc=1 Pz=5.34, -34
lc=1 Pz=8.0, -17
lc=2 Pz=0, -12
lc=2 Pz=2.67, -12
lc=2 Pz=5.34, -12
lc=2 Pz=8.0, -6

```

EarthquakeCode=1

```

1 Type=TDY07 Label='Türk Deprem Yonetmeligi' Hn=12
HnLimit=40 GACC=9.81 NSUBLEVEL=0 TOPLEVEL=4 Hz=0 R=1 A0=0.4
I=1.0 n=0.8000000011920929 SOIL=2

```

spectrum

```

Id=1 SF=1.0 LABEL='ELSTIK Z2'
0.0000 0.2667
0.0250 0.3529
0.0500 0.4500
0.0750 0.5600
0.1000 0.6857
0.1250 0.8308
0.1500 1.0000
0.1750 1.0000
0.2000 1.0000
0.2250 1.0000
0.2500 1.0000
0.2750 1.0000
0.3000 1.0000
0.3250 1.0000
0.3500 1.0000
0.3750 1.0000
0.4000 1.0000
0.4250 0.9527
0.4500 0.9101
0.4750 0.8716
0.5000 0.8365
0.5250 0.8045
0.5500 0.7751
0.5750 0.7480
0.6000 0.7230
0.6250 0.6998
0.6500 0.6781
0.6750 0.6580
0.7000 0.6391
0.7250 0.6214

```

0.7500	0.6048
0.7750	0.5891
0.8000	0.5743
0.8250	0.5604
0.8500	0.5472
0.8750	0.5346
0.9000	0.5227
0.9250	0.5114
0.9500	0.5006
0.9750	0.4903
1.0000	0.4804
1.0250	0.4711
1.0500	0.4621
1.0750	0.4534
1.1000	0.4452
1.1250	0.4372
1.1500	0.4296
1.1750	0.4223
1.2000	0.4152
1.2250	0.4084
1.2500	0.4019
1.2750	0.3956
1.3000	0.3895
1.3250	0.3836
1.3500	0.3779
1.3750	0.3724
1.4000	0.3671
1.4250	0.3619
1.4500	0.3569
1.4750	0.3521
1.5000	0.3474
1.5250	0.3428
1.5500	0.3384
1.5750	0.3341
1.6000	0.3299
1.6250	0.3258
1.6500	0.3219
1.6750	0.3180
1.7000	0.3143
1.7250	0.3106
1.7500	0.3071
1.7750	0.3036
1.8000	0.3002
1.8250	0.2969
1.8500	0.2937
1.8750	0.2906
1.9000	0.2875
1.9250	0.2845
1.9500	0.2816
1.9750	0.2787
2.0000	0.2759
2.0250	0.2732
2.0500	0.2705
2.0750	0.2679
2.1000	0.2654
2.1250	0.2629
2.1500	0.2604
2.1750	0.2580
2.2000	0.2557
2.2250	0.2534
2.2500	0.2511

```

2.2750    0.2489
2.3000    0.2468
2.3250    0.2446
2.3500    0.2425
2.3750    0.2405
2.4000    0.2385
2.4250    0.2365
2.4500    0.2346
2.4750    0.2327
2.5000    0.2308
2.5250    0.2290
2.5500    0.2272
2.5750    0.2254
2.6000    0.2237
2.6250    0.2220
2.6500    0.2203
2.6750    0.2187
2.7000    0.2170
2.7250    0.2155
2.7500    0.2139
2.7750    0.2123
2.8000    0.2108
2.8250    0.2093
2.8500    0.2079
2.8750    0.2064
2.9000    0.2050
2.9250    0.2036
2.9500    0.2022
2.9750    0.2008

```

```
loadcases=2
```

```

1   Label=G           Type=STAT   sw=1   Desc='Gravity Loads'
2   Label=Q           Type=STAT   Desc='Q'

```

```
GRIDDATA=9
```

```

1      X=    0      LABEL='1'
2      X=    8      LABEL='2'
3      X=   16      LABEL='3'
4      X=   24      LABEL='4'
5      Z=    0      LABEL='z0'
6      Z=    5      LABEL='z1'
7      Z=   8.5     LABEL='z2'
8      Z=   12      LABEL='z3'
9      Y=    0      LABEL='A'

```

```
HINGEPROPERTIES
```

```

21 Label=21H1           Type=P     LSFAC=1273,861
DSFAC=.008512,.005759   Accept=2.0,4.0,6.0 &
& LDP=    0      1.0 ,    100 1.0 ,    100 0.2 ,110 0.2 &
& LDN=   -100 -0.6 ,    -50 -0.6,    -3.0,-1.0 , 0 -1.0
12 Label=12H1           Type=P     LSFAC=1465,1085
DSFAC=.008512,.006304   Accept=2.0,4.0,6.0 &
& LDP=    0      1.0 ,    100 1.0 ,    100 0.2 ,110 0.2 &
& LDN=   -100 -0.6 ,    -50 -0.6,    -3.0,-1.0 , 0 -1.0
3  Label=3H1            Type=P     LSFAC=2291,1735
DSFAC=.010200,.007554   Accept=2.0,4.0,6.0 &
& LDP=    0      1.0 ,    100 1.0 ,    100 0.2 ,110 0.2 &
& LDN=   -100 -0.6 ,    -50 -0.6,    -3.0,-1.0 , 0 -1.0

```

```

25 Label=25H1          Type=M3    LSFAC=592.8315,592.8315
DSFAC=.0113,0.0113    Accept=2.0,4.0,6.0 &
    & LDP=      0      1.0,    60    1.25,    60      0.2    ,    80    0.2 &
    & LDN=     -80    -0.20,   -60   -0.20,   -60.0   -1.25    ,    0.0   -1.0
28 Label=16H1          Type=M3    LSFAC=782.9849,782.9849
DSFAC=.011,0.011      Accept=2.0,4.0,6.0 &
    & LDP=      0      1.0,    60    1.25,    60      0.2    ,    80    0.2 &
    & LDN=     -80    -0.20,   -60   -0.20,   -60.0   -1.25    ,    0.0   -1.0
32 Label=26H1          Type=M3    LSFAC=7705.566,7705.566
DSFAC=.00762,0.00762  Accept=2.0,4.0,6.0 &
    & LDP=      0      1.0,    60    1.25,    60      0.2    ,    80    0.2 &
    & LDN=     -80    -0.20,   -60   -0.20,   -60.0   -1.25    ,    0.0   -1.0
33 Label=17H1          Type=M3    LSFAC=11744.774,11744.774
DSFAC=.00735,0.00735  Accept=2.0,4.0,6.0 &
    & LDP=      0      1.0,    60    1.25,    60      0.2    ,    80    0.2 &
    & LDN=     -80    -0.20,   -60   -0.20,   -60.0   -1.25    ,    0.0   -1.0
34 Label=8H1           Type=M3    LSFAC=10626.224,11744.774
DSFAC=.005973,0.005973 Accept=2.0,4.0,6.0 &
    & LDP=      0      1.0,    60    1.25,    60      0.2    ,    80    0.2 &
    & LDN=     -80    -0.20,   -60   -0.20,   -60.0   -1.25    ,    0.0   -1.0

```

FRAMEHINGES

```

7   HingeId=28   HingeLabel=M3   RLocation=0.5
8   HingeId=34   HingeLabel=M3   RLocation=1
28  HingeId=34   HingeLabel=M3   RLocation=0
9   HingeId=28   HingeLabel=M3   RLocation=0.5
16  HingeId=28   HingeLabel=M3   RLocation=0.5
17  HingeId=33   HingeLabel=M3   RLocation=1
29  HingeId=33   HingeLabel=M3   RLocation=0
18  HingeId=28   HingeLabel=M3   RLocation=0.5
25  HingeId=25   HingeLabel=M3   RLocation=0.5
26  HingeId=32   HingeLabel=M3   RLocation=1
30  HingeId=32   HingeLabel=M3   RLocation=0
27  HingeId=25   HingeLabel=M3   RLocation=0.5
3   HingeId=3    HingeLabel=P    RLocation=0.5
4   HingeId=3    HingeLabel=P    RLocation=0.5
12  HingeId=12   HingeLabel=P    RLocation=0.5
13  HingeId=12   HingeLabel=P    RLocation=0.5
21  HingeId=21   HingeLabel=P    RLocation=0.5
22  HingeId=21   HingeLabel=P    RLocation=0.5

```

MODES

```
type=EIGEN  NMOD=3
```

PUSHOVERCASES=2

```

1   Label=PG  Type=FORCE  MJoint=15 MJointDir=Z  LoadPat=STATIC
LoadCaseFactors=1.0,0.30
2   Label=PX  Type=DISP  PrevCase=1  POMethod=IRSA-M  SpecId=1
Damping=0.05  ModC=CQC  &
    & TargetDisp=0.5  MJoint=15 MJointDir=X  LoadDir=X
ElastoPlastic=YES  LoadPat=MODE  Mode=1  adaptive=Y

```

ExportModels

```
Name=SAP2000  Ver=10  Active=YES  Folder =..\SAP2000
```

EK-2 : PbFem Programı veri çıkışı

```

=====
====
                                P B F E M - 3 D
                                3-BOYUTLU SONLU ELEMENLAR PROGRAMI
                                PROBINA ORION

                                SURUM 3.2 (Nisan 2010)
=====
====
                                ANALIZ BASLANGIC ZAMANI 28/06/2010 10:54:43
=====
====
O Z D E G E R   S I S T E M   P A R A M E T R E L E R I

    DENKLEM SAYISI       :       37
    KUTLE SAYISI        :       30
    OZDEGER SAYISI      :        3
    SUBSPACE ITERASYON   :        9
O Z D E G E R L E R   V E   F R E K A N S L A R

    MODE      PERIYOD      FREKANS ACISALFREKAN      OZDEGER
    SAYISI      (SN)      (CEVRIM/SN)      (RAD/SN)      (RAD/SN)**2
      1      0.468771      2.133239      13.403537      179.654803
      2      0.182230      5.487560      34.479358      1188.826151
      3      0.114538      8.730707      54.856651      3009.252182
K A T K I   C A R P A N I

    MOD      PERIYOD      X-YON      Y-YON      Z-YON
X-DON      Y-DON      Z-DON
      1      0.468771      22.243767      0.000000      0.316646E-04
0.000000      0.000000      0.000000
      2      0.182230      7.424231      0.000000      - .136778E-03
0.000000      0.000000      0.000000
      3      0.114538      -2.651691      0.000000      - .103543E-02
0.000000      0.000000      0.000000
E T K I N   K U T L E   O R A N I - ( % )

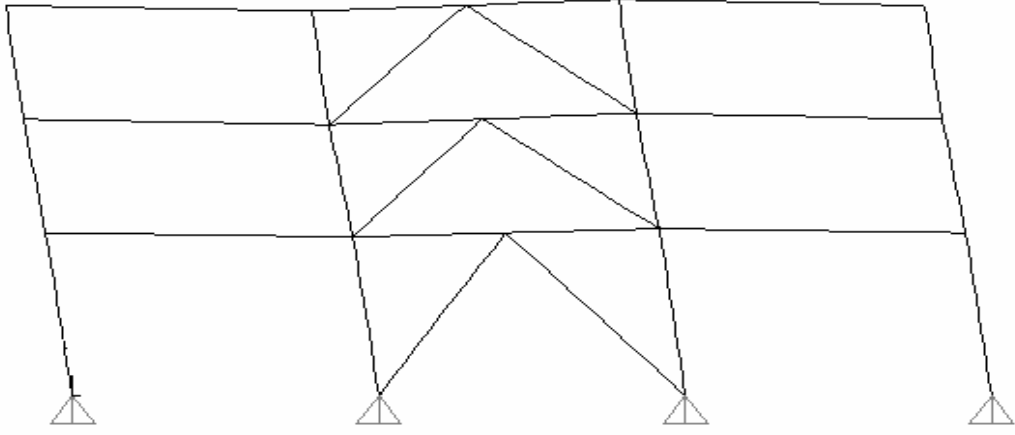
    MOD      PERIYOD      X-YON      Y-YON      Z-YON
X-DON      Y-DON      Z-DON
      1      0.468771      88.839198      0.000000      0.600588E-09
0.000000      0.000000      0.000000
      2      0.182230      9.896712      0.000000      0.112063E-07
0.000000      0.000000      0.000000
      3      0.114538      1.262507      0.000000      0.642202E-06
0.000000      0.000000      0.000000

T O P L A M   E T K I N   K U T L E   O R A N I - ( % )

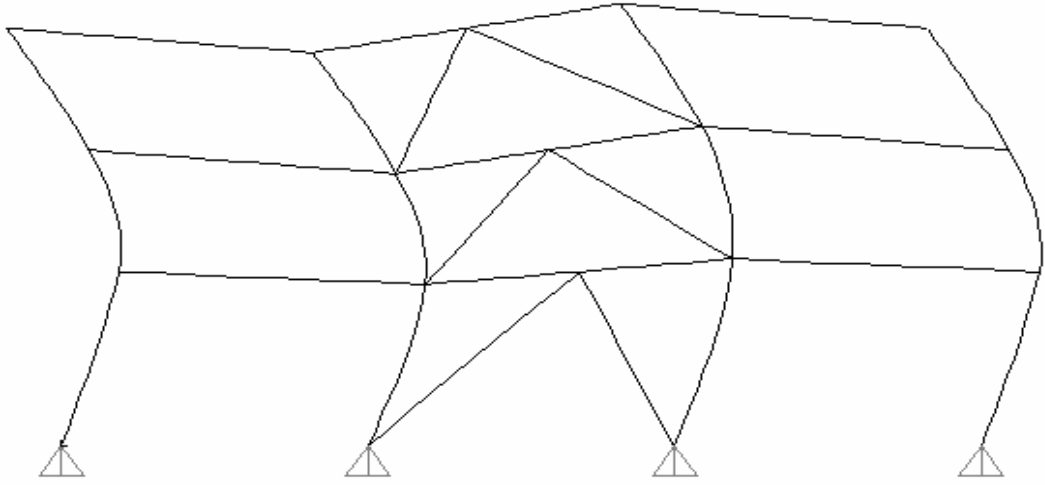
    MOD      PERIYOD      X-YON      Y-YON      Z-YON
X-YON      Y-YON      Z-YON
      1      0.468771      88.839198      0.000000      0.600588E-09
0.000000      0.000000      0.000000
      2      0.182230      98.735911      0.000000      0.118069E-07
0.000000      0.000000      0.000000
      3      0.114538      99.998418      0.000000      0.654009E-06
0.000000      0.000000      0.000000

```

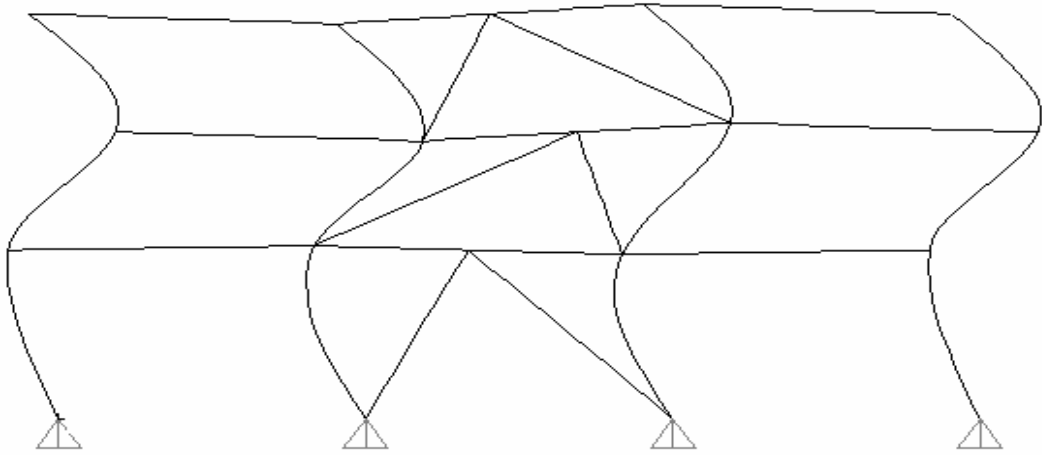
EK-3 : Üç ve On katlı MÇÇÇ'lerin mod şekilleri



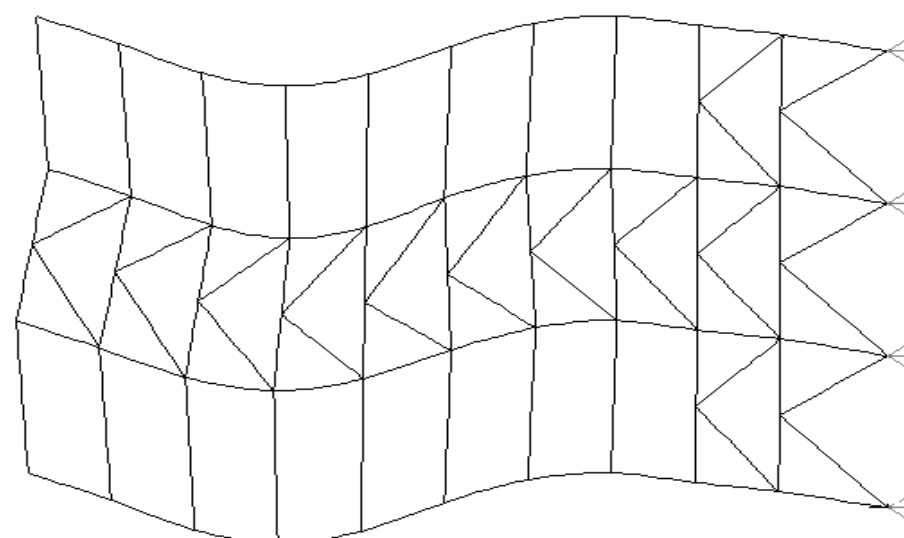
Mod 1 (0.46875 sn)



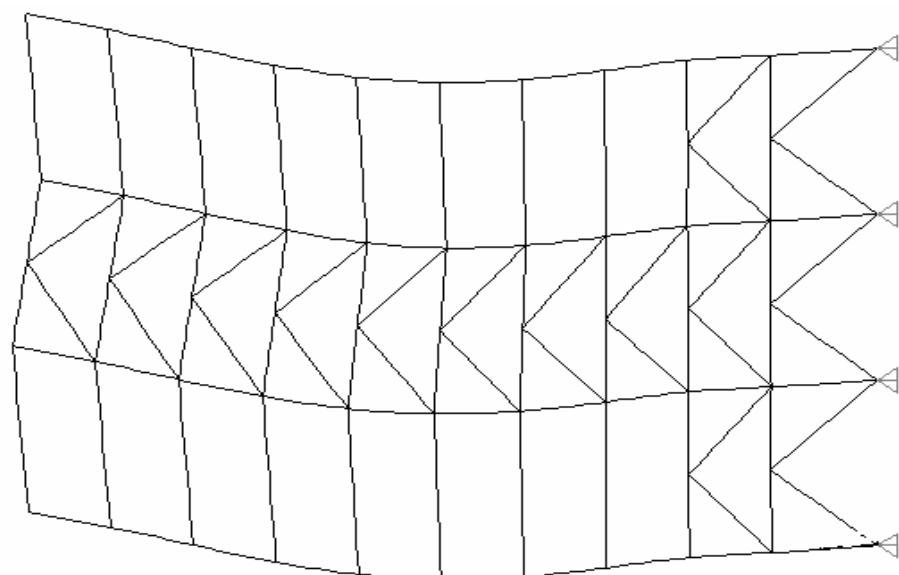
Mod 2 (0.18226 sn)



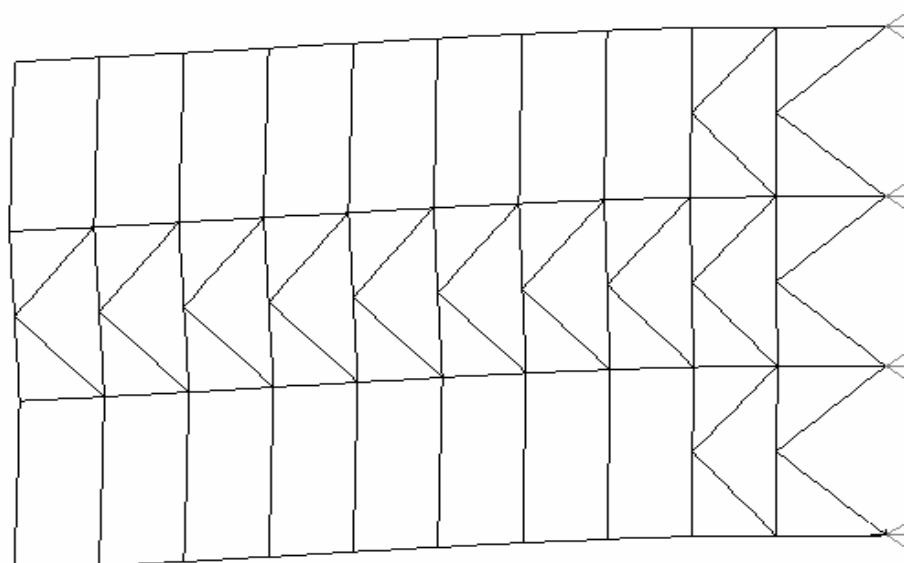
Mod 3 (0.11468 sn)



Mod 3 (0.18717 sn)



Mod 2 (0.34967 sn)



Mod 1 (1.30109 sn)

EK-4 : On katlı MÇÇÇ için PbFem Programı veri çıkışı

```

=====
====
                                P B F E M - 3 D
                                3-BOYUTLU SONLU ELEMENLAR PROGRAMI
                                PROBINA ORION

                                SURUM 3.2 (Nisan 2010)
=====
====
                                ANALIZ BASLANGIC ZAMANI 08/07/2010 14:50:53
=====
=====

```

O Z D E G E R S I S T E M P A R A M E T R E L E R I

```

DENKLEM SAYISI      :      122
KUTLE SAYISI        :      108
OZDEGER SAYISI      :        3
SUBSPACE ITERASYON  :        7

```

O Z D E G E R L E R V E F R E K A N S L A R

MODE SAYISI	PERİYOD (SN)	FREKANS (CEVRIM/SN)	ACISALFREKAN (RAD/SN)	OZDEGER (RAD/SN)**2
1	1.306219	0.765569	4.810210	23.138116
2	0.350832	2.850363	17.909361	320.745219
3	0.188703	5.299340	33.296737	1108.672690

K A T K I C A R P A N I

MOD X-DON	PERİYOD Y-DON	X-YON Z-DON	Y-YON	Z-YON
1	1.306219	35.226212	0.000000	-.258469E-03
0.000000	0.000000	0.000000		
2	0.350832	21.444425	0.000000	-.135047E-02
0.000000	0.000000	0.000000		
3	0.188703	-13.486008	0.000000	-.641275E-03
0.000000	0.000000	0.000000		

E T K I N MOD X-DON	K U T L E PERİYOD Y-DON	O R A N I - (%) X-YON Z-DON	Y-YON	Z-YON
1	1.306219	60.063826	0.000000	0.959931E-08
0.000000	0.000000	0.000000		
2	0.350832	22.259220	0.000000	0.262056E-06
0.000000	0.000000	0.000000		
3	0.188703	8.803349	0.000000	0.590900E-07
0.000000	0.000000	0.000000		

T O P L A M E T K I N K U T L E O R A N I - (%)

MOD X-YON	PERİYOD Y-YON	X-YON Z-YON	Y-YON	Z-YON
1	1.306219	60.063826	0.000000	0.959931E-08
0.000000	0.000000	0.000000		
2	0.350832	82.323046	0.000000	0.271655E-06
0.000000	0.000000	0.000000		
3	0.188703	91.126395	0.000000	0.330745E-06
0.000000	0.000000	0.000000		

ÖZGEÇMİŞ

İstanbul (Üsküdar)'da 05.08.1985'de doğdu. İlköğretimini İstanbul'da yaptı. Hasan Şadoğlu düz lisesini 2002 de bitirdikten sonra Balıkesir Üniversitesi İnşaat Mühendisliği bölümüne girdi, 2006 yılında Mühendis olarak mezun oldu. 2 yıl kadar özel sektörde çeşitli pozisyonlarda çalıştıktan sonra, Şubat 2008 döneminde Gebze Yüksek Teknoloji Enstitüsü'ne yüksek lisans öğrencisi olarak başladı. 26 Ocak 2009 tarihinde yapılan İngilizce Yeterlik Sınavı'nda 100 üzerinden 71 not alarak İngilizce Hazırlık Derslerini başarı ile bitirdi. Şubat 2009 döneminde bilim derslerine başlamaya hak kazandı. 2010 yılında Yüksek Mühendis olarak mezun oldu.