

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**PLANDA DÜZENSİZ BİR YAPININ DEPREME
DAYANIKLILIĞININ İNCELENMESİ VE
GÜÇLENDİRİLMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Onur KORKMAZ**

Anabilim Dalı: İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : DEPREM MÜHENDİSLİĞİ

HAZİRAN 2006

**PLANDA DÜZENSİZ BİR YAPININ DEPREME
DAYANIKLILIĞININ İNCELENMESİ VE
GÜÇLENDİRİLMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Onur KORKMAZ
501021161**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 22 Haziran 2006
Tezin Savunulduğu Tarih : 13 Haziran 2003**

**Tez Danışmanı : Yrd.Doç.Dr. Beyza TAŞKIN
Diğer Jüri Üyeleri Prof.Dr. Kadir GÜLER
Yrd.Doç.Dr. Sema Noyan ALACALI (Y.T.Ü.)**

HAZİRAN 2006

ÖNSÖZ

Yalova’da yaşadığım 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depremi ve ardından yaşananlar inşaat mühendisliğine bakışımı değiştirmiş ve yüksek lisans yapma kararımda etkili olmuştur.

Bu karar doğrultusunda girmiş olduğum İTÜ-FBE Deprem Mühendisliği bölümünde deprem ve inşaat konusundaki bilgilerimi değerli hocalarımla da desteğiyle daha da ileriye taşıma fırsatı buldum.

Edinmiş olduğum bilgilerin sonucu olarak hazırlamış olduğum bu çalışmada, bilgi ve deneyimiyle yardımlarını esirgemeyen İnş. Yük. Müh. Alper Arıcıoğlu ve ilk günden son güne kadar her konuda hep yanımda olan değerli hocam Yrd. Doç. Dr. Beyza Taşkın’a, hayatım boyunca desteklerini hiçbir zaman esirgemeyen aileme; göstermiş oldukları sabır ve hoşgörü için teşekkür ederim.

Mayıs 2006

Onur KORKMAZ

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR	iv
TABLO LİSTESİ	v
ŞEKİL LİSTESİ	vi
SEMBOL LİSTESİ	viii
ÖZET	ix
SUMMARY	x
1. GİRİŞ	1
2. SİSMOLOJİK AÇIDAN DEPREMLER	3
2.1. Depremlerin Oluşumu ve Özellikleri	3
2.1.1. Elastik Geri Sekme Teorisi	3
2.1.2. Levha Tektoniği	4
2.2. Depremlerin Nicelik Olarak Tanımlanması	5
2.2.1. Deprem Şiddeti	6
2.2.2. Deprem Manyitüdü	6
2.3. Deprem Dalgaları	7
2.3.1. Cisim Dalgaları	7
2.3.2. Yüzey Dalgaları	8
2.4. Türkiye'nin Deprem Kaynakları ve Tektonik bölgeler	8
3. YAPILARIN DEPREM ETKİSİNDEKİ DAVRANIŞLARININ MODELLENMESİ	12
3.1. Yapı Elemanlarının Kuvvet-Şekil Değiştirme Özellikleri	12
3.2. Tersinir Yükler Altında Davranış	15
3.3. Yapısal Düzensizlikler	19
4. YAPILARIN DEPREM ETKİSİNDE ÇÖZÜMLEME YÖNTEMLERİ	20
4.1. Taşıyıcı Sistem ve Yer Hareketlerine Dayalı Hesap Modelleri	20
4.1.1. Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi	20
4.1.2. Mod Birleştirme Yöntemi	21
4.1.3. Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi	22
4.1.4. Doğrusal Olmayan Statik Analiz	23
4.2. Hızlı Değerlendirme Yöntemleri	24
4.2.1. Hızlı Davranış Değerlendirme Yöntemi	24
4.2.2. Davranış Değerlendirme Yöntemi	24
4.2.3. Japon İndeks Yöntemi	25
5. DÜZENSİZLİK İÇEREN ÖRNEK BİR YAPININ İRDELENMESİ	27
5.1. Yapısal Özellikler	27
5.2. Yapının Bilgisayar Modelinin Oluşturulması	29

5.3. Japon Sismik İndeks Yöntemi Kullanılarak Yapının Mevcut Durumunun Değerlendirilmesi	33
5.4. Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile Hesap	35
5.5. Mod Birleştirme Yöntemi ile Hesap	38
5.6. Zaman Alanında Hesap	41
5.7. Sonuçların Karşılaştırılması	46
5.8. Yapının kolon ve perde kapasitelerinin kontrolü	47
5.9. XTRACT programı ile kolon kapasitelerinin hesabı	50
5.10. Mevcut yapıda statik itme analizi	51
6. MEVCUT YAPININ GÜÇLENDİRİLMESİ	55
7. SONUÇLAR	60
KAYNAKLAR	62
EKLER	
EK-A. Çalışmada kullanılan depremlerin ivme, hız ve yerdeğiştirme büyüklüklerinin zamanla değişim grafikleri	63
EK-B. Güçlendirme öncesi durumda yapıda oluşan karşılıkların değişim grafikleri	68
EK-C. Xtract programı ile hesaplanan kolon kapasiteleri ve kapasite kontrolleri	72
EK-D. Japon sismik indeks yöntemiyle yapının kontrolü	75
EK-E. Mevcut yapının ve güçlendirilmiş yapının analiz sonuçlarının karşılaştırılması	80
ÖZGEÇMİŞ	83

KISALTMALAR

ABYYHY	: Afet bölgelerinde yapılacak yapılar hakkında yönetmelik
DBYBHY	: Deprem bölgelerinde yapılacak binalar hakkında yönetmelik
FEMA	: Federal emergency management agency
ATC	: Applied technology council
KAF	: Kuzey Anadolu Fayı
DAF	: Doğu Anadolu Fayı
MSK	: Medvedev – Sponhauer – Karnik şiddet cetveli
JMA	: Japon Meteoroloji Ajansı şiddet cetveli
MM	: Modified Mercalli şiddet cetveli
MCS	: Mercalli – Cancani – Sieberg şiddet cetveli
RF	: Rossi – Ferrel şiddet cetveli
TSDS	: Tek serbestlik dereceli sistem
ÇSDS	: Çok serbestlik dereceli sistem

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 5.1 Kat kütleleri	28
Tablo 5.2 Zemin kat kolonları (x doğrultusu için)	34
Tablo 5.3 Zemin kat kolonları (y doğrultusu için)	34
Tablo 5.4 Kat kesme kuvvetleri (x doğrultusunda)	36
Tablo 5.5 Kat kesme kuvvetleri (y doğrultusunda)	36
Tablo 5.6 A1 ve B2 düzensizlik kontrolleri (x doğrultusu için)	37
Tablo 5.7 A1 ve B2 düzensizlik kontrolleri (y doğrultusu için)	38
Tablo 5.8 Modal frekans ve periyotlar	39
Tablo 5.9 Taban kesme kuvvetleri	40
Tablo 5.10 En üst kat ötelemeleri	40
Tablo 5.11 Çalışmada kullanılan depremlerin maksimum değerleri	41
Tablo 5.12 Çalışmada kullanılan depremler ve elde edilen karşılıkların maksimum değerleri	46
Tablo 5.13 X doğrultusunda yapılan doğrusal analizlerde elde edilen maksimum değerler	46
Tablo 5.14 Y doğrultusunda yapılan doğrusal analizlerde elde edilen maksimum değerler	47
Tablo 5.15 Zemin kat kolon ve perde kapasite tablosu	48
Tablo 5.16 Zemin kat kolon ve perde kontrol tablosu	49
Tablo 5.17 Mevcut yapıda modal katılım oranları	51
Tablo 6.1 Modal frekans ve periyotlar	55
Tablo 6.2 Taban kesme kuvvetleri	55
Tablo 6.3 Enüst kat yerdeğiştirmeleri	57
Tablo 6.4 A1 ve B2 düzensizlik kontrolleri (x doğrultusu için)	58
Tablo 6.5 A1 ve B2 düzensizlik kontrolleri (y doğrultusu için)	59
Tablo C1 Zemin kat kolon ve perde kapasite tablosu (XTRACT Programı ile elde edilen sonuçlar)	73
Tablo C2 Zemin kat kolon ve perde kontrol tablosu (XTRACT Programı ile elde edilen sonuçlar)	74
Tablo D1 Japon indeks yöntemi (giriş x)	76
Tablo D2 Japon indeks yöntemi (giriş y)	77
Tablo D3 Japon indeks yöntemi (enüst kat x)	78
Tablo D4 Japon indeks yöntemi (enüst kat y)	79

ŞEKİL LİSTESİ

	Sayfa No	
Şekil 2.1	Elastik geri sekme teorisi	4
Şekil 2.2	Yerkürenin tektonik levhaları	5
Şekil 2.3	Türkiye’yi etkileyen tektonik levhalar	9
Şekil 2.4	Türkiye’de deprem kaynak bölgeleri	10
Şekil 3.1	Betonarme elemanın kuvvet-şekil değiştirme özellikleri	12
Şekil 3.2	Yapı elemanlarının enerji tüketme güçleri	13
Şekil 3.3	Sünek ve gevrek davranış biçimi	13
Şekil 3.4	Kuvvet-Şekil değiştirme ilişkileri	15
Şekil 3.5	Uygulanan ve tüketilen enerji	16
Şekil 3.6	Örnek histeresis eğrileri	17
Şekil 3.7	a) Elastoplastik, b) Çift doğrulu, c) Üç doğrulu, d) Clough, e) Başlangıca yönelik, f) Takeda, g) Roufaiel-Meyer, h) Bouc-Wen histeretik modelleri	18
Şekil 4.1	Tek serbestlik dereceli sistemde yerdeğiştirme	21
Şekil 5.1	Ön cepheden görünüş	27
Şekil 5.2	Arka cepheden görünüş	28
Şekil 5.3	Bodrum katları kolon yerleşim planı	30
Şekil 5.4	Normal katlar kolon yerleşim planı	31
Şekil 5.5	A-A kesiti	32
Şekil 5.6	Yapının bilgisayar modeli	33
Şekil 5.7	Deprem yükü azaltma katsayısı	39
Şekil 5.8	Z2 için tanımlanmış ivme spektrumu	40
Şekil 5.9	Azaltılmış ivme spektrumu	40
Şekil 5.10	Çalışmada kullanılan deprem kayıtları ivme-zaman grafikleri	42
Şekil 5.11	Normalize edilmiş ivme spektrumları	43
Şekil 5.12	Elcentro x yönünde uygulanmasıyla elde edilmiş taban kesme kuvvetleri	44
Şekil 5.13	Elcentro x yönünde uygulanmasıyla elde edilmiş en üst kat yerdeğiştirmeleri	44
Şekil 5.14	Elcentro y yönünde uygulanmasıyla elde edilmiş taban kesme kuvveti	45
Şekil 5.15	Elcentro y yönünde uygulanmasıyla elde edilmiş en üst kat yerdeğiştirmeleri	45
Şekil 5.16	C18 betonu	50
Şekil 5.17	S220 çeliği	50
Şekil 5.18	Sap2000 programında PMM mafsallı tanımlama	52
Şekil 5.19	Sap2000 programında taşıyıcı elemanlara donatı atama	53
Şekil 5.20	Sap2000 programında düşey pushover tanımlama	53
Şekil 5.21	Sap2000 programında yatay pushover tanımlama	54
Şekil 5.22	Mevcut yapıda kapasite	54
Şekil 6.1	Güçlendirilmiş yapıda normal katlar kolon yerleşim planı	56

Şekil 6.2	Güçlendirilmiş yapının bilgisayar modeli	57
Şekil A.1	ElCentro kaydı ivme, hız ve yerdeğiştirme grafikleri	64
Şekil A.2	Hachinohe kaydı ivme, hız ve yerdeğiştirme grafikleri	65
Şekil A.3	Kobe Depremi ivme, hız ve yerdeğiştirme grafikleri	66
Şekil A.4	Northridge Depremi ivme, hız ve yerdeğiştirme grafikleri	67
Şekil B.1	Hachinohe kaydı X yönünde analiz	69
Şekil B.2	Hachinohe kaydı Y yönünde analiz	69
Şekil B.3	Kobe depremi X yönünde analiz	70
Şekil B.4	Kobe depremi Y yönünde analiz	70
Şekil B.5	Northridge depremi X yönünde analiz	71
Şekil B.6	Northridge depremi Y yönünde analiz	71
Şekil E.1	Modal periyotlar	81
Şekil E.2	Taban kesme kuvvetleri	81
Şekil E.3	Enüst kat yerdeğiştirmeleri	82

SEMBOL LİSTESİ

$\delta_{\max}$	: Plastik uzama
δ_y	: Elastik sınır uzaması
M_L	: Yerel manyitüd (Richter manyitüdü)
M_S	: Yüzey dalgası manyitüdü
m_b	: Cisim dalgası manyitüdü
M_w	: Moment manyitüdü
m_d	: Süre manyitüdü
$k^{(p)}$	: Bulk modülü
$\mu^{(p)}$	: Rijitlik modülü
ρ	: Özgül kütle
α	: Basınç dalgası hızı
β	: Kayma dalgası hızı
μ	: Süneklik oranı
m	: Kütle
c	: Sönüm
k	: Rijitlik
u	: Yerdeğiştirme
D_e	: Elemanların taşıması gerekli yük
C_e	: Elemanların taşıyabileceği yük
Q	: Taşınması gerekli kesit etkisi
C	: Taşınabilecek kesit etkisi
E_0	: Ana indeks
S_D	: Tasarım ve boyutlama indeksi
T	: Zamanla bozulma indeksi
n	: Bodrum dışındaki toplam kat sayısı
C_{sc}	: Kısa kolon dayanımı
C_w	: Perde dayanımı
C_c	: Kolon dayanımı
F_w	: Perde süneklik indeksi
f_{sc}	: Kısa kolon süneklik indeksi
E_s	: Ana karşılaştırma indeksi
Z	: Bölge indeksi
G	: Zemin indeksi
U	: Kullanım indeksi

PLANDA DÜZENSİZ BİR YAPININ DEPREME DAYANIKLILIĞININ İNCELENMESİ

ÖZET

Nüfusun büyük çoğunluğunun birinci derece deprem bölgesinde yaşadığı ülkemizde, günümüze kadar birçok şiddetli deprem meydana gelmiş ve bu depremler sonucunda maddi ve manevi çok ağır kayıplar verilmiştir.

Son yıllarda ülkemizde yeniden meydana gelen yıkıcı depremler, ülkemizde bulunan yapı stokunun deprem dayanımının incelenmesi ve şiddetli başka bir depremde göçebilecek yapıların belirlenmesi gereğini ortaya çıkarmıştır.

Yüksek lisans tezi olarak sunulan bu çalışmada, mevcut betonarme çok katlı bir yapının, deprem etkisi altındaki davranışı belirlenip, gerek görülürse güçlendirmesi yapılacaktır.

Yedi bölümden oluşan çalışmanın birinci bölümünde konuya giriş yapılarak, ikinci bölümde depremler sismolojik açıdan ele alınmış, depremlerin oluşumu hakkındaki bazı teorilere kısaca değinilerek, depremlerin özellikleri, deprem dalgaları ve Türkiye'nin depremselliği hakkında bilgiler verilmiştir.

Üçüncü bölümde ise yapıların kuvvet-şekil değiştirme özellikleri ve tersinir yükler altındaki davranışları açıklanmaya çalışılmıştır.

Daha sonraki bölümlerde yapıların deprem etkisi altında çözümleme yöntemleri hakkında bilgi verilerek, bu bilgiler ışığında örnek bir yapı ele alınmış ve çeşitli yöntemlerle değerlendirilmiştir.

Değerlendirmeler sonucunda elde edilen veriler doğrultusunda yapının düşey taşıyıcı elemanlarında kapasite kontrolleri yapılarak kapasitelerin yetersizliği görülmüş ve yapının güçlendirilmesine karar verilerek mevcut yapıda güçlendirme yapılmıştır.

EXAMINING THE EARTHQUAKE RESISTANCE OF A STRUCTURE THAT IRREGULAR IN PLAN

SUMMARY

In our country which most of population lives in first degree earthquake active area, many earthquakes occurred from past to now and these earthquakes caused heavy damages.

In last years destructive earthquakes occurred in our country, exposed the necessity of determining current buildings' resistance of earthquakes and the possibility of damages of the buildings.

In this study as a master thesis, attitude of a multiple story reinforced concrete buildings under earthquake effect will be determined and if needed the building will strengthen.

In the first part of this study which is consist of seven parts, contains intruduction, in second part earthquakes discussed seismologically , some theroies about constitution of earthquakes are briefly mentioned, and some information about earthquake waves and earthquake possibilities of Turkey given.

In third part the stress-strain properties and the attitudes under cyclic loading of buildings are tried to explain.

In further parts information about analysis methods of buildings under earthquake effect are given, and by the way a sample building discussed and examined in several methods. The data as a result of these evaluations examined, and its decided to strengthen building and is strengthened.

1.GİRİŞ

Sismik hareketliliğin yoğun olduğu ülkemizde, tarihi kayıtlar ülkenin çok büyük bir kesiminde geçmişte geniş etki alanında yıkıcı depremler yaşandığını göstermektedir. Bu depremlerin en şiddetlileri ise Kuzey Anadolu Fayı (KAF) üzerinde olmuştur.

KAF üzerinde gerçekleşmiş 1999 Kocaeli ve 1999 Düzce depremlerinden sonra kamuoyunun depreme olan dikkati artmış, insanlarımız deprem ve sonuçları hakkında bilimsel verilere ulaşmak doğrultusunda büyük bir merak ve çaba içerisine girmişlerdir. Araştırmalar Marmara bölgesinde gelecekte de şiddetli depremler olabileceğini göstermektedir. Beklenen bu depremler sonucunda bölgede oluşabilecek can ve mal kaybı konusunda ise verilen rakamlar, günümüze kadar meydana gelen depremlerdeki can kayıplarından daha fazladır.

Depremin afete dönüşmesinin en büyük nedeni, yapıların deprem dayanımlarının yetersiz olmasıdır. Ülkemizdeki genel yapı stoku depremin afete dönüşmesine neden olabilecek tarzda mühendislik hizmetinden yoksundur. 1998 yılında yürürlüğe giren afet bölgelerinde yapılacak yapılar hakkında yönetmelik, 2000 yılında yenilenen TS500 ve yeni deprem yöntemiğimiz ile birlikte standartlardaki çıta yükseltilmiş olsa da, bu yönetmeliklerden önce yapılan yapıların durumu belirsizliğini korumaktadır.

Bilindiği üzere, deprem kuvvetleri, yapı sistemlerinin sürekli karşı koydukları düşey yüklerden farklı olarak tekrarlı ve yön değiştiren yatay kuvvetlerdir. Yatay kuvvetler altında betonarme taşıyıcı sistemlerin çözümlenmesinde birçok yöntem kullanılmaktadır. Genel olarak çözümleme yöntemlerinde yapının doğrusal olmayan davranışı bir katsayı ile temsil edilerek, hem hesap kolaylığı sağlanır, hem de elastik ötesi davranış dikkate alınmış olarak doğrusal çözümleme yapılır. 1975 deprem yönetmeliğinde sadece Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi hesap yöntemi olarak verilirken, 1998 yönetmeliğinde bina ve bina türü yapıların hesabında, Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi, Mod Birleştirme Yöntemi ve Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi olmak üzere üç adet hesap yöntemi belirlemektedir. 2006 yılının mart

ayında 6. versiyonu ile resmi gazetede yayınlanan Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY-2006) uyarınca ise doğrusal olmayan itme analizleri yeni analiz yöntemleri olarak karşımıza çıkmaktadır.

Bu çalışmanın ilk kısmında depremlerin oluşumu, deprem mühendisliğinin genel kavramları ve yurdumuzu etkileyen deprem kaynak bölgeleri özetlenmiştir.

Daha sonraki bölümde, bahsi geçen hesap yöntemlerinin genel kuralları ve dayandıkları teorik esaslar açıklanmıştır.

Çalışmanın, örnek bir yapının depreme dayanıklılığının incelendiği bölümünde ise önce Japon sismik indeks yöntemine göre yapının depreme dayanıklılık durumu belirlenmiş daha sonra ise bahsi geçen yöntemlerle yapı detaylı olarak incelenmiştir. Zaman tanım alanında yapılan çözümlemelerde yıkıcı gücü oldukça fazla olan 1940 Imperial Valley, 1995 Kobe, 1994 Northridge ve 1968 Tokachi-oki depremleri kullanılmıştır.

Çalışmanın sonunda ise, depreme dayanıklılığının yetersiz bulunduğu bina için bir güçlendirme önerisi sunulmuş ve yapı benzer şekilde tekrar çözümlenerek, taban kesme kuvveti, enüst kat yerdeğiştirmeleri ve eleman taşıma kapasitelerindeki değişimler karşılaştırmalı olarak incelenmiştir.

2. SİSMOLOJİK AÇIDAN DEPREMLER

Deprem mühendisliğinin araştırma esasları, depremin oluşumunu, yer hareketi üzerindeki etkilerini ve yer hareketlerinin de yapılar ile karşılıklı etkileşimini anlamaya dayanır. Sismoloji, yerkürenin özellikle deprem olayları ile ilgili olarak içyapısını ve davranışını anlama ihtiyacından dolayı gelişmiştir. Derinliklerine göre, sığ odaklı (0-70 km), orta derinlikli (70-300 km) ve derin odaklı (300-700 km) olmak üzere tanımlanabilen depremler aynı zamanda tektonik, volkanik ve çöküntü depremleri olmak suretiyle de sınıflandırılabilir. Depremler çok karmaşık olaylar olsa da, sismolojideki gelişmeler dünyanın sismik olarak en aktif bölgelerindeki depremlerin oluşum mekanizmasının ve deprem dönüşüm periyotlarının anlaşılmasında sürekli olarak önemli gelişmeler kaydedilmektedir. Çalışmanın bu bölümünde yer kürenin içyapısı, depremlerin oluşumu, özellikleri, şiddeti ve büyüklüğü gibi temel kavramlar özetlenecek ve tektonik bölgeler hakkında bilgi verilecektir.

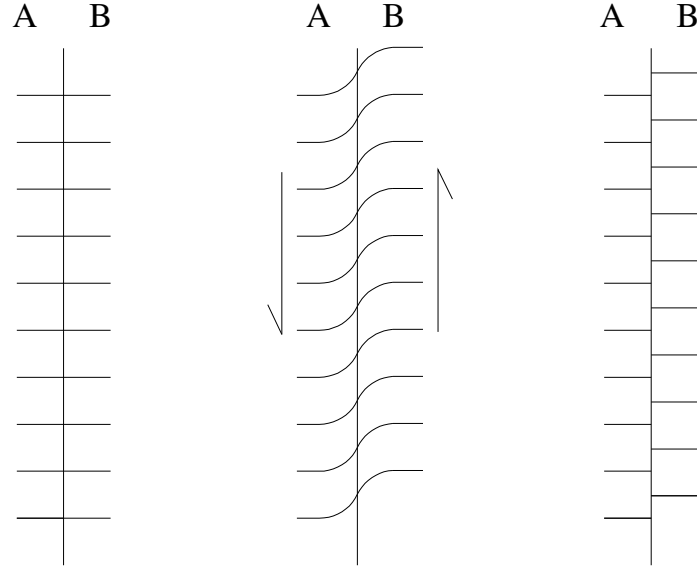
2.1 Depremlerin Oluşumu ve Özellikleri

Depremlerin oluşumu ve özelliklerinin anlaşılabilmesi için öncelikle yer kürenin içyapısının bilinmesi gerekmektedir. Yer kabuğunun altında sırasıyla üst manto, alt manto, dış ve iç çekirdek bulunmaktadır. Yerkabuğu ve üst manto, Litosfer ve Astenosfer'den meydana gelir. Çoğunluğu bu kabukta yer alan depremlerin oluşumu “Elastik Geri Sekme” ve “Levha Tektoniği” teorileri ile açıklanır.

2.1.1 Elastik Geri Sekme Teorisi

Fayların ve bunlara ilişkin büyük depremlerin oluşumu 1911’de Reid tarafından Elastik Geri Sekme teorisi ile açıklanmıştır. Bu teoriye göre, faylanmadan önce fay doğrultusunun her iki yanında meydana gelen elastik şekil değiştirmeler nedeni ile kayaç kütlesi içerisinde elastik şekil değiştirme enerjisi birikmektedir. Biriken bu enerji, kayaç kütlelerinin elastik kırılma direncini aşma noktasında kırılma ve kayma meydana gelir. Şekil 2.1’de de görüldüğü üzere bu kayma ve kırılma sonucu boşalan

elastik deformasyon enerjisi sismik dalgalar şeklinde yayılarak depremi oluşturmaktadır, (Bolt, 1989).



Şekil 2.1: Elastik geri sekme teorisine göre bir fayın yeniden harekete geçmesi ve deprem oluşumu.

2.1.2 Levha Tektoniği

Levha Tektoniği teorisi 1973 yılında Xavier Le Pichon tarafından geliştirilmiştir. Levha tektoniğine göre, katı ve rijit olan Litosfer yedi adet ana levhadan ve daha küçük boyutlardaki alt levhalardan oluşmaktadır. Bu levhalar, akıcı yapıdaki Astenosfer üzerinde kayarak değişik yönlerde doğru hareket etmektedir. Şekil 2.2’de görülen bu levhalar Astenosfer üzerindeki hareketleri sırasında birbirlerinden uzaklaşırlar veya birbirlerine çarparlar, ya da birbirlerinin yanından kayarak geçerler. Depremlerin ve volkanik aktivitelerin nedeni de tüm bu hareketliliklerdir. Şekil 2.2’de de görüldüğü üzere, yerküre üzerinde yer alan ana levhalar;

- Kuzey Amerika Levhası
- Güney Amerika Levhası
- Pasifik Levhası
- Antarktika Levhası
- Afrika Levhası
- Avrasya Levhası
- Hindistan – Avustralya Levhası

olarak sıralanabilir. Başlıca alt levhalar ise;

- Karayip Levhası
- Kokos Levhası
- Naska Levhası
- Skotya Levhası
- Arap Levhası
- Filipin Levhası

olarak sıralanır (**Hasgür, 2004**). Levhaların birbirleriyle temasta olduğu bölgelerde, dalma-batma bölgeleri (Afrika levhasının Avrasya levhasının altına dalması), okyanus sırtları (Atlas okyanusu sırtları) gibi önemli jeolojik oluşumlar gözlenmektedir.



Şekil 2.2: Yerkürenin tektonik levhaları (www.sayisalgrafik.com.tr)

2.2 Depremlerin Nicelik Olarak Tanımlanması

Mühendislik açısından depremlerin ölçülebilir bir biçimde tanımlanması, aletsel dönem öncesi ve sonrası için oldukça farklıdır. Modern sismografların kullanımından önce depremlerin büyüklüğü, gözlemlenen hasarın şiddeti ve dağılımına dayanarak belirlenmekte olduğundan tamamen görsel değerlendirmelere dayanmaktaydı. “Deprem Şiddeti” (Earthquake Intensity) olarak tanımlanan bu büyüklük günümüzde de değişik şiddet cetvellerini esas almak suretiyle depremleri tanımlamakta kullanılmaktadır. Günümüzde modern sismografların kullanılmasının başlamasıyla depremlerin büyüklüğü nicel olarak belirlenebilmektedir ve bunlara

bağlı olarak gerekli mühendislik parametreleri elde edilmektedir. Bu ölçülebilen büyüklüklere dayalı olarak da “Deprem Manyitüdü” (Earthquake Magnitude) tanımlanmaktadır.

2.2.1 Deprem Şiddeti

Depremi nispeten nicelik olarak tanımlayan gözlemsel bir büyüklüktür. Bir depremin şiddeti, o depremin belli bir bölgede yaptığı hasar ile insan üzerindeki etkisinin subjektif olarak tanımlanmasıdır. Deprem şiddetini belirli ölçüler dahilinde sınıflandırabilmek amacıyla birçok şiddet cetveli geliştirilmiş ve kullanılmıştır. Bunlardan önemli olan bazıları aşağıda sıralanmıştır.

RF – Rossi – Ferrel şiddet cetveli (1883)

MCS – Mercalli – Cancani – Sieberg şiddet cetveli (1913)

MM – Modified Mercalli şiddet cetveli (1934)

JMA – Japon Meteoroloji Ajansı şiddet cetveli (1950)

MSK – Medvedev – Sponhauer – Karnik şiddet cetveli (1964)

Bunlardan en çok kullanılanları; Modified Mercalli Scale (Değiştirilmiş Mercalli Şiddet Cetveli) ve MSK (Medvedev – Sponhaer – Karnik Şiddet Cetvelidir)’dır, (Hasgür, 2004).

2.2.2 Deprem Manyitüdü

Depremin manyitüdü, deprem sonucunda açığa çıkan enerjinin bir ölçüsüdür. Deprem büyüklüğünün belirlenmesinde gerek sismograflar üzerindeki titreşimlerin genliklerinden, gerekse arazide gözlemlenen faylanma ve kırılmaların ölçülmesinden yararlanılmaktadır. Manyitüdülerin kullanılması suretiyle çeşitli yöreler için ampirik enerji, şiddet, ivme, vb. dönüşüm ifadeleri üretilmiştir. En yaygın olarak kullanılan manyitüdüler aşağıdaki gibidir, (Hasgür, 2004).

M_L – Yerel manyitüd (Richter manyitüdü): Charles Richter tarafından 1930’ların başlarında geliştirilen bir ölçektir. En yüksek genlik ile uzaklık ölçeklenerek deprem hakkında bilgi elde edilir. Yapılan ölçümlerde çeşitli deprem dalgalarının genliklerinin logaritmasının, kaynaktan uzaklıkla paralel eğriler şeklinde azaldığını göstermiştir. Bu sebepten dolayı, uzak depremleri tanımlamakta kullanılmaz.

M_S – Yüzey dalgası manyitüdü: Bu yöntem büyük depremleri ($M > 6.0$) ölçmek için geliştirilmiştir ve yüzey dalgalarının en yüksek genliğinin ölçülmesi esasına dayanır.

m_b – Cisim dalgası manyitüdü: Bu yöntem Yüzey Dalgası yöntemine benzer, tek farkı, yerküreyi baştan sona kateden P dalgalarının kullanılmasıdır. P dalgalarının genliği deprem derinliğinden fazla etkilenmez. Bu sebepten cisim dalgası magnitüdü derin depremler için iyi bir ölçüm aracıdır.

M_w – Moment manyitüdü: Depremde oluşan kırılmanın geometrik boyutlarıyla ve depremin matematiksel bir modelinin yapılması sonucunda hesaplanan sismik momentle orantılıdır. Bir araştırmacının gerçekleştirebileceği bilimsel bir çalışma süreci ile hesaplanabilir ve bu yüzden hesaplamaların belirli bir zaman alması kaçınılmazdır.

m_d – süre manyitüdü: Bu yöntem daha çok küçük ($M < 5.0$) ve yakın (Uzaklık < 300 km) depremler için kullanılır.

Yukarıdaki tanımlardan da anlaşılacağı gibi birçok manyitüd, deprem dalgalarının özelliklerine bağlıdır. Dolayısıyla bir deprem olayında açığa çıkacak dalgaları ve dalga formlarını anlamak son derece önemlidir.

2.3 Deprem Dalgaları

Deprem enerjisi, yayılım açısından, cisim dalgaları ve yüzey dalgaları olmak üzere iki yolla aktarılmaktadır.

2.3.1 Cisim Dalgaları

Kayma ve basınç gerilmeleri oluşturacak şekilde yayılan dalgalar cisim dalgalarıdır. Bu dalgalar, basınç, P, ve kayma, S, dalgaları olmak üzere iki grup altında değerlendirilmektedir.

P Dalgası

Hızları en büyük olan dalgalar olduklarından merkezüssüne ve deprem kayıt istasyonlarına ilk ulaşan dalgalardır. Bu nedenle, öncül dalgalar olarak da adlandırılırlar. Titreşim hareketleri yayılma doğrultusunda olduğundan, içlerinden geçtikleri cisimlerde uzama-kısalma, sıkışma-çekme meydana gelmektedir. Bu özelliklerinden dolayı basınç dalgaları olarak tanımlanmışlardır. Hızları, içlerinden geçtikleri cisimlerin bulk modülü $k^{(p)}$ 'ya, rijitlik modülü $\mu^{(p)}$ 'ye ve özgül kütle ρ 'ya bağlıdır ve yeryüzüne yakın yerlerde 6 ~ 9 km/s 'ye ulaşmaktadır. Aşağıdaki ifadede α basınç dalgası hızı olmak üzere;

$$\alpha = \sqrt{\left(k^{(p)} + \frac{4}{3}\mu^{(p)}\right)} / \rho \quad (2.1)$$

şeklinde ifade edilir. (2.1) denkleminde görüldüğü üzere, su gibi rijitlik modülünün sıfır olduğu bölgelerde de P dalgaları belli bir hıza sahiptir. Bu özellik P dalgalarının akışkan bölgelerden de geçebildiğini göstermektedir.

S Dalgası

Yapılardaki deprem hasarlarının önemli bir miktarını meydana getiren S kayma dalgaları, kayıt istasyonlarına P basınç dalgalarından sonra ulaşan ikincil dalgalardır. Titreşim hareketleri yayılma doğrultusuna diktir ve bu nedenle enine dalga olarak da adlandırılırlar. Hızları, içlerinden geçtikleri cisimlerin rijitlik modülü $\mu^{(p)}$ 'ye ve özgül kütle ρ 'ya bağlıdır ve ortalama 3 ~ 4.5 km/s 'dir. Aşağıdaki ifadede β kayma dalgası hızı olmak üzere;

$$\beta = \sqrt{\frac{\mu^{(p)}}{\rho}} \quad (2.2)$$

şeklinde ifade edilir. P ve S dalgalarının hızlarının farklı olmasından yararlanılarak depremlerin odak noktalarının kayıt istasyonuna olan uzaklığı bulunmaktadır. (2.2) denkleminde de anlaşılabacağı gibi belli bir rijitliğe sahip olmayan cisimlerden S dalgaları geçememektedir. Bu bilgiye dayanarak yerkürenin çekirdek kısmının sıvı karakterde olduğu anlaşılmaktadır.

2.3.2 Yüzey Dalgaları

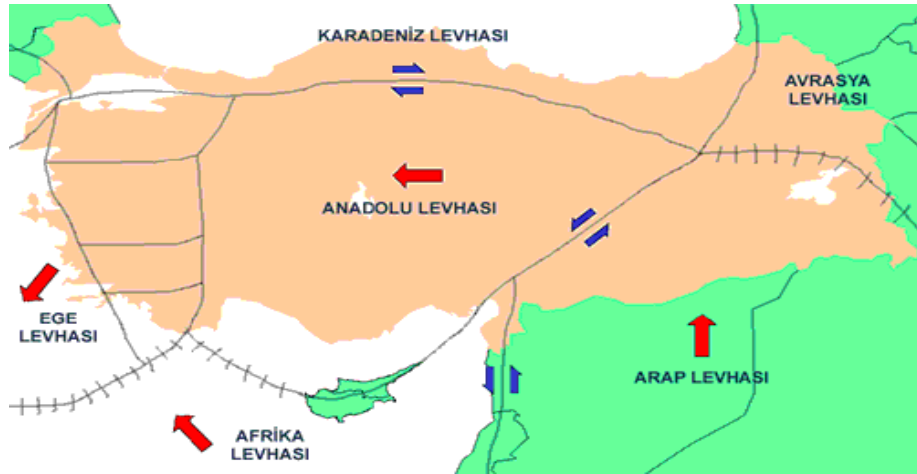
P ve S dalgaları yeryüzüne yaklaştıklarında cisim dalgalarına göre daha karmaşık karakterde sismik dalgalar üretmektedir. Bunların en önemlisi Rayleigh ve Love dalgalarıdır. Genel olarak her iki dalga da yeryüzeyi boyunca yayılmaktadır ve bu yüzden yüzey dalgaları olarak adlandırılırlar. Hızları 1.5 ~ 2 km/s olduğundan kayıt istasyonuna en son ulaşan dalgalardır. Sismograflarda en şiddetli hareketi gösteren bu dalgalar, en büyük hasara da yol açan dalgalardır, (Kramer, S.L., 2003).

2.4 Türkiye'nin Deprem Kaynakları ve Tektonik Bölgeler

Yerküre üzerinde oluşan depremlerin büyüklüğü ve neden oldukları zararlar göz önüne alındığında iki ana deprem kuşağı en çok ilgi çeken bölgelerdir. Bunlardan biri

Büyük Okyanusu çevreleyen levhaların temas bölgelerinde ve özellikle Japonya üzerinde etkili olan Pasifik deprem kuşağı, diğeri ise Cebelitarık'tan Endonezya adalarına uzanan ve Türkiye'nin de içinde bulunduğu Akdeniz, Alp - Himalaya deprem kuşağıdır.

Türkiye, Avrasya, Afrika ve Arap olmak üzere üç büyük levhanın etkisi altındadır. Afrika levhası, Avrasya (ve onun bir parçası olan Anadolu) levhasının altına dalar. Arap levhası ise kuzeye doğru hareket ederek Anadolu levhasını sıkıştırır. Şekil 2.3'den de görüldüğü üzere bu sıkıştırma sonucunda, Bitlis Bindirme Zonu (Bitlis Kenet Kuşağı) oluşmuştur ve Anadolu levhası kuzey ve güneydeki fay hatları boyunca batıya doğru hareket etmektedir. Anadolu levhasının kuzey sınırını Kuzey Anadolu Fayı (KAF), güney sınırını ise Ege Hendeği-Kıbrıs Yayı ile Doğu Anadolu Fayı (DAF) oluşturur.

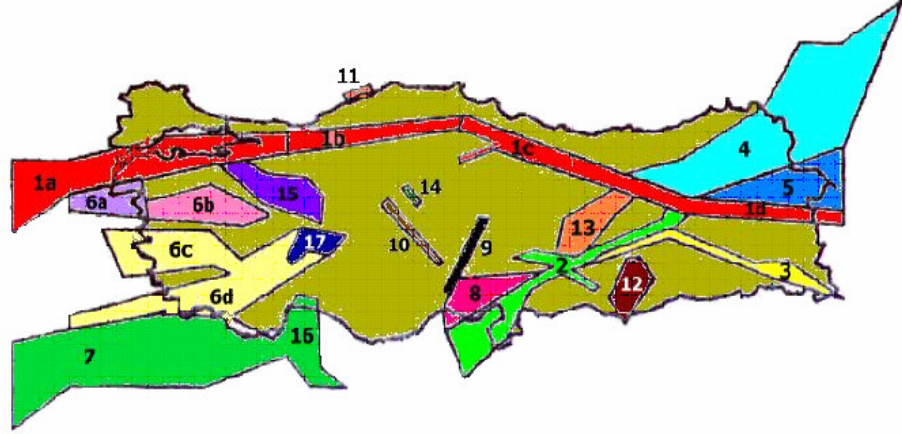


Şekil 2.3: Türkiye'yi etkileyen tektonik levhalar (www.sayisalgrafik.com.tr)

Yurdumuzun en önemli deprem kaynağı KAF'tır. Şekil 2.4'te de görüldüğü gibi KAF; Marmara-Kuzey Ege Bölgesi (100km), Dokurcun-Kargı Bölgesi (350km), Kargı - Karlıova Bölgesi (625km), Karlıova-Muradiye Bölgesi (115km) olmak üzere dört ana parçadan oluşmaktadır. Yaklaşık 1200 km olan KAF sağ yönlü doğrultu atımlı bir fay zonudur. KAF zonu boyunca depremler esnasında ölçülen yatay ötelenme miktarı 1.5 ~ 5.0 m arasında değişirken, düşey yerdeğiştirme miktarı 0.4 ~ 1.0 m arasında değişmektedir. KAF'ın bir yıldaki atım miktarı bölgeye bağlı olarak 0.4 ~ 2.0 cm arasında değişmektedir. Dolayısıyla, uzun dönemler deprem oluşturmayan kaynak bölgelerinde, bu hareket gerilmelerin artmasına sebep olarak,

sonuçta büyük depremler yaratmaktadır. 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminde KAF'da yaklaşık 4.0 m civarında sağ yanal atım meydana gelmiştir.

Türkiye'de bahsedilen levha hareketliliği sonucunda halihazırda deprem üreten ve Şekil 2.4'de sunulan 17 adet deprem kaynak bölgesi tanımlanmıştır, (Gülkan, vd. 1993).



Şekil 2.4: Türkiye'de deprem kaynak bölgeleri

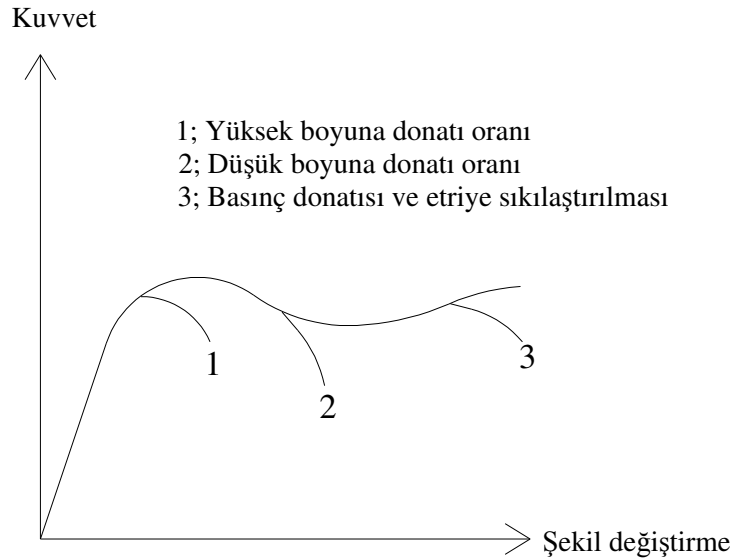
- | | |
|-----------|---------------------------------------|
| 1. Bölge | Kuzey Anadolu Fay Sistemi |
| 2. Bölge | Doğu Anadolu Fay Sistemi |
| 3. Bölge | Bitlis-Kenet Fay Kuşağı |
| 4. Bölge | Kuzey-Doğu Anadolu Fay Zonu |
| 5. Bölge | Balıklığöl, Çaldıran Fay Kuşağı |
| 6. Bölge | Batı Anadolu Horst-Graben Sistemi |
| 7. Bölge | Helen Yitim Kuşağı |
| 8. Bölge | Adana Havzası |
| 9. Bölge | Ecemiş Fay Zonu |
| 10. Bölge | Tuz Gölü Fay Zonu |
| 11. Bölge | Bartın Fay Seti |
| 12. Bölge | Akçakale – Suruç Horst-Graben Sistemi |
| 13. Bölge | Ovacık – Malatya Fay Zonu |
| 14. Bölge | Kırşehir – Salanda Fayı |
| 15. bölge | İnegöl – Eskişehir Fayı |
| 16. Bölge | Kovada- Kırkkavaklar Fayı |
| 17. Bölge | Akşehir Fayı |

Deprem yaratan bu aktif kaynaklar göz önünde bulundurularak, hâlihazırda yürürlükte olan “Türkiye Deprem Bölgeleri Haritası” hazırlanmıştır. Deprem haritasına göre ülkemiz 5 deprem bölgesine ayrılmış ve her bölge için etkin yer ivmesi verilmiştir. Verilen etkin yer ivmesi, bina önem katsayısı 1 olan binalar için şiddetli depreme karşı gelmektedir. Bu deprem tasarım depremi olarak adlandırılır ve söz konusu bölgede dönüşüm periyodu 475 yıl ve 50 yıllık süre içinde aşılma olasılığı %10 olmak üzere belirlenir.

3. YAPILARIN DEPREM ETKİSİNDEKİ DAVRANIŞLARININ MODELLENMESİ

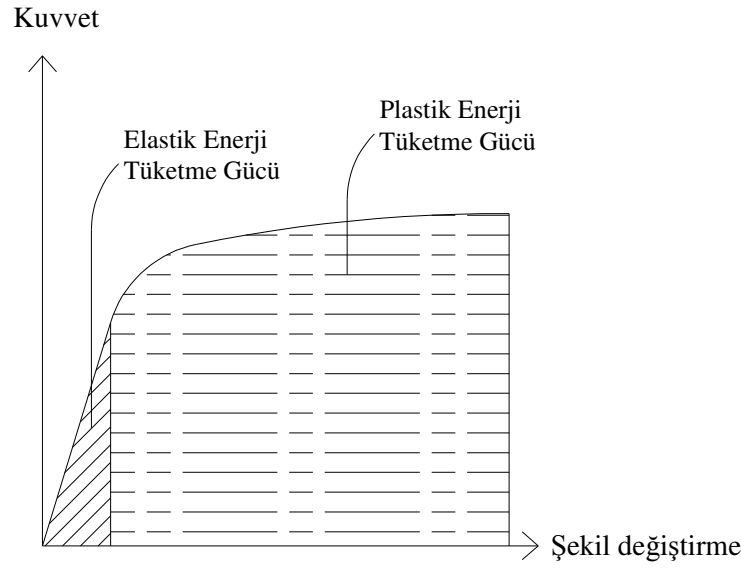
3.1. Yapı Elemanlarının Kuvvet-Şekildeğiştirme Özellikleri

Düşey ekseninde kuvvet ve yatay ekseninde şekildeğiştirme olmak üzere çizilen kuvvet-şekil değiştirme eğrilerinde; yapı elemanlarının kuvvet-şekil değiştirme özellikleri elemanın malzeme özelliklerine ve içyapısına bağlıdır. Betonarme bir elemanda, elemana koyulan boyuna ve enine donatı oranı, elemanın kuvvet-şekil değiştirme özelliklerini Şekil 3.1’de de görüldüğü gibi etkilemektedir, **(Celep, 2004)**. Yapı elemanları belli bir yük düzeyine kadar doğrusal elastik davranabilirler. Fakat elastik yük sınırı aşılarak eleman yüklenmeye devam ederse, elemanda kalıcı şekil değiştirmeler oluşmaya başlayarak, elemanın taşıdığı yük miktarında önemli bir değişiklik olmadan ve elemanın kalıcı şekil değiştirmeleri artarak, eleman yük taşımaya devam edecektir.



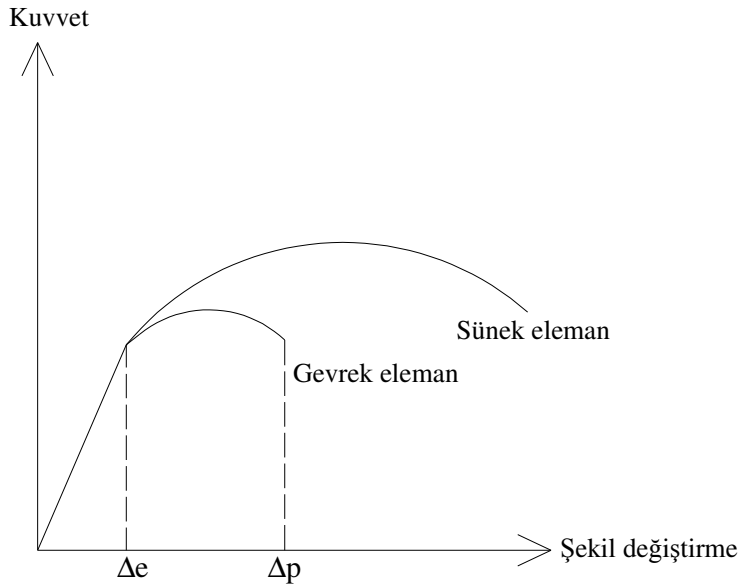
Şekil 3.1: Betonarme elemanın kuvvet-şekil değiştirme özellikleri

Kuvvet-şekil değiştirme eğrilerinin altında kalan alan, ele alınan elemanın enerji tüketme gücünü gösterir ve yapılan işe eşittir. Bu alan Şekil 3.2’de de görüldüğü gibi elastik ve plastik enerji tüketme gücü olarak ikiye ayrılabilir, **(Bayülke, 1998)**.



Şekil 3.2: Yapı elemanlarının enerji tüketme güçleri

Yapı elemanlarında elastik enerji tüketme gücü kısıtlı olmakla beraber, gerekli önlemlerin alınmasıyla plastik enerji tüketme güçleri artırılabilir. Yapı elemanlarının plastik enerji tüketme güçleri, süneklik kabiliyetleriyle orantılıdır. Genel anlamda süneklik, yükleme etkisindeki bir malzemenin göçmeden yaptığı şekil değiştirebilme kapasitesidir. Şekil 3.3'te de görüldüğü gibi sünek eleman daha fazla şekil değiştirebilir. Plastik uzamanın (δ_{max}) yani limit kopma uzamasının, elastik sınır uzamasına (δ_y) oranı da, süneklik oranı (μ) olarak adlandırılabilir.



Şekil 3.3: Sünek ve gevrek davranış biçimi

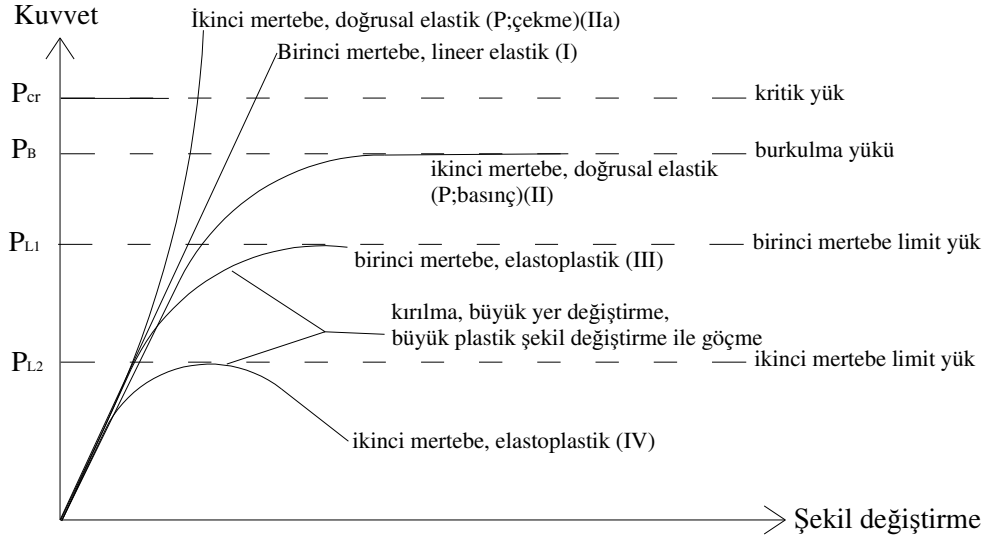
Dış yükler etkisindeki bir yapı sisteminin doğrusal ve doğrusal olmayan teorilere göre hesabı ile elde edilen kuvvet-şekildeğiştirme ($P-\Delta$) bağıntıları Şekil 3.4'te gösterilmiştir.

Malzemenin sınırsız olarak doğrusal-elastik varsayıldığı bir yapı sisteminin, artan dış yükler altında, elde edilen davranışı şekildeki (I) doğrusu ile gösterilmiştir. Eksenel kuvvetlerden oluşan ikinci mertebe etkilerinin hesaba katıldığı ikinci mertebe teorisinde ise, eksenel kuvvetin basınç veya çekme olmasına göre farklı sistem davranışları görülebilmektedir. Örneğin eksenel kuvvetin basınç olması halinde, (II) eğrisinden görüldüğü gibi, artan dış yüklerle daha hızla artan yer değiştirmeler karşı gelmektedir. Bazı özel durumlarda, burkulmadan sonra, artan yer değiştirmelere azalan yük parametresi karşı gelebilir. Asma sistemler gibi eksenel kuvvetin çekme olduğu durumlarda ise şekil (IIa) ile gösterilen $P-\Delta$ diyagramı pekleşen özellik gösterir.

Doğrusal olmayan malzemeden yapılmış sistemlerde, artan dış yüklerle birlikte iç kuvvetlerde artarak bazı kesitlerde doğrusal-elastik sınırı aşmakta ve bu kesitler dolayında doğrusal olmayan (plastik) şekil değiştirmeler meydana gelmektedir. Doğrusal olmayan şekil değiştirmeler genel olarak sistem üzerinde sürekli olarak yayılmaktadır. Buna karşılık, göçme sırasındaki toplam şekil değiştirmelerin doğrusal şekil değiştirmelere oranının büyük olduğu sünek malzemeden yapılmış sistemlerde, doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin plastik mafsallık (veya genel anlamda plastik kesit) adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde ise sistemin doğrusal-elastik davrandığı varsayılabilir. Bu varsayım plastik mafsallık hipotezi olarak isimlendirilmektedir. Plastik mafsallık hipotezinin esas alındığı bir yapı sisteminin birinci mertebe teorisine göre hesabında (III eğrisi), oluşan plastik mafsallar nedeni ile sistemin tümünün veya bir bölümünün mekanizma durumuna gelmesi taşıma gücünün sona erdiğini ifade eder. Bu yük birinci mertebe limit yük adını alır.

Doğrusallığı bozan her iki etkinin birden göz önüne alınması halinde, yani yapı sisteminin ikinci mertebe elastoplastik teoriye göre hesabıyla elde edilen $P-\Delta$ diyagramı şekilde (IV) eğrisi ile gösterilmiştir. Bu diyagram ilk kritik kesitte doğrusal-elastik sınırın aşılmasına kadar (II) eğrisini izlemekte, daha sonra oluşan plastik şekil değiştirmeler nedeniyle yer değiştirmeler daha hızlı olarak artmaktadır. Plastik mafsallık hipotezinin esas alındığı yapı sistemlerinde, dış yükler artarak bir P_{L2}

sınır değerine eşit olunca, meydana gelen plastik mafsallar nedeniyle rijitliği azalan sistemin burkulma yükü dış yük parametresinin altına düşer, diğer bir deyişle, $P-\Delta$ diyagramında artan yer değiştirmelere azalan yükler karşı gelir. Sistemin stabilite yetersizliği nedeniyle taşıma gücünü yitirmesine sebep olan bu yük parametresine ikinci mertebe limit yük denilmektedir.

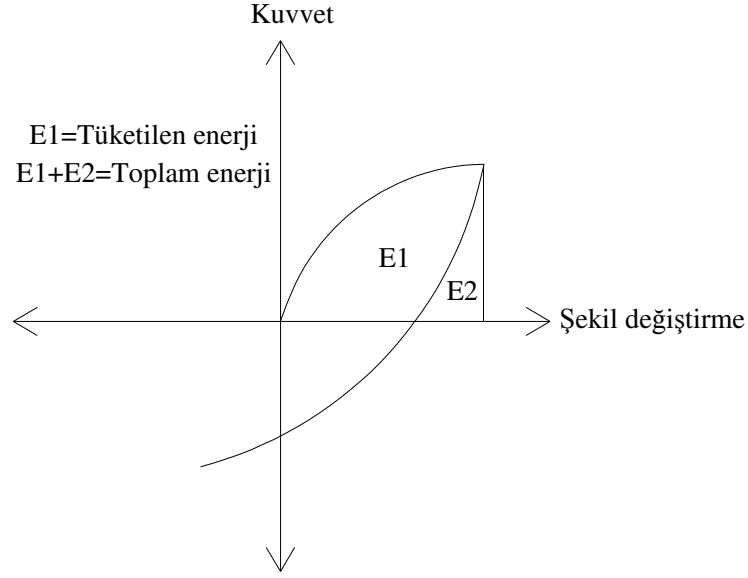


Şekil 3.4: Kuvvet-Şekil değiştirme ilişkileri

Bazı hallerde, dış yükler limit yüke erişmeden önce meydana gelen büyük yerdeğiştirmeler, büyük plastik şekil değiştirmeler ile betonarme sistemlerde oluşan çatlaklar ve kırılma yapının göçmesine neden olabilmektedir (Özer, 2005).

3.2. Tersinir Yükler Altında Davranış

Deprem yükünün sürekli yön değiştirmesi sonucu, yapı elemanının aynı noktasında bir anda basınç kuvvetleri görülürken, bir sonraki anda çekme kuvvetleri görülebilecektir. Bir çekme bir basınç olarak yükün yön değiştirmesi yapı elemanlarını oldukça zorlayıcı bir koşuldur ve yapı için ağır bir yükleme durumu oluşturmaktadır. Gevrek bir yapı tersinir yükler altında bir iki devir yaptıktan sonra yıkılırken, sünek yapı tersinir yükler altında çok daha fazla devir yapabilmektedir. Deprem yüklerinin tümü elastik olarak da karşılanabilir fakat bu sefer çok farklı bir konu gündeme gelmektedir. Deprem yüklerinin tamamı elastik olarak tüketildiğinde yapı maliyeti çok artmaktadır. Plastik olarak enerji tüketimine izin verildiğinde ise yapı maliyeti düşecektir.

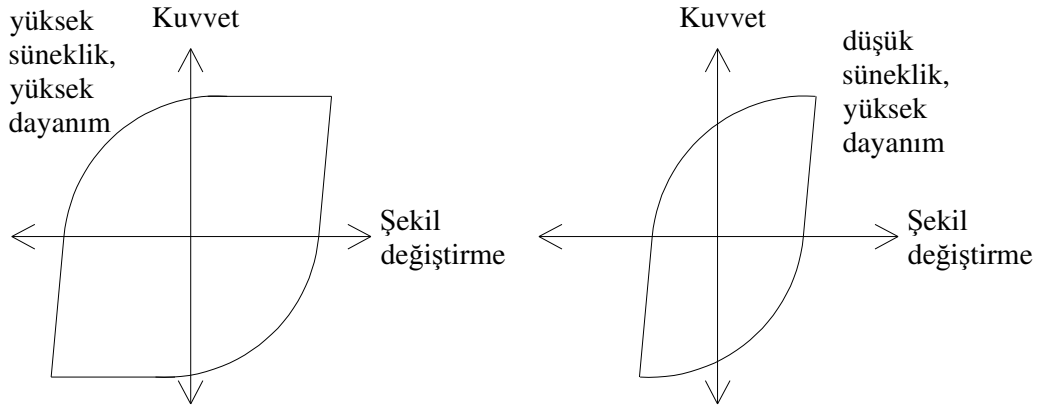


Şekil 3.5: Uygulanan ve tüketilen enerji (Bayülke, 1998)

Kuvvet-şekil değiştirme eğrisi altında kalan alanın tüketilen enerjiyi gösterdiği bir önceki bölümde bahsedilmiştir. Şekil 3.5’de uygulanan enerji ile tüketilen enerji gösterilmektedir. E2 bölgesi tüketilemeyen enerji olarak karşımıza çıkmaktadır. E1 bölgesinin büyüklüğü sistemin daha çok enerji tükettiğinin bir göstergesidir. Süneklik özelliklerine göre yapı elemanlarının histeresis eğrileri çok genel olarak sünek ve sünek olmayan davranış gösteren elemanlar için Şekil 3.6’da gösterilmektedir. Bu şekildeki histeresis eğrilerinin incelenmesinden de anlaşılacağı gibi, sünek elemanın enerji tüketebilme kapasitesi, sünek olmayan elemana oranla çok daha fazla olmaktadır.

Şekil 3.7’de bazı örnekleri görülen histeretik modellerin büyük bir kısmı deneysel araştırmalara dayanmaktadır (Yılmaz, 2006). Deney sonuçlarını yansıtan bu eğrilerin incelenmesiyle birçok elemanın enerji tüketme güçlerinin sınırlı olduğu görülmüştür. En iyi enerji tüketimi kirişte plastik mafsallaşmanın oluşması ile sağlandığı söylenebilir. Kolonda mafsallaşmanın olması da yüksek sünekliği olan bir davranış olmasına karşın, sistem çok erken labil hale gelecek ve göçecektir. Erken göçmeden dolayı yeterli çevrim elde edilemez, bu yüzden de kolonda mafsallaşma olan sistemlerin süneklik oranının yüksek fakat enerji tüketiminin çok az olduğu söylenebilir. Kirişlerde mafsallaşma ile yapının labil duruma gelmesi için bütün kiriş uçlarının ve daha sonra zemin kat kolonlarının tabanda mafsallaşması gerekir. Kolonda mafsallaşma ile yapının labil duruma gelmesi için ise yalnızca zemin kat

kolonlarının alt ve üst uçlarının mafsallaşması yeterlidir. Kirişlerin mafsallaşma ile büyük miktarda deprem enerjisi tüketmesi nedeni ile henüz bütün kat kirişleri mafsallaşmadan depremin bitmesi olasılığının daha yüksek olması nedeni ile yıkılma olmayacaktır.



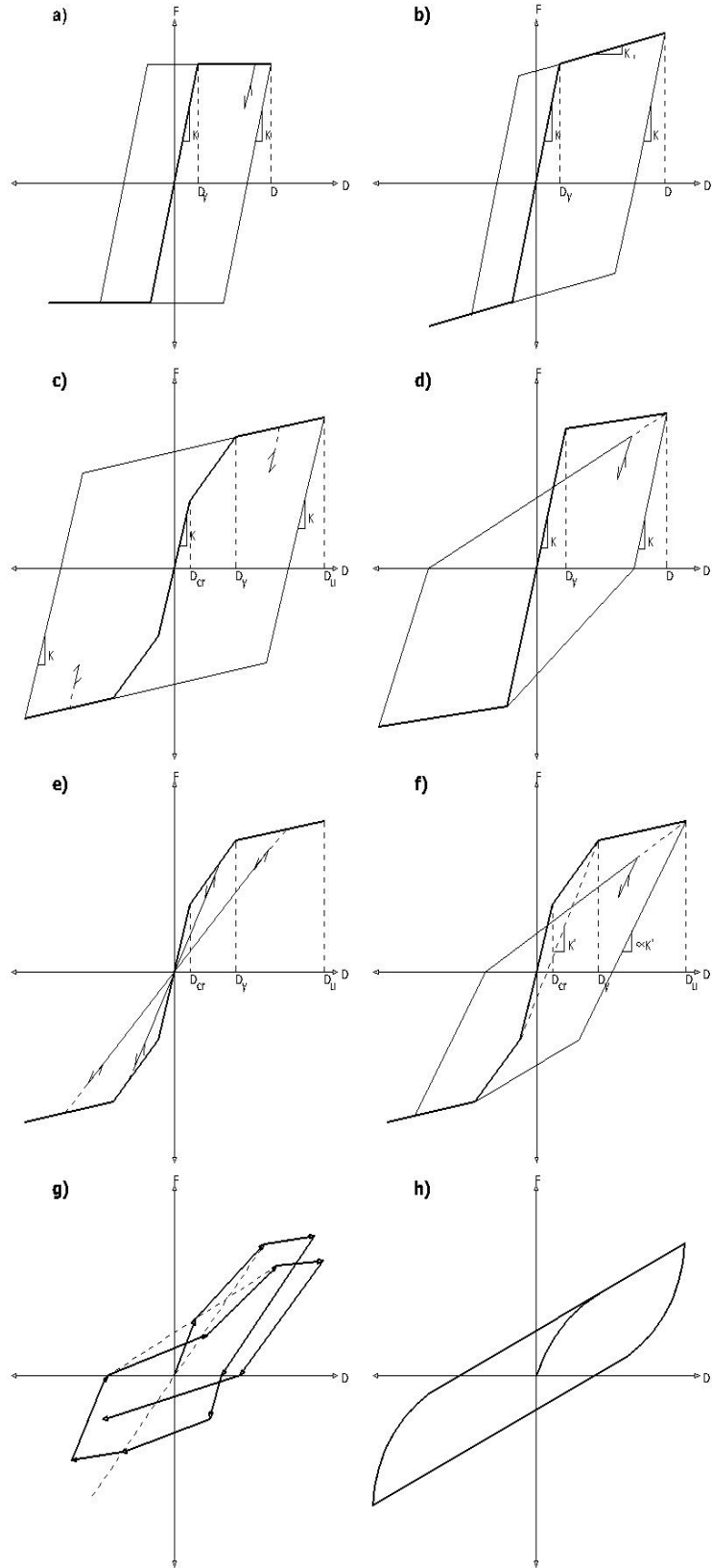
Şekil 3.6: Örnek histeresis eğrileri

Şekil 3.7’de bazı örnekleri görülen histeretik modellerden; *Elastoplastik modelde* iç kuvvet-şekil değiştirme eğrisinin ilk kısmı çatlama kesit davranışını temsil edecek şekilde doğrusal artan bir formdadır. Kesitin akmasından sonra ise rijitlikte herhangi bir değişimin olmadığı varsayılır. Bu bölümde gerçekleşecek bir yük boşalması elastik kısmın rijitliğinde oluşur.

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

Üç doğrulu modelde çift doğrulu modelden farklı olarak kesitteki çatlama da dikkate alınır. Bu yüzden değişim çatlama öncesi, çatlama sonrası ve akma sonrasını ifade eden üç doğru şeklindedir. Bu modelde gerçekleşen yük boşalması çatlama kesitin rijitliğine eşit şekilde oluşur.

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



Şekil 3.7: a) Elastoplastik, b) Çift doğrulu, c) Üç doğrulu, d) Clough, e) Başlangıca yönelik, f) Takeda, g) Roufaei-Meyer, h) Bouc-Wen histeretik modelleri

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

Roufaiel-Meyer modelinde rijitlik azalımının yanısıra dayanım azalımı da dikkate alınır. Değişim her yüklemede üç doğrudur. Fakat yük boşalmalarında rijitlikler farklılaşır.

3.3. Yapısal Düzensizlikler

Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (ABYYHY-98)'te depreme karşı davranışlarındaki belirsizliklerden ve yapıda meydana getirebilecekleri olumsuzluklardan dolayı, tasarımından ve yapımından kaçınılması gereken düzensiz yapılar, planda ve düşeyde düzensizlikler olarak ikiye ayrılmıştır.

Planda düzensizlik durumları, burulma düzensizliği, döşeme süreksizlikleri, planda çıkıntılar bulunması ve taşıyıcı eleman eksenlerinin birbirine paralel olmaması olarak 4 madde halinde sıralanabilir.

Düşey doğrultudaki düzensizlik durumları da, zayıf kat, yumuşak kat ve taşıyıcı sistemin düşey elemanlarında süreksizlik bulunması olarak 3 gruba ayrılabilir.

ABYYHY-98'de ayrıntılı olarak açıklanmış bu olan bu düzensizlik durumlarından, kaçınılması ve kaçınılmaz hallerde de yük artırılarak hesap yapılması ABYYHY-98'de önerilmektedir.

4. YAPILARIN DEPREM ETKİSİNDE ÇÖZÜMLEME YÖNTEMLERİ

Yapıların deprem etkisindeki davranışlarının irdelenmesi ve anlaşılabilmesi amacıyla çeşitli çözüm yöntemleri geliştirilmiştir. Bu yöntemler detaylı sayısal hesaba dayanan yöntemler ve gözlemlerin ağırlıklı olduğu daha basit hesaplara dayanan yöntemler olarak iki kısımda incelenebilir. Bu bölümün ilk kısmında, deprem analizleri için geliştirilmiş taşıyıcı sisteme ve yer hareketine dayalı hesap modelleri, ikinci kısmında da genellikle gözlemlerle ve basit hesaplarla yapılabilecek hızlı değerlendirme yöntemleri ele alınacaktır.

4.1. Taşıyıcı Sistem ve Yer Hareketlerine Dayalı Hesap Modelleri

Çalışmada, öncelikle deprem etkisindeki yapıların davranışının irdelenmesi bakımından geliştirilmiş ve uygulanmakta olan çeşitli hesap modellerinin ana prensiplerinin ve uygulanması hakkındaki yöntemlerin özetlenmesi hedeflenmektedir.

Günümüzde depremlerin yapı üzerindeki etkilerinin analizi için kullanılmakta olan hesap modelleri, basitten karmaşığa doğru; statik ve dinamik esaslı hesap yöntemleri olarak gruplanabilir. En genel olarak kullanılan yöntemler; Eşdeğer Statik Yükleme, Mod Birleştirme Yöntemi, Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi, Doğrusal Olmayan Statik Analiz ve Doğrusal Olmayan Dinamik Analiz olarak sayılabilir.

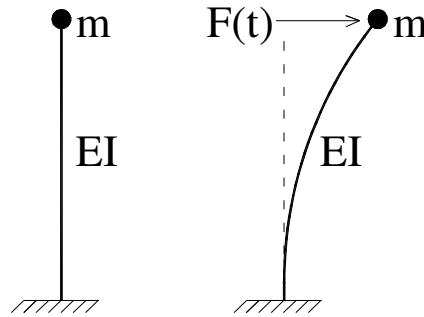
4.1.1 Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi

Eşdeğer deprem yüğü yönteminde yapının birinci modunun, ötelenme modu olduğu kabul edilerek, katlara etkiyen deprem kuvvetlerinin kat kütlesi ve katın temelden yüksekliği ile orantılı kabul edilir. Titreşim periyodunun hesabında ve deprem yükünün dağıtılmasında, yapının hakim ötelenme periyodu yani birinci mod periyodu esas alınmaktadır. Dengede bulunan bir sisteme dış kuvvet etkiğinde, kuvvetler dengesine göre, iç kuvvetler toplamı (sönüm kuvvetleri, yay kuvvetleri ve eylemsizlik kuvvetleri), dış kuvvetler toplamına eşit olduğundan, tek serbestlik

dereceli bir sistemde (TSDS), m kütle, c sönüm, k rijitlik ve u yerdeğiştirme olmak üzere;

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = F(t) \quad (4.1)$$

diferansiyel denklemi yazılabilir ve bu diferansiyel denklemin çözümüyle de ' u ' yerdeğiştirmesi bulunabilir. TSDS'de elde edilen yerdeğiştirmeler, Şekil 4.1'de de görüldüğü gibi, zemin seviyesinden itibaren yukarı doğru artmaktadır.



Şekil 4.1: Tek serbestlik dereceli sistemde yerdeğiştirme

Bu yerdeğiştirme şeklinin, taban kesme kuvvetinin katlara dağılımı ile benzerlik gösterdiği çok açıktır. Katlara etkiyen deprem kuvvetleri de zeminden yukarıya doğru çıktıkça artmaktadır.

4.1.2. Mod Birleştirme Yöntemi

Viskoz sönüme sahip çok serbestlik dereceli (ÇSD) doğrusal sistemlerin dinamik davranışı klasik modal analiz ile belirlenebilir. Böyle sistemlerde doğal frekanslar ve titreşim modları çözümlenir ve hareket denklemleri modal koordinatlara dönüştürülerek ayırık hale getirilir. Böylece her titreşim modunun tepkisi birbirinden ayrı olarak hesaplanabilir ve modal karşılıklar toplam karşılığı belirlemek için birleştirilebilir. Her mod, kendi özel yerdeğiştirme dizilimine, mod şekline, kendi doğal frekansına ve sönüm değerine sahiptir. Modal karşılıklar, ilgili moda ait titreşim özelliklerine sahip (doğal frekans ve sönüm) TSD bir sistemin analiziyle zamana bağlı bir fonksiyon olarak hesaplanabilir. Bu TSD denklemler analitik olarak ifade edilebilen titreşimler için yukarıda tarif edilen TSD sistemler için çözüm yöntemlerinden biri ile, sayısal olarak ifade edilen titreşimler için de zaman adım metotları ile çözülebilirler (**Chopra, 2001**).

Mod birleştirme yöntemi nispeten kolay uygulanabilir bir yöntem olmakla birlikte, yapı karmaşıklaştıkça ve bilinmeyen sayısı arttıkça hesap yükü de o oranda artmaktadır. El ile hesap yapılarak bu yöntemi uygulamak, az katlı ve basit binalarda mümkün olurken, çok katlı yapılarda, yapı sisteminin serbestlik derecesinin artmasından dolayı, çözüm için gerekli olacak sistem matrislerinin de mertebesi artacak ve bilinmeyen sayısının artmasına bağlı olarak, çözüm oldukça uzayacaktır.

Bu yöntemde ilk olarak, k rijitlik, m kütle ve ω açısal frekans olmak üzere, $k - \omega^2 m = 0$ denklemi çözülerek açısal frekanslar ve bunlara bağlı olarak da serbest titreşim periyotları ve mod şekilleri bulunur. Daha sonra bu mod şekilleri ve periyotlara bağlı olarak iç kuvvet ve yerdeğiştirmeler bulunur.

Doğrusal elastik bir sisteme bütün modların katkısı gözönüne alınarak, matematiksel kesinlikte sonuç elde edilebilir. Ancak, orta ve şiddetli bir depremde, taşıyıcı sistemin doğrusal elastik ötesi davranmasının söz konusu olmasının yanında, taşıyıcı sistemin ve deprem hareketinin parametrelerindeki belirsizlik nedeniyle matematiksel kesinlikte bir çözüme gidilmesi çok mümkün değildir. Dolayısıyla hesap hacminin sınırlı tutulması amacıyla göz önüne alınan mod sayılarının aşırı artırılmaması istenir. Yüksek modların katkısının üst katlardaki kesme kuvveti ve eğilme momentine, alt katlarınkinden daha çok etkili olduğu görölmüştür. Genel olarak alışılagelen düzlem çerçevelerde ilk iki modun hesaba katmanın hatanın, yaklaşık olarak %15 in altına düşmesini sağladığı tespit edilmiştir.

4.1.3. Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi

Bu yöntemde gerçek ya da benzetilmiş deprem kayıtları kullanılmaktadır. Bu kayıtlara göre depremin ve yapının ivme, hız ve yerdeğiştirme değerleri sayısal analiz yöntemlerinden yararlanarak hesaplanmakta ve yapıya gelen yatay kuvvetler ve ötelemeler hesaplanmaktadır.

Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (ABYYHY, 1998)'te ivme kayıtlarının $\pm 0.05g$ dışında kalan kısmının yapının birinci doğal periyodunun 5 katından ve 15 saniyeden az olmaması öngörölmüştür. Ayrıca, kaydedilmiş veya üretilmiş deprem kaydının %5 sönümle bulunacak $A(t) / g$ boyutsuz spektral ivme değerlerinin bütün periyotlar için, yönetmelikte verilen $S(T)$ spektrum katsayısı değişiminin %90'ından az olmamalıdır. Taşıyıcı sistemin davranışı doğrusal elastik

kabul edilmesi durumunda, spektral ivme değerinin, R_a , deprem y¼k¼ azaltma katsayısıyla azaltılabileceği belirtilmiştir.

4.1.4. Doğrusal Olmayan Statik Analiz

Mevcut yapıların değerlendirilmesinde ve yeni yapılacak yapıların projelendirilmesinde, doğrusal ve doğrusal olmayan analiz olmak üzere iki farklı analiz yöntemi olduğunu bilinmektedir. Doğrusal analiz yöntemlerinde malzemenin doğrusal davranış gösterdiği kabul edilerek hesaplar yapılırken, doğrusal olmayan analiz yöntemlerinde malzemenin doğrusal davranışın ötesine geçerek, kalıcı şekil değiştirmeler içeren bir davranış gösterdiği kabul edilir. Doğrusal olmayan analiz yöntemleri genellikle zaman tanım alanında analize dayanmaktadır. Fakat bu yöntemin hesap yükünün ve hesap süresinin oldukça fazla olması, kullanımı daha kolay olan basitleştirilmiş yöntemlere yönelmeyi gerektirmiştir. Kapasite Spektrum Yöntemi de bu yöntemlerden biridir. Doğrusal olmayan bir analiz yöntemi olan kapasite spektrum yöntemi, binanın toplam taban kesme kuvveti ile en üst katındaki meydana gelen yerdeğiştirme arasındaki ilişkiyi temsil eden kapasite eğrisiyle, sismik yer hareketini temsil eden talep spektrumu eğrisinin karşılaştırılması ile yapıya ait performansın belirlenmesine olanak tanır. Doğrusal analiz yöntemleri, yapının elastik kapasitesini ve ilk akmanın nerede meydana geleceğini açık bir şekilde göstermesine rağmen plastik mafsalların oluşması durumunu ve akma sırasındaki kuvvet dağılımını göstermekte yetersiz kalmaktadır.

Bu analizin yapılış amacı: (1) Yapıların artan yatay yükler altında doğrusal olmayan davranışlarının ve göçme şekillerinin belirlenmesi, (2) Deprem etkisinde yapıda oluşabilecek plastik mafsalların, yapı içindeki dağılımının bulunması, (3) Toplam ve göreceli yerdeğiştirmelerin bulunması, (4) Yapı sisteminin sünekliği hakkında bilgi elde edilmesi, (5) Plastik kesitlerdeki şekil değiştirmeleri belirlemek olarak sıralanabileceği gibi, kısaca yapıların deprem etkisindeki davranışlarının belirlenerek, yapı hakkında değerlendirme yapılması ve güvenliğinin belirlenmesi de denebilir.

Sistemin artan yatay yükler altında, öngör¼len bir yerdeğiştirmeye erişmesi veya sistemin labil hale gelerek güç tükenmesine erişmesi incelenir. En üst kat için öngör¼len hedef yerdeğiştirme, boyutlama depreminde ortaya çıkması beklenen yerdeğiştirme olarak kabul edilir.

4.2. Hızlı Değerlendirme Yöntemleri

Deprem yönetmeliklerinin gelişen teknoloji ve artan bilgi birikimi nedeniyle sürekli olarak güncelleniyor ve hatta şartlarını da ağırlaştırıyor olması nedeniyle, depremselliği yüksek ve nüfus yoğunluğu fazla olan İstanbul gibi metropollerde, mevcut yapı stokunun da sürekli olarak iyileştirilmesi ve hatta yenilenmesi durumu söz konusu olmaktadır. Yaklaşık 1,000,000 bina türü yapının olduğu İstanbul gibi bir kentte ise bu işlemin yapılabilmesinin çok ciddi düzeyde ekonomik, hukuki ve işgücü yükü olduğu açıktır. Bu bakımdan yapıların kısa sürede ve ekonomik olarak değerlendirilebilmesi amacıyla yaklaşık yöntemler geliştirilmiştir. Burada ise, dünya çapında kabul görmüş olan ATC-21, FEMA-310 ve Japon indeks yöntemleri ele alınacaktır.

4.2.1. Hızlı davranış değerlendirme yöntemi

Bu değerlendirme yöntemi, deprem dayanımı düşük olan yapıların, kapsamlı analizler yapılmaksızın, mevcut yapı stoku içerisinde seçilebilmesini hedeflemektedir. ATC-21’de verilen bu yöntemin ana prensibi puanlama sistemine dayanır. İncelenen her yapıya yapının taşıyıcı sistem türüne, barındırdığı olumsuzluklara ve yerel zemin koşullarına bağlı olarak bir puan verilerek bu puana göre yapılar değerlendirilir. Yapılara verilecek puanın, yapının herhangi bir depremdeki davranışını temsil etmesi esas alınmıştır. Buna göre, yüksek puanlı bir yapının; olası bir depremde, taşıyıcı sisteminin yeterli olabileceği, ihtimalinin yüksek olduğu söylenebilir. Yöntem kolay ve uygulanması az masraflı bir yöntem olup, yerleşim bölgelerindeki yapı stoku hakkında fikir vermesi açısından da çok önemlidir. Yapılacak böyle bir incelemeden sonra gerekli görülen yapıların, daha ayrıntılı değerlendirilmesi yapılarak olası bir depremdeki güvenlikleri belirlenebilir. Yöntemin uygulanması sırasında herhangi bir mühendislik hesabı yapılmaz, sadece gözlemlere dayanır ve toplanan bilgiler değerlendirilerek puanlandırılır, (Celep, 2004).

4.2.2. Davranış değerlendirme yöntemi

Bu yöntemde de amaç mevcut bir yapının zayıf noktalarının belirlenmesi ve olası hasarların engellenmesidir. Bu yöntemde, özellikle göçme durumunun belirlenmesinde elemanların taşıması gerekli yük (D_e) ile taşıyabileceği yükün (C_e)

oranının (D_e / C_e) belirlenmesi önem kazanır. (D_e / C_e) oranının büyük olduğu yerler tekrar gözden geçirilerek göçme durumunun incelenmesi yöntemin son adımını oluşturur. Yöntem aşağıdaki bölümlerden oluşmaktadır.

İlk olarak yapının bulunduğu yerde bilgi toplanması gerekmektedir. Fotoğraf çekilmesi ve kroki çizilmesi ile ilk bilgiler elde edilebilir. Daha sonra temel zeminine ait bilgilerin toplanması ve taşıyıcı sistemle ilgili hesap ve çizimlerin de elde edilmesi önemlidir.

Taşıyıcı sistemin yatay yükler altındaki çözümü için eşdeğer deprem yöntemi yeterli olacaktır. Eğer binanın önceden yapılmış hesapları mevcutsa bunların incelenmesi de yeterli olabilir. Taşıyıcı sistemin parçası olmayan elemanlarında deprem durumundaki devrilme durumları incelenmeli, gerektiğinde bağlanarak önlem alınmalıdır.

Taşıyıcı sistemin çözümlenmesi sonucu bulunacak taşınması gerekli kesit etkisi “Q” ve taşınabilecek kesit etkisi (kapasite) “C” olduğuna göre, güvenliğin sağlanması için herhangi bir elemanda $Q < C$ olmalıdır.

Hazırlanacak sonuç raporda taşıyıcı sistemin tanıtımı ve incelemenin kapsamı bulunmalıdır. Gözönüne alınan elemanlar için Q ve C karşılaştırılması verilebilir. Q sabit ve hareketli yükleri de içerdiği için, D_e / C_e oranı da verilmelidir. D_e / C_e oranı büyük olan elemanların hasar görmesi olasıdır bu elemanların liste şeklinde verilmesi uygundur, (Celep, 2004).

4.2.3. Japon İndeks Yöntemi

Yöntemin uygulanmasından önce, taşıyıcı sistem, yapının yaşı ve binanın boyutları hakkında bilgi toplanır. Esas olarak sistem altı kattan daha az katlı perdeli ve perdesiz yapılara uygulanır. Taşıyıcı sistemi yıpranmış 30 yıldan daha yaşlı, yangın geçirmiş, malzeme kalitesi çok düşük veya alışılmamış taşıyıcı sisteme sahip yapılara uygulanması uygun değildir. Bulunan indeksin yüksek değerleri yapının deprem davranışının iyi olduğunu gösterir. Taşıyıcı sistem için hesaplanacak olan I_s indeksi yapının her katı ve her doğrultu için ayrı ayrı belirlenir.

$$I_s = E_0 \cdot S_D \cdot T \quad (4.2)$$

E_0 ana indeks, S_D tasarım ve boyutlama indeksi, T zamanla bozulma indeksi’dir.

Sistemde kısa kolon mevcutsa ana indeks (4.3) formülü ile hesaplanacaktır. Kısa kolon mevcut değilse (4.4) kullanılabilir. Formülde, n bodrum dışındaki toplam kat sayısı, i ele alınan kat, C_{sc} kısa kolon dayanımı, C_w perde dayanımı, C_c kolon dayanımı, f_w perde süneklik indeksi (~ 1.0), f_{sc} kısa kolon süneklik indeksi (~ 0.8), a_1 (~ 0.7 ; eğer $C_w=0$ ise 1.0 alınır), a_2 ve a_3 (~ 0.7 ve ~ 0.8) yerdeğiştirme katsayısı'dır.

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} (C_{sc} + a_2 C_w + a_3 C_c) f_{sc} \quad (4.3)$$

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} (C_w + a_1 C_c) f_w \quad (4.4)$$

Kolon ve perde dayanımları, f_{cd} beton tasarım basınç dayanımı (MPa), W göz önüne alınan kat üzerindeki yapı ağırlığı (MN), A_{sc} kısa kolon kesit alanı (m^2), A_{c1} temiz yükseklik/kesit yüksekliği < 6 olan kolonların kesit alanı (m^2), A_{c2} temiz yükseklik/kesit yüksekliği > 6 olan kolonların kesit alanı (m^2), A_{w1} iki taraftan başlıklı perdelerin kesit alanı (m^2), A_{w2} tek taraftan başlıklı perdelerin kesit alanı ve A_{w3} başlıksız perdelerin kesit alanı (m^2) olmak üzere, aşağıdaki formüllerle hesaplanmıştır.

$$\begin{aligned} C_{sc} &= \frac{f_{cd}}{200W} \cdot 15A_{sc} \\ C_c &= \frac{f_{cd}}{200W} \cdot (30A_{c1} + 7A_{c2}) \\ C_w &= \frac{f_{cd}}{200W} \cdot (30A_{w1} + 20A_{w2} + 10A_{w3}) \end{aligned} \quad (4.5)$$

Hesaplama sonucu bulunan deprem indeksi I_s , bir karşılaştırma indeksi I_{SO} ile kıyaslanarak, binanın depreme karşı güvenli olduğuna ($I_s > I_{SO}$) veya depreme karşı yetersiz olduğuna ($I_s < I_{SO}$) karar verilir. Karşılaştırma indeksi olarak;

$$I_{so} = E_s ZGU \quad (4.6)$$

olarak ön görülmüştür. Ana karşılaştırma indeksi E_s birinci, ikinci ve üçüncü inceleme seviyelerinde, sırasıyla 0.8, 0.6 ve 0.6 olarak kabul edilir. Bölge indeksi Z, deprem bölgesi katsayısı olup 0.7 den küçük alınmaması önerilmiştir. Zemin indeksi G, zemin yapı etkileşimi ve zeminin büyütme etkisini içeren bir büyüklüktür. Kullanım indeksi U, yapının önem katsayısı olarak kabul edilebilir ve deprem sonrası kullanıma gerek olan yapılar için 1.25 alınabilir, (Celep ve Kumbasar, 2004).

5. DÜZENSİZLİK İÇEREN ÖRNEK BİR YAPININ İRDELENMESİ

5.1. Yapısal Özellikler

Çalışmada incelenen betonarme çok katlı yapı, birbirlerinden 5 cm'lik dilatasyonla ayrılmış iki bloktan oluşmakta ve her iki blokta da 2 bodrum kat bulunmaktadır. Şekil 5.1'de görülen birinci blok 2 bodrum katı dahil toplam 13 kat ve Şekil 5.2'de görülen ikinci blok ise bodrum katları dahil olmak üzere toplam 5 kattan oluşmaktadır. Bu çalışmada esas olarak, Şekil 5.3 ve Şekil 5.4'de kolon yerleşim planları, Şekil 5.5'de de kesiti görülen 13 katlı birinci blok ele alınmıştır. Taşıyıcı sistemi betonarme kolon ve perdelerden oluşan yapıda, bodrum kat döşemeleri 24 cm kalınlığında kirişsiz döşeme olup diğer katlar da 22 cm kalınlığında kirişsiz döşemeler kullanılmıştır. Ayrıca yapının beton sınıfı C18, donatısı S220 ve binanın yaşı da 23'dür.



Şekil 5.1: Ön cepheden görünüş



Şekil 5.2: Arka cepheden görünüş

Birinci derece deprem bölgesinde bulunan yapının, zemin sınıfı Z2, bina önem katsayısı $I=1$ ve taşıyıcı sistem davranış katsayısı $R = 4$ olarak alınmıştır.

Ayrıca yapıda, hareketli yük 200 kg/m^2 , kar yükü 80 kg/m^2 alınmıştır. Kat kütlelerinin hesabında kullanılacak hareketli yük katılım katsayısı da 0.3' tür. Ölü yük 'g' ve hareketli yük 'q' olmak üzere kat ağırlıkları aşağıdaki şekilde hesaplanarak, Tablo 5.1'de görülen kat ağırlıkları ve kat kütleleri elde edilmiştir.

$$W = g + 0.3q \quad (5.1)$$

Tablo 5.1: Kat kütleleri

Kat	Alan (m^2)	Ağırlık (kN)	Kat Kütle (kNsn ² /m)
Bodrum 2	260	-	-
Bodrum 1	260	3090	315
Zemin	260	2660	271
1	200	1850	189
2	280	2370	242
3	280	2370	242
4	300	2480	253
5	300	2480	253
6	300	2480	253
7	300	2480	253
8	300	2480	253
9	300	2480	253
10	300	2480	253
11	300	2660	271
Toplam:		32360	3299

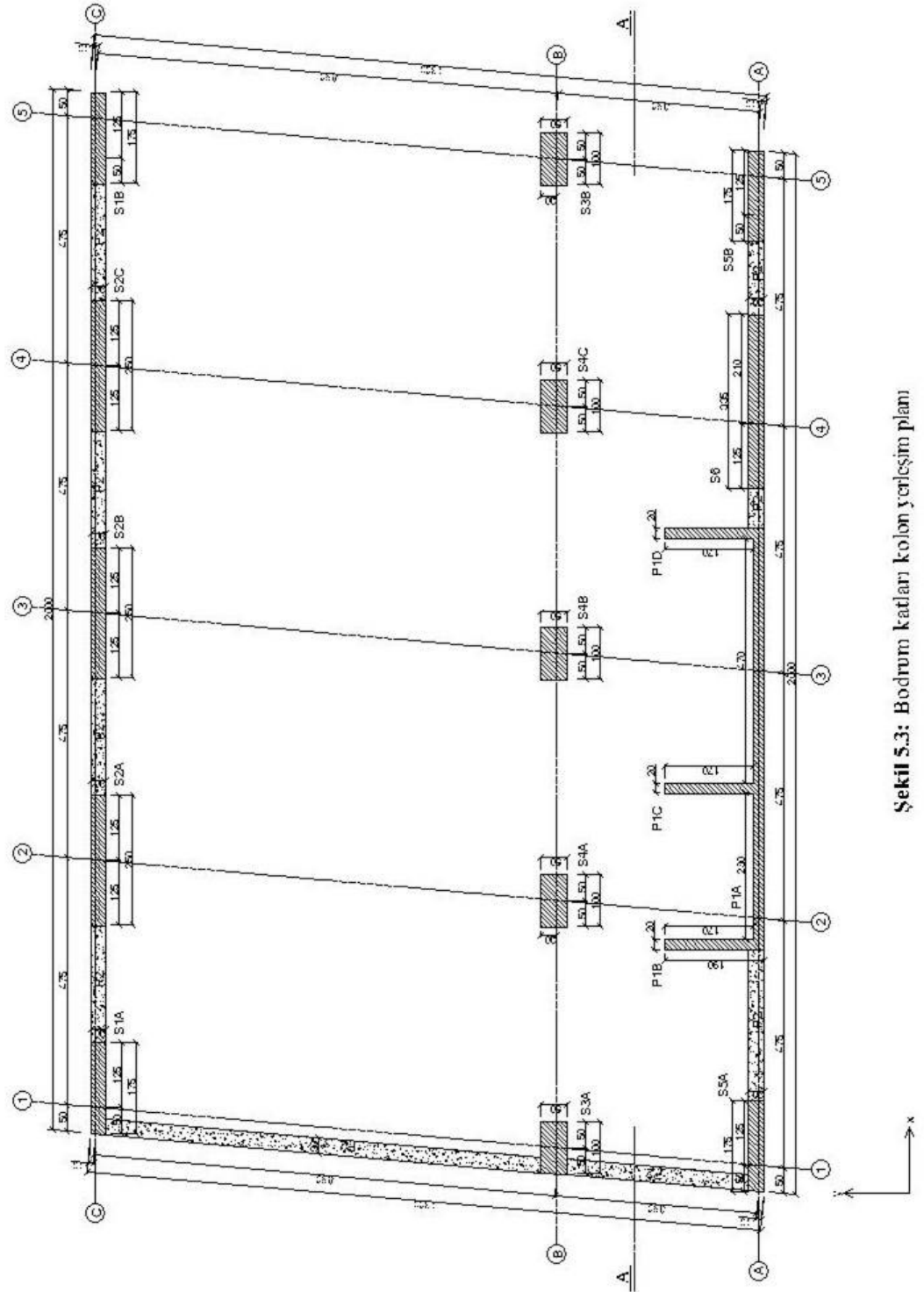
5.2. Yapının Bilgisayar Modelinin Oluşturulması

Betonarme perde, kolon ve kirişlerden oluşan yapının taşıyıcı sistemi, Sap2000 (Versiyon 8) programında 3 boyutlu olarak modellenmiştir. Dügüm noktası sayısının ve buna bağlı olarak da hesap yükünün artması istenmediğinden, döşemeler modele katılmamıştır fakat döşemelerin sabit yükü ve döşemeler üzerindeki hareketli yükler kirişlere (kolon şeritlerine) aktarılmıştır.

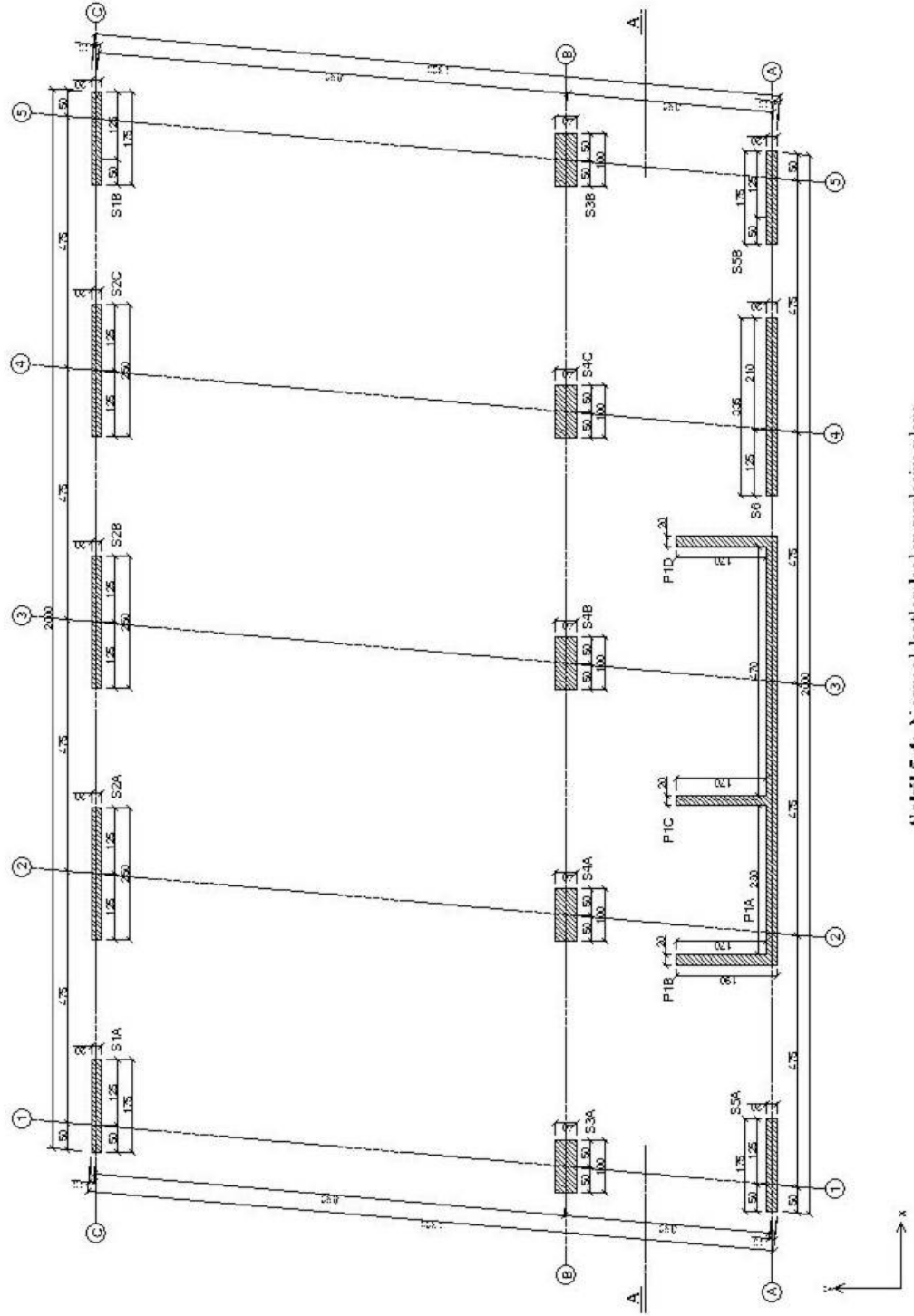
şekil 5.6’da görülen, 3 boyutlu modellenmiş sistemlerin hesabında bilinmeyen sayısını azaltmak için betonarme döşemeler pratik olarak kendi düzlemleri içinde sonsuz rijit kabul edilmiş ve hesaplar bu kabule göre yapılmıştır. Bunun için her katta döşeme düzlemi içinde bulunan tüm noktalar seçilerek rijit diyafram olarak sisteme tanıtılmıştır.

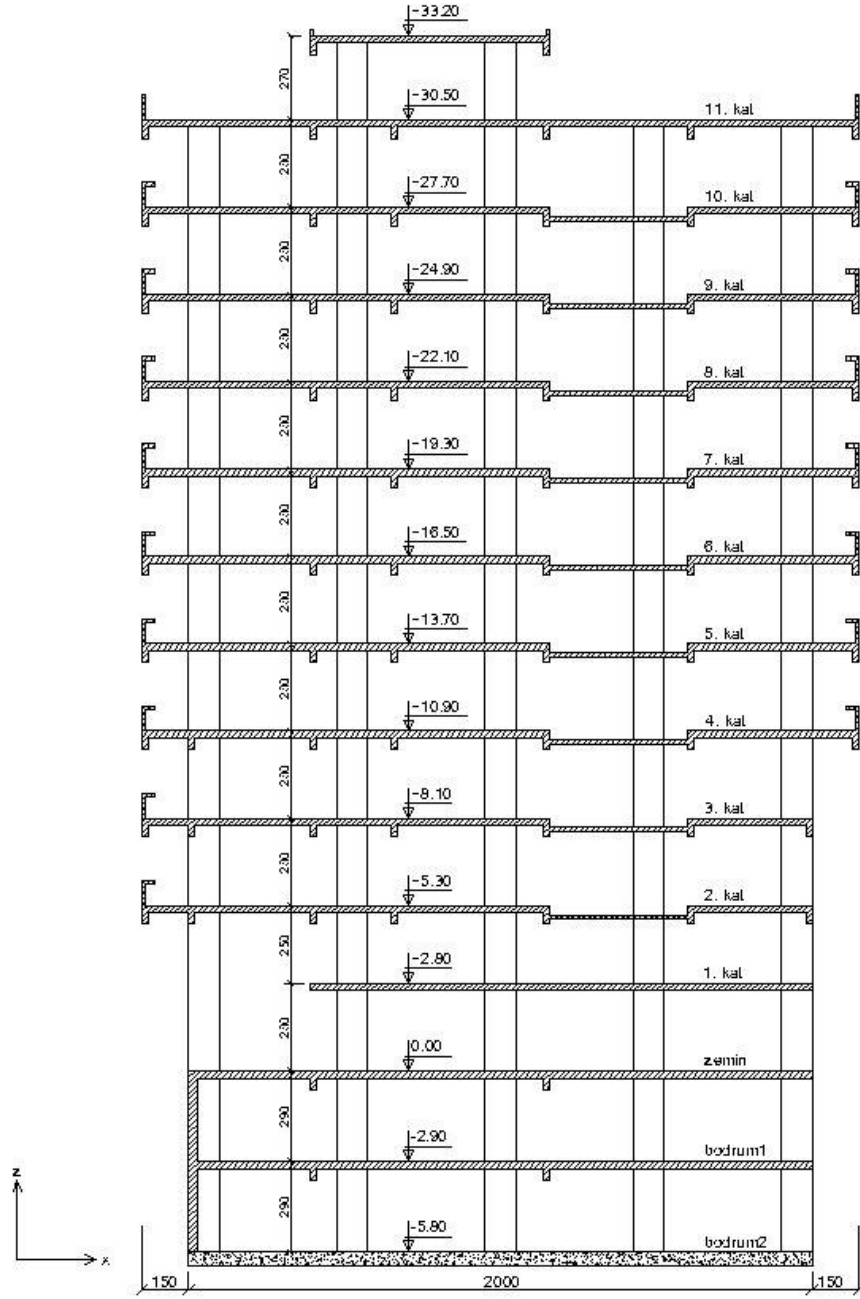
Perdelerin modellenmesinde, çubuk sistem veya sonlu elemanlar modelinden ikisi de kullanılabilir. Perdelerin hesabında sonlu elemanlar yönteminin uygulanmaya başlaması 1960’lı yıllara rastlamaktadır ancak bu yöntem uygulanırken hesap süresi uzamakta ve değerlendirme aşaması oldukça zahmetli olmaktadır. Bu nedenle tasarımıda, çubuk sistemler çoğunlukla halen kullanılmaktadır, (**Doran, 2004**).

Bu çalışmada da perdeler, kolon ve kirişler gibi çubuk sistem olarak modellenmiştir. Fakat perde davranışının daha iyi gösterilebilmesi amacıyla, perdelerin uçlarına, genişliklerinin fazla olmasından dolayı ve kendi içinde rijit olmalarından dolayı, perdeye göre daha rijit fiktif kirişler eklenmiştir. Ayrıca belirtmek gerekir ki; fiktif çubukların rijitliği diğer elemanların rijitliklerinin, stabilite problemine yol açmayacak şekilde, 10 ~ 100 katı alınabilir, (**Özer, 2004**).

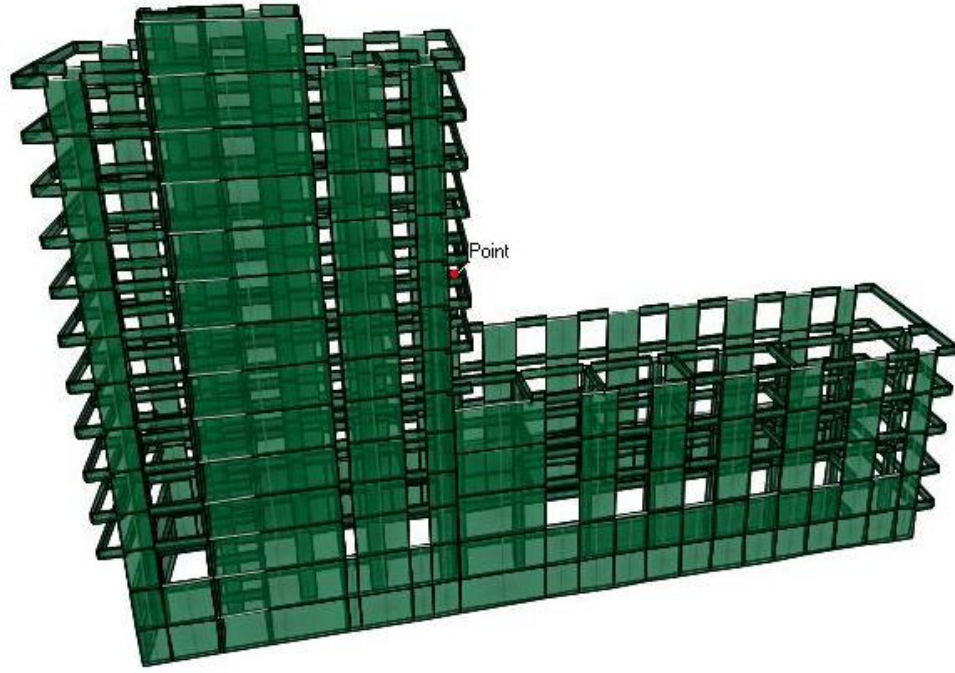


Şekil 5.3: Bodrum katları kolon yerleşim planı





Şekil 5.5: A-A kesiti



Şekil 5.6: Yapının bilgisayar modeli

5.3. Japon Sismik İndeks Yöntemi Kullanılarak Yapının Mevcut Durumunun Değerlendirilmesi

Esas olarak altıdan daha az katlı yapılara uygulanmakta olan bu yöntemle ele alınacak yapıda, değerlendirme zemin kat ve 11. normal kat için her iki doğrultuda ve birinci inceleme seviyesinde kalarak yapılacaktır. İlk olarak 'x' doğrultusunda inceleme yapılacaktır. Tablo 5.2'de zemin kat kolonlarına ait özellikler görülmektedir.

Taşıyıcı sistem için hesaplanacak olan I_s indeksi yapının zemin katı ve her iki doğrultu için Ek-D'de görüldüğü gibi belirlenecektir.

Ele alınan yapı için x doğrultusunda $C_{sc}=0.06$, $C_c=0.15$ ve $C_w=0.16$ olarak bulunmuştur. E_0 ana indeks bulunurken, kısa kolon göz önüne alınarak ve alınmayarak ayrı ayrı hesap edilip büyük olan alınmıştır. $E_0=0.26$ ($0.26>0.23$) olarak seçilmiştir. S_D tasarım ve boyutlama indeksi, T zamanla bozulma indeksi de ilgili tablolar yardımıyla $S_D=0.77$ ve $T=0.9$ olarak bulunmuştur. Bu değerlere bağlı olarak da $I_s=0.26 \times 0.77 \times 0.9=0.183$ bulunur. Karşılaştırma indeksi de $I_{s0}=0.56$ olarak hesaplanmıştır. $I_{s0} > I_s$ ($0.56>0.183$) olarak bulunduğu için yapının x doğrultusundaki davranışı belirsizdir.

Tablo 5.2: Zemin kat kolonları (x doğrultusu için)

X DOĞRULTUSUNDA 1. İNCELEME SEVİYESİ					
Kolon Adı	X yönü uz. (cm)	Y yönü uz. (cm)	Yükseklik (cm)	h / x	Tip
S1 A	175	20	508	2.9	Kolon
S1 B	175	20	258	1.5	Kısa kolon
S2 A	250	20	258	1.0	Kısa kolon
S2 B	250	20	258	1.0	Kısa kolon
S2 C	250	20	258	1.0	Kısa kolon
S3 A	100	40	508	5.1	Kolon
S3 B	100	40	258	2.6	Kolon
S4 A	100	40	258	2.6	Kolon
S4 B	100	40	258	2.6	Kolon
S4 C	100	40	258	2.6	Kolon
S5 A	175	20	508	2.9	Kolon
S5 B	175	20	258	1.5	Kısa kolon
S6	335	20	258	0.8	Perde
P1 A	810	20	258	0.3	Perde
P1 B	20	170	258	12.9	Perde
P1 C	20	170	258	12.9	Perde
P1 D	20	170	258	12.9	Perde

Yapının y doğrultusu için de, Tablo 5.3 aşağıdaki gibi hazırlanmıştır.

Tablo 5.3: Zemin kat kolonları (y doğrultusu için)

Y DOĞRULTUSUNDA 1. İNCELEME SEVİYESİ					
Kolon Adı	X yönü uz. (cm)	Y yönü uz. (cm)	Yükseklik (cm)	h / y	Tip
S1 A	175	20	508	25.4	Kolon
S1 B	175	20	258	12.9	Kolon
S2 A	250	20	258	12.9	Kolon
S2 B	250	20	258	12.9	Kolon
S2 C	250	20	258	12.9	Kolon
S3 A	100	40	508	12.7	Kolon
S3 B	100	40	258	6.5	Kolon
S4 A	100	40	258	6.5	Kolon
S4 B	100	40	258	6.5	Kolon
S4 C	100	40	258	6.5	Kolon
S5 A	175	20	508	25.4	Kolon
S5 B	175	20	258	12.9	Kolon
S6	335	20	258	12.9	Perde
P1 A	810	20	258	12.9	Perde
P1 B	20	170	258	1.5	Perde
P1 C	20	170	258	1.5	Perde
P1 D	20	170	258	1.5	Perde

Ele alınan yapı için aynı hesaplar tekrar edilerek y doğrultusunda $C_c=0.064$ ve $C_w=0.159$, $E_0=0.204$, $S_D=0.77$, $T=0.9$ bulunmuş ve bunlara bağlı olarak $I_s=0.141$ bulunmuştur. Karşılaştırma indeksi olarak da $I_{s0}=0.56$ hesaplanmıştır.

$I_{s0} > I_s$ ($0.56 > 0.141$) olarak bulunduğu için yapının y doğrultusundaki davranışı da belirsizdir.

En üst katta x doğrultusunda yapılan hesapta bulunan $I_s=0.090$ ve y doğrultusunda yapılan hesapta bulunan $I_s=0.077$ indeksleri I_{s0} karşılaştırma indeksinin altında kaldığından ($I_{s0} = 0.56 > I_s$) bu katta da davranış belirsizdir.

5.4. Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile Hesap

3 boyutlu olarak modellenmiş olan binada, ilk olarak Sap2000 (Versiyon 8) programında binanın, her iki deprem doğrultusunda da sönümsüz serbest titreşim analizi yapılarak 1. mod periyodu x doğrultusunda 0.53 s ve y doğrultusunda da 1.76 s olarak bulunmuştur.

İlk olarak mevcut yapının ne kadar yatay kuvvete göre hesaplandığını görmek için yapıda ABYYHY-75'e göre taban kesme kuvveti bulunmuştur. Bu amaçla ilgili yönetmeliğin ilgili tablolarından deprem bölge katsayısı $C_0=0.1$ (1. derece deprem bölgesi), yapı tipi katsayısı $K=0.8$ (iki yönde perde), bina önem katsayısı $I=1$ alınarak, yapı dinamik katsayısı da Z2 için x doğrultusunda $S=1.10$ ve y doğrultusunda $S=0.47$ olarak hesaplanmıştır. Bu değerlere bağlı olarak deprem katsayısı $C = C_0 \cdot K \cdot S \cdot I$ formülüyle x doğrultusu için $C=0.088$ ve y doğrultusu için $C=0.0376$ olarak hesaplanmıştır. Daha sonra W yapı ağırlığı olmak üzere $F = C \times W$ formülü ile taban kesme kuvveti x doğrultusu için 2848 kN ve y doğrultusu içinde 1217 kN olarak hesaplanmıştır.

ABYYHY-98'e göre ise ilk olarak bulunan periyotlara bağlı olarak spektrum katsayısı $S(T)$ belirlenmiş, daha sonra yapının kullanım durumuna (I) ve bölgenin depremselliğine (A_0) bağlı olarak spektral ivme katsayısı $A(T)$ hesaplanmıştır. Ağırlığı da hesaplanmış olan binada $W \cdot A(T_1) / R_a(T_1)$ formülü ile taban kesme kuvvetleri x doğrultusunda 6390 kN ve y doğrultusunda da 2508 kN olarak elde edilmiştir. Ek eşdeğer deprem yükleri ise x doğrultusunda 237 kN ve y doğrultusunda da 308 kN olarak bulunmuştur. Daha sonra bulunan eşdeğer deprem

kuvvetleri Tablo 5.4’de ve Tablo 5.5’de görüldüğü gibi her iki doğrultu içinde katlara dağıtılmıştır.

Her iki yönetmeliğe göre yapılan hesap sonuçlarından da görüldüğü gibi ABYYHY-98’e göre yapılan hesapta bulunan taban kesme kuvvetleri eski yönetmeliğe göre bulunan değerlerden yaklaşık olarak 2~2.5 kat daha fazla elde edilmiştir.

Tablo 5.4: Kat kesme kuvvetleri (x doğrultusunda)

Diyafram	w:Ağırlık (kN)	h:Yükseklik (m)	wi.hi (kN.m)	kat kesme kuvveti (kN)	x yönü moment (kN.m)
D1	3090	2.9	8961	87.26	56.72
D2	2660	5.8	15428	150.24	97.66
D3	1850	8.6	15910	154.93	100.71
D4	2370	11.1	26307	256.18	166.52
D5	2370	13.9	32943	320.80	208.52
D6	2480	16.7	41416	403.32	262.16
D7	2480	19.5	48360	470.94	306.11
D8	2480	22.3	55304	538.56	350.06
D9	2480	25.1	62248	606.18	394.02
D10	2480	27.9	69192	673.80	437.97
D11	2480	30.7	76136	741.43	481.93
D12	2480	33.5	83080	809.05	525.88
D13	2660	36.3	96558	940.30	611.19

Tablo 5.5: Kat kesme kuvvetleri (y doğrultusunda)

Diyafram	w:Ağırlık (kN)	h:Yükseklik (m)	wi.hi (kN.m)	kat kesme kuvveti (kN)	y yönü moment (kN.m)
D1	3090	2.9	8961	31.20	31.20
D2	2660	5.8	15428	53.72	53.72
D3	1850	8.6	15910	55.40	55.40
D4	2370	11.1	26307	91.60	91.60
D5	2370	13.9	32943	114.70	114.70
D6	2480	16.7	41416	144.21	144.21
D7	2480	19.5	48360	168.38	168.38
D8	2480	22.3	55304	192.56	192.56
D9	2480	25.1	62248	216.74	216.74
D10	2480	27.9	69192	240.92	240.92
D11	2480	30.7	76136	265.10	265.10
D12	2480	33.5	83080	289.27	289.27
D13	2660	36.3	96558	336.20	336.20

Bulunan kat kuvvetleri her katta %5 dış merkezlikten doğan momentler de göz önüne alınarak yapının her kattaki ağırlık merkezine uygulanarak yapı analiz edilmiştir.

Her iki doğrultuda da yapılan düzensizlik kontrollerinde, η_{bi} burulma düzensizliği katsayısı ve η_{ki} rijitlik düzensizliği katsayısı olmak üzere, yapıda A1 burulma düzensizliği ($\eta_{bi} > 1.2$) ve B2 komşu katlar arası rijitlik düzensizliği ($\eta_{ki} > 1.5$) belirlenmiştir. Bu düzensizlik durumlarıyla ilgili değerler Tablo 5.6 ve Tablo 5.7’de özetlenmiştir.

Tablo 5.6: A1 ve B2 düzensizlik kontrolleri (x doğrultusu için)

Nokta	x yönü maksimum kat ötelemesi (cm)	x yönü görel kat ötelemesi (cm)	ortalama öteleme (cm)	η_{bi} : A1 burulma düzensizliği	η_{ki} : B2 yumuşak kat düzensizliği
1b	0.0199	0.0199	0.0293	1.3212	0.5308
1c	0.0386	0.0386			
2b	0.0553	0.0355	0.0551	1.3560	0.4019
2c	0.1134	0.0747			
3b	0.2059	0.1505	0.1371	1.0978	0.8023
3c	0.2371	0.1237			
4b	0.4139	0.2081	0.1709	1.2175	0.7781
4c	0.3708	0.1337			
5b	0.6873	0.2733	0.2196	1.2445	0.9489
5c	0.5367	0.1659			
6b	0.9756	0.2883	0.2315	1.2457	1.0008
6c	0.7113	0.1746			
7b	1.2617	0.2861	0.2313	1.2371	1.0392
7c	0.8877	0.1764			
8b	1.5343	0.2726	0.2225	1.2249	1.0719
8c	1.0602	0.1725			
9b	1.7858	0.2515	0.2076	1.2112	1.1049
9c	1.2240	0.1638			
10b	2.0107	0.2249	0.1879	1.1969	1.1427
10c	1.3749	0.1509			
11b	2.2051	0.1945	0.1644	1.1825	1.1863
11c	1.5094	0.1344			
12b	2.3674	0.1623	0.1386	1.1706	1.2339
12c	1.6243	0.1150			
13b	2.4989	0.1315	0.1123	1.1704	0.1123
13c	1.7175	0.0932			

Tablo 5.7: A1 ve B2 düzensizlik kontrolleri (y doğrultusu için)

Nokta	y yönü maksimum kat ötelemesi (cm)	y yönü görelî kat ötelemesi (cm)	ortalama öteleme (cm)	nbi A1 burulma düzensizliği	nki B2 yumuşak kat düzensizliği
1a	0.0307	0.0307	0.0548	1.4407	0.3604
1b	0.0790	0.0790			
2a	0.1189	0.0882	0.1521	1.4201	0.2509
2b	0.2950	0.2161			
3a	0.6722	0.5533	0.6064	1.0875	0.7815
3b	0.9545	0.6594			
4a	1.3975	0.7253	0.7759	1.0653	0.7801
4b	1.7811	0.8266			
5a	2.3243	0.9268	0.9947	1.0683	0.9305
5b	2.8438	1.0627			
6a	3.2989	0.9747	1.0691	1.0883	1.0186
6b	4.0072	1.1634			
7a	4.2744	0.9755	1.0495	1.0706	1.0406
7b	5.1308	1.1236			
8a	5.2127	0.9382	1.0086	1.0698	1.0799
8b	6.2098	1.0790			
9a	6.0818	0.8691	0.9340	1.0695	1.1269
9b	7.2086	0.9989			
10a	6.8525	0.7707	0.8288	1.0701	1.1943
10b	8.0955	0.8869			
11a	7.4958	0.6433	0.6940	1.0730	1.3193
11b	8.8401	0.7446			
12a	7.9785	0.4827	0.5260	1.0824	1.6750
12b	9.4095	0.5694			
13a	8.2535	0.2750	0.3140	1.1244	0.3140
13b	9.7626	0.3531			

Deprem yönetmeliğimize göre yapıda A1 ve B2 türü düzensizlik bulunduğu için yapıda eşdeğer deprem yükü yöntemiyle deprem kuvvetlerinin bulunmasına izin verilmez ve yapıda dinamik hesap yapılması zorunludur.

5.5. Mod Birleştirme Yöntemi ile Hesap

Mod birleştirme yöntemiyle yapının deprem hesapları yapılmadan önce yapının mod şekillerinin, periyotlarının ve hesaba katılacak mod sayısının belirlenmesi gerekmektedir. Deprem yönetmeliğimize göre her bir mod için hesaplanan etkin kütlelerin toplamının yapının toplam kütlelerinin %90'ın dan az olmaması gerekir ayrıca etkin kütlesi bina kütlelerinin %5'in den fazla olan tüm modlar da hesaba katılacaktır. Aşağıdaki tabloda da görüldüğü gibi yapıda ilk olarak serbest titreşim analizi yapılmış, mod şekilleri ve periyotları belirlenmiştir.

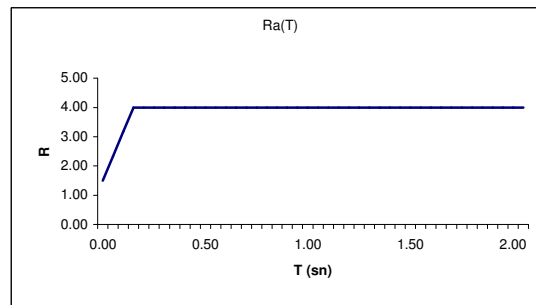
Tablo 5.8: Modal frekans ve periyotlar

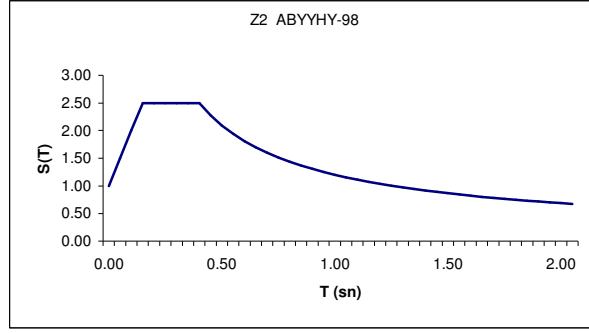
Mod sayısı	Frekans (1/sn)	Periyot (sn)
1	0.545	1.835
2	1.231	0.812
3	2.004	0.499
4	2.074	0.482
5	4.145	0.241
6	4.309	0.232
7	6.852	0.146
8	7.301	0.137
9	7.983	0.125
10	8.174	0.122

Tablo 5.8’de verilen modal periyotlar arasında $T_i < T_j$ olmak üzere herhangi iki periyot arasında $T_i/T_j < 0.80$ şartı sağlanmadığından modal büyüklükleri birleştirmek için tam karesel birleştirme kuralı kullanılmıştır.

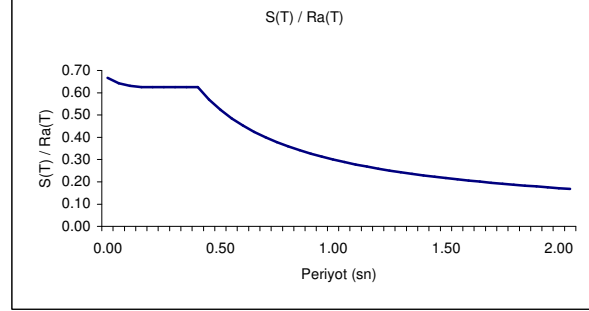
Tablo 5.8’de de görüldüğü gibi altıncı moddan itibaren periyotlar 0.15 saniyenin yani T_A değerinin altına düşmektedir. Deprem yönetmeliğimizde periyodun $0 < T < T_A$ arasında olduğu hallerde, deprem yükü azaltma katsayısı Şekil 5.7’de de görüldüğü gibi T ye bağlı bir fonksiyon olarak verilmiştir $[R_a = 1.5 + (R - 1.5) \frac{T}{T_A}]$. Şekil 5.8’de

görülen ve deprem yönetmeliğimizde tanımlanmış olan ivme spektrumunun, Şekil 5.7’te tanımlanmış olan deprem yükü azaltma katsayısına bölünmesiyle, hesaba esas teşkil edecek ve bilgisayar programına tanımlanacak olan Şekil 5.9’daki azaltılmış ivme spektrumu elde edilir. Burada dikkat edilmesi gereken husus, $S(T) / R_a(T)$ değeri boyutsuz olduğundan bu değer $0.4 \times 1.0 \times 981 = 392.4 \text{ cm/s}^2$ ($A_0 \times I \times g$) ile büyütülmesi gerekir. Bu amaçla programda spektrumun tanıtıldığı bölümde büyütme faktörü olarak 392.4 alınmıştır.

**Şekil 5.7:** Deprem yükü azaltma katsayısı



Şekil 5.8: Z2 için tanımlanmış ivme spektrumu



Şekil 5.9: Azaltılmış ivme spektrumu

Hazırlanan spektrumun programa tanıtılmasıyla analize hazır hale gelen modelin, analizinin sonucunda elde edilen taban kesme kuvvetleri Tablo 5.9'da ve enüst kat ötelemeleri de Tablo 5.10'da verilmiştir.

Tablo 5.9: Taban kesme kuvvetleri

Kombinasyon		X doğrultusu (kN)	Y doğrultusu (kN)
g+q+MBx	Max	4139.4	181.9
g+q+MBx	Min	-4139.4	-181.9
g+q+MBx	Max	181.9	2133.2
g+q+MBx	Min	-181.9	-2133.2

Tablo 5.10: En üst kat ötelemeleri

Kombinasyon		X doğrultusu (cm)	Y doğrultusu (cm)
g+q+MBx	Max	1.32	1.20
g+q+MBx	Min	-1.36	0.96
g+q+MBx	Max	0.04	8.08
g+q+MBx	Min	-0.08	-5.92

Mod birleştirme yöntemiyle elde edilen taban kesme kuvvetinin (V_{tb}), eşdeğer deprem yükü yöntemiyle bulunan taban kesme kuvvetine (V_t) oranı, $V_{tb}/V_t=4139.4/6390=0.65<\beta=1$ olduğundan dolayı, ABYYHY-98'e göre bulunan tüm iç kuvvet ve yerdeğiştirme büyüklükleri $\beta \cdot V_t / V_{tb}=1.5$ ile büyütülecektir.

Kolon ve perde kapasiteleri kontrol edilirken buna göre elde edilmiş iç kuvvetler kullanılacaktır.

5.7. Zaman Tanım Alanında Hesap

Bu çalışmada Tablo 5.11’de maksimum ivme, hız ve deplasman değerleri ve Şekil 5.10’de ivme-zaman, Ek-A’da da hız-zaman ve yerdeğiştirme-zaman grafikleri gösterilmekte olan Imperial Valley, Kobe, Northridge ve Tokachi-oki (Hachinohe) depremleri kullanılmıştır.

Tablo 5.11: Çalışmada kullanılan depremlerin maksimum değerleri

Deprem	Amax (g)		Vmax (cm/sn)		dmax (cm)	
Imperial Valley	0.347	4.08'inci saniyede	34.90	4.14'üncü saniyede	14.50	10.54'üncü saniyede
Kobe	0.834	8.46'inci saniyede	91.13	8.26'inci saniyede	21.00	8.46'inci saniyede
Northridge	0.843	4.14'inci saniyede	130.00	3.68'inci saniyede	32.60	4.16'inci saniyede
Tokachi-oki	0.229	4.15'inci saniyede	32.89	3.81'inci saniyede	19.96	25.07'inci saniyede

- *Imperial Valley, California Depremi, El Centro kaydı 18 Mayıs 1940*

Bu çalışmada Imperial Valley depremi kuzey–güney bileşeni kaydı kullanılmıştır. Deprem maksimum ivmesi 0.3495g ve büyüklüğü 7.1’dir.

- *Kobe Depremi 17 Ocak 1995*

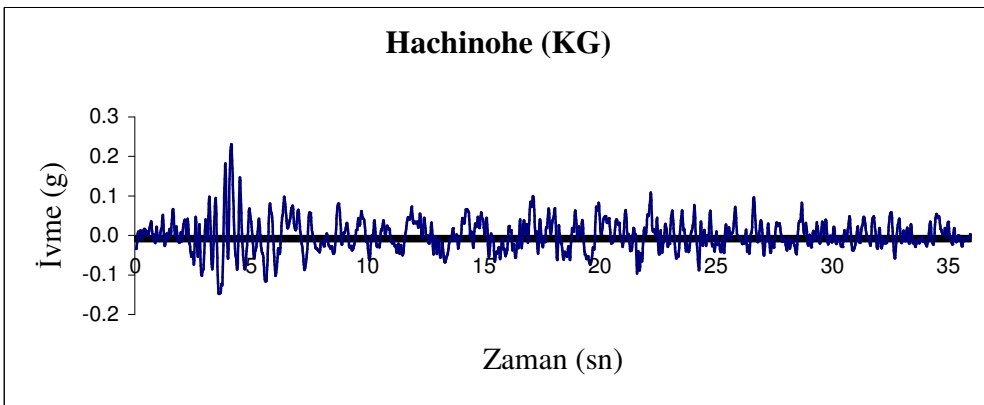
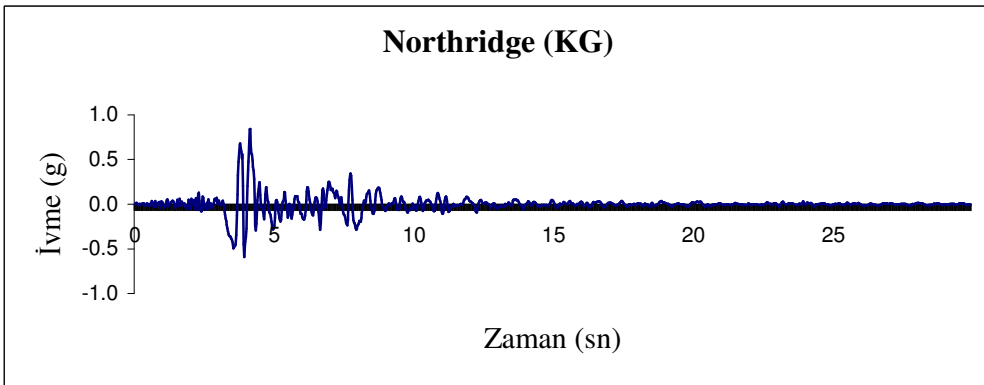
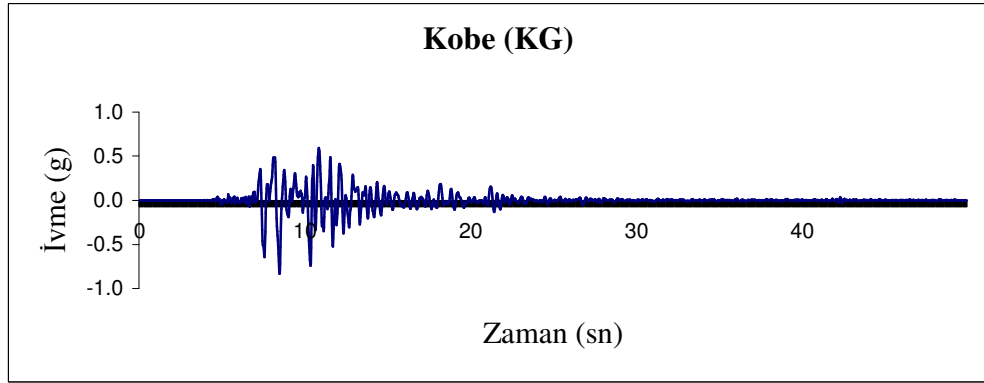
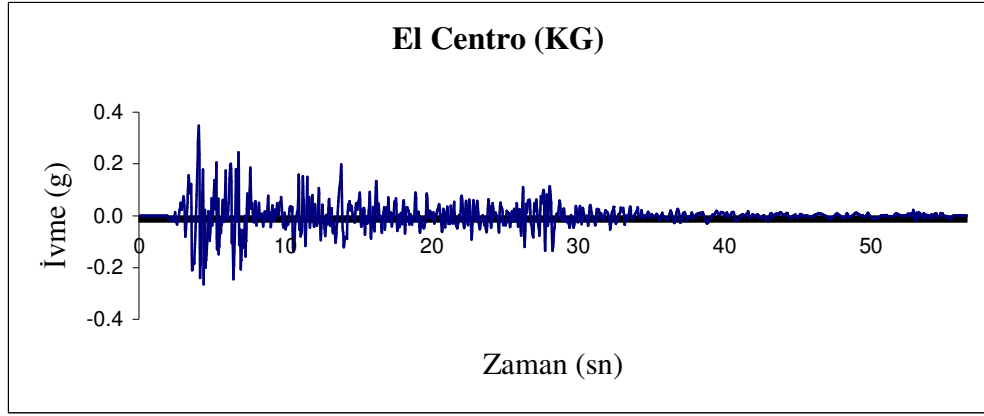
Japonya’nın Kobe kentinde 17 Ocak 1995 tarihinde meydana gelmiştir. Bu çalışmada Kobe depreminin kuzey-güney bileşeni kaydı kullanılmıştır. Maksimum ivmesi 0.8337g ve büyüklüğü 7.2’dir.

- *Northridge Depremi, 17 Ocak 1994*

A.B.D’nin Kaliforniya eyaletinde 17 Ocak 1994 tarihinde meydana gelmiştir. Bu çalışmada Northridge depreminin kuzey-güney bileşeni kaydı kullanılmıştır. Maksimum ivmesi 0.8428g ve Büyüklüğü 6.8’dir.

- *Tokachi-oki (Hachinohe) Depremi, 16 Mayıs 1968*

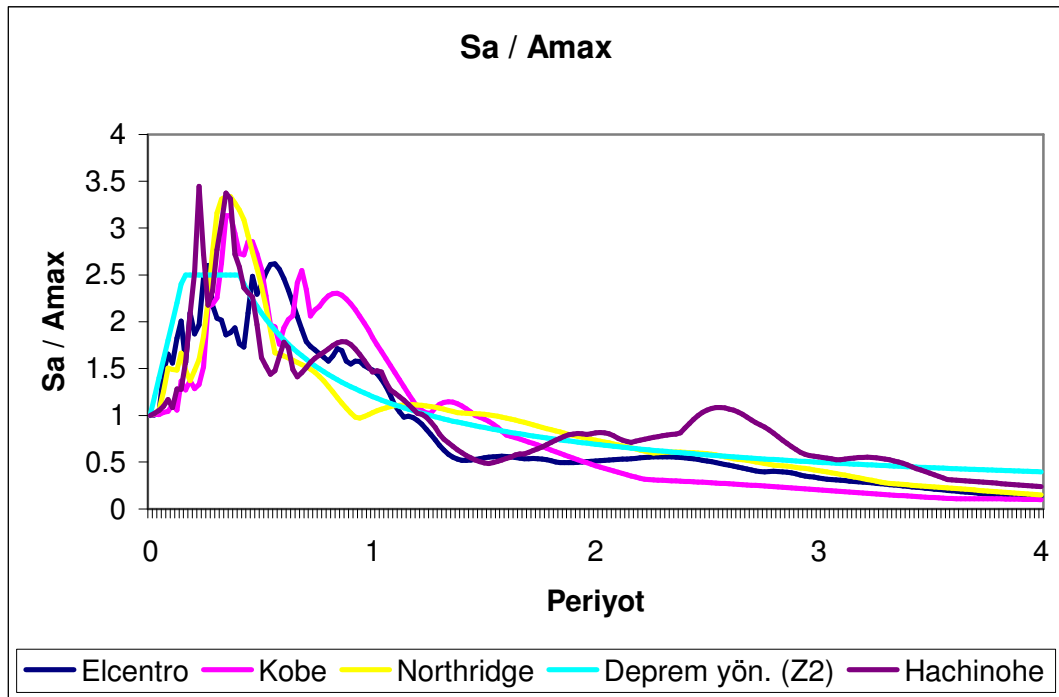
Japonya’nın Hachinohe şehrinde 16 Mayıs 1968 tarihinde meydana gelmiştir. Bu çalışmada Hachinohe depreminin Kuzey-Güney bileşeni kaydı kullanılmıştır. Maksimum ivme 0.2294g ve büyüklüğü 7.9’dur.



Şekil 5.10: Çalışmada kullanılan deprem kayıtları ivme-zaman grafikleri

Her deprem de yapıya x ve y doğrultularında ayrı ayrı uygulanmış ve her iki doğrultuda maksimum taban kesme kuvvetleri ve maksimum tepe noktası deplasmanları bulunmuştur. Zaman tanım alanında hesaplar yapılırken deprem yükü azaltması yapılmamış, ivme kayıtları tam olarak kullanılmıştır.

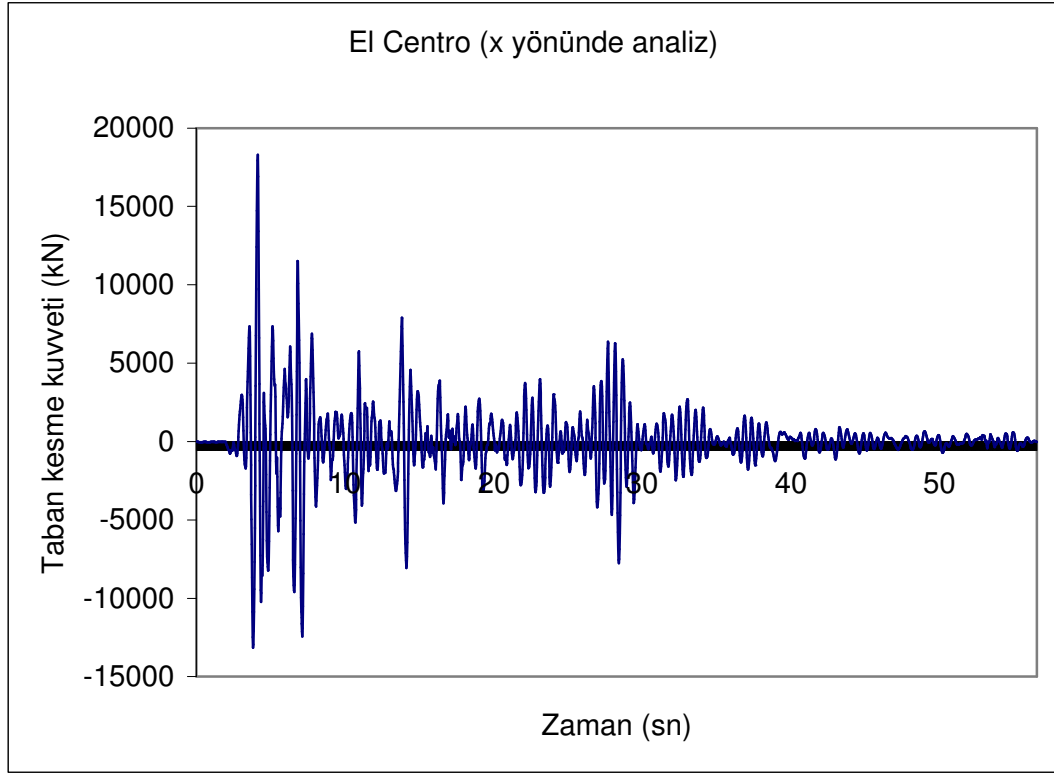
Ele alınan kayıtların spektral ivme değerleri bulunmuş ve normalize edilerek deprem yönetmeliğinin Z2 türü zeminler için önerdiği spektrumla karşılaştırılması şekil 5.11’de gösterilmiştir.



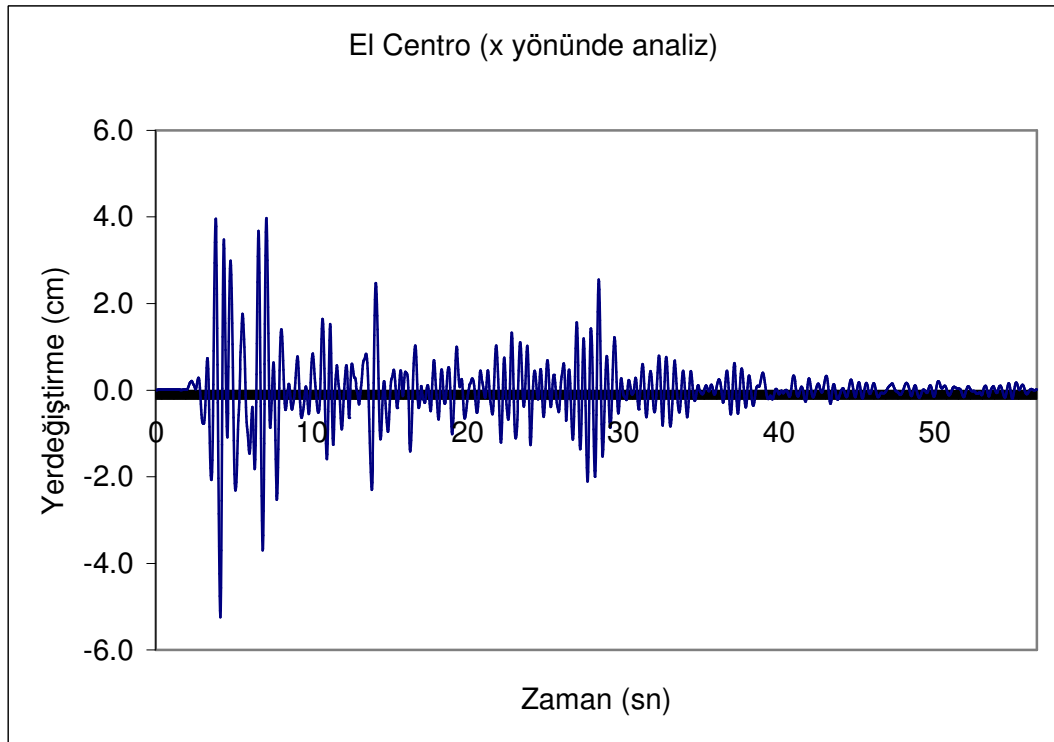
Şekil 5.11: Normalize edilmiş ivme spektrumları

Şekil 5.11’de görülen bu karşılaştırmaya göre, Elcentro, Kobe ve Northridge depremlerinin yükseltgenme değerleri, tasarım spektrumları için verilen 2.5 değerini aşmaktadır. Elcentro depreminde bu değer 2.62 mertebesinde, tasarım değerini hafifçe aşarken, maksimum ivmeleri 0.8g nin üzerinde olan Kobe, Northridge ve maksimum ivmesi 0.2g nin üzerinde olan Hachinohe depremlelerinde ise bu değer 3.5 mertebelerine yaklaşmaktadır.

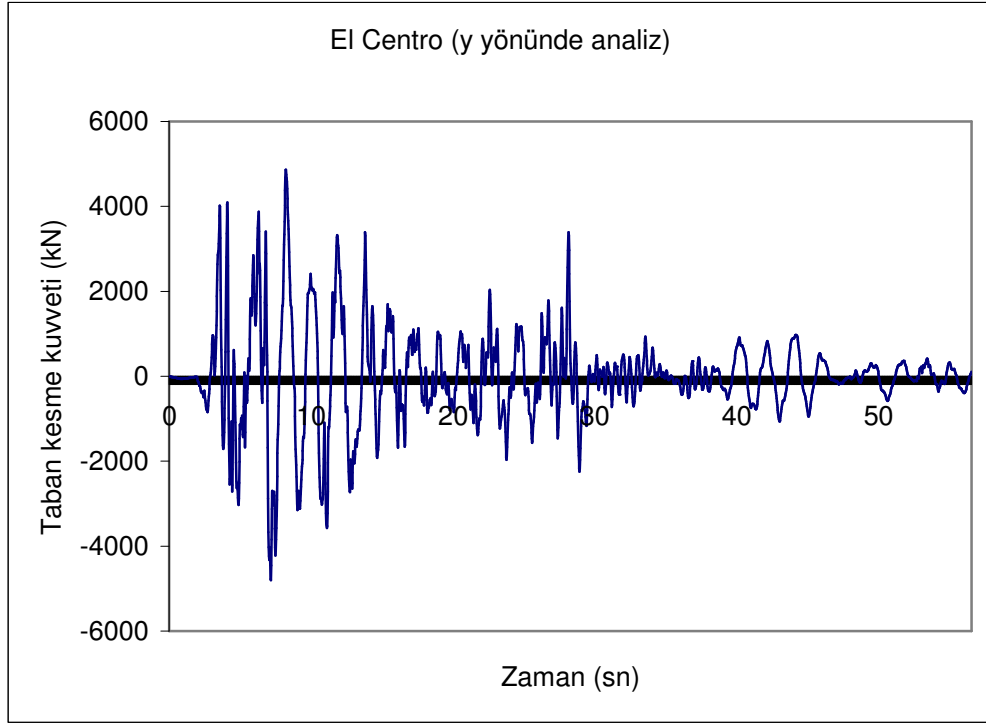
Şekil 5.12-15 de ElCentro kaydına göre yapılan analiz sonuçlarında da görüldüğü üzere bu analiz yönteminde de maksimum deprem yükleri binanın rijit doğrultusunda oluşmuştur. Maksimum deplasmanlar da binanın zayıf doğrultusu olan y doğrultusunda oluşmuştur. Çalışmada kullanılan diğer depremler içinde Ek-B’de kesme kuvveti-zaman ve yerdeğiştirme-zaman grafikleri verilmiştir.



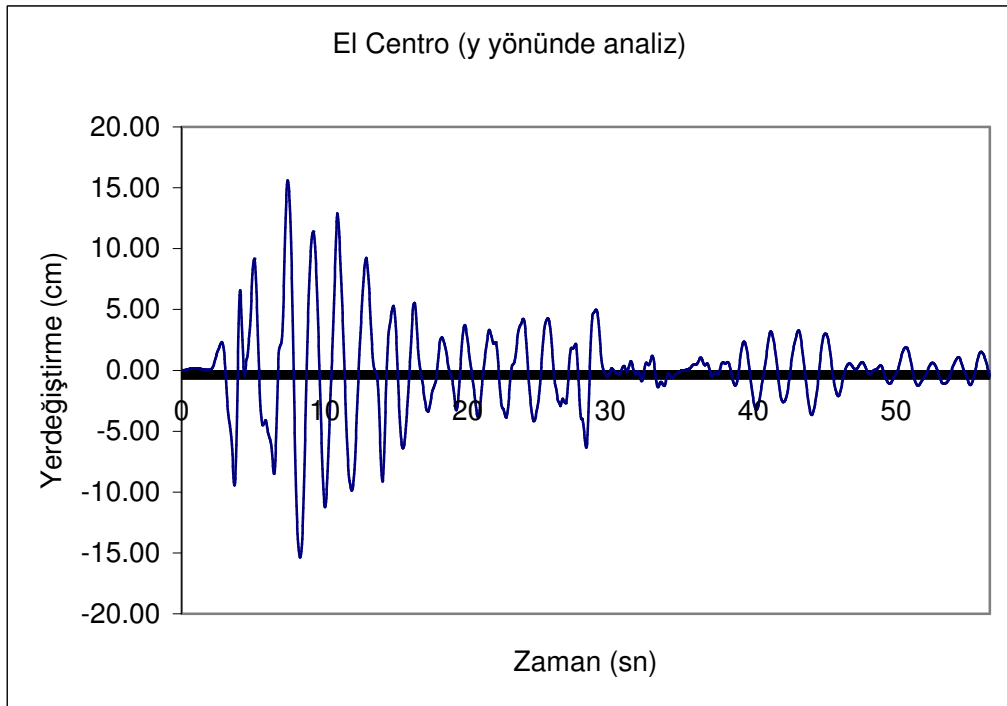
Şekil 5.12: Elcentro x yönünde uygulanmasıyla elde edilmiş taban kesme kuvvetleri



Şekil 5.13: Elcentro x yönünde uygulanmasıyla elde edilmiş en üst kat yerdeğiştirmeleri



Şekil 5.14: Elcentro y yönünde uygulanmasıyla elde edilmiş taban kesme kuvveti



Şekil 5.15: Elcentro y yönünde uygulanmasıyla elde edilmiş en üst kat yerdeğiştirmeleri

Her dört deprem kaydı için ayrı ayrı yapılan analiz sonuçları Tablo 5.12’de toplu olarak verilmiştir. Tabloda da görüldüğü üzere Northridge depreminde magnitudünün küçük olmasına karşın, maksimum ivme 0.8g nin üzerindedir ve buna

bağlı olarak yapıda taban kesme kuvveti ve en üst kat yerdeğiştirmesi büyük elde edilmiştir.

Tablo 5.12: Çalışmada kullanılan depremler ve elde edilen karşılıkların maksimum değerleri (Taban kesme kuvvetleri bulunurken $R=1$ alınmıştır.)

Yer hareketi					Yapısal analiz sonuçları			
Deprem	A_{max} (g)	V_{max} (cm/sn)	d_{max} (cm)	Magnitüd	X yönü analiz		Y yönü analiz	
					Tepe yerdeğ. (cm)	Taban kesme (kN)	Tepe yerdeğ. (cm)	Taban kesme (kN)
<i>Imperial Valley (ElCentro)</i>	0.35	34.90	14.50	7.10	5.42	18495.45	16.70	4848.09
<i>Kobe</i>	0.83	91.13	21.00	7.20	15.81	46297.81	45.48	14778.59
<i>Northridge</i>	0.84	130.00	32.60	6.80	12.12	36238.86	62.28	19452.26
<i>Tokachi-oki (Hachinohe)</i>	0.23	32.89	19.96	7.90	2.06	6767.52	14.45	3940.62

5.7. Sonuçların Karşılaştırılması

Mevcut yapı üzerinde yapılan incelemede doğrusal analiz yöntemleri kullanılmış ve her analiz yöntemiyle ilgili olarak gerekli taban kesme kuvvetleri ve en üst kat ötelemeleri her iki deprem doğrultusu içinde elde edilmiştir. Tablo 5.13 ve Tablo 5.14’de de verilen maksimum değerlerden zaman tanım alanında hesapla elde edilmiş olan değerler de diğer analiz sonuçlarıyla karşılaştırılabilmesi için deprem yükü azaltması yapılmıştır.

Tablo 5.13: X doğrultusunda yapılan doğrusal analizlerde elde edilen değerler

Analiz yöntemi	Maksimum değerler	
	En üst kat ötelemesi (cm)	Taban kesme kuvveti (kN)
Eşdeğer deprem yükü	2.2	6390
Mod birleştirme	1.4	4132
ZTA (ElCentro)	5.4	18495/4=4624
ZTA (Kobe)	15.8	46298/4=11575
ZTA (Northridge)	12.1	36239/4=9060
ZTA (Tokachi-oki)	2.1	6768/4=1692

Tablo 5.14: Y doğrultusunda yapılan doğrusal analizlerde elde edilen değerler

Analiz yöntemi	Maksimum değerler	
	En üst kat ötelemesi (cm)	Taban kesme kuvveti (kN)
Eşdeğer deprem yükü	10.6	2508
Mod birleştirme	8.1	2129
ZTA (ElCentro)	16.7	4848/4=1212
ZTA (Kobe)	45.5	14779/4=3695
ZTA (Northridge)	62.3	19452/4=4863
ZTA (Tokachi-oki)	14.5	3941/4=986

Tablolarda da görüldüğü gibi y doğrultusunda yapıya gelen kesme kuvveti x doğrultusunda yapıya gelen kesme kuvvetine oranla daha azdır. Ayrıca, yapının y doğrultusundaki ötelemeleri o doğrultudaki rijitliğin düşük olmasından dolayı, x doğrultusuna oranla oldukça fazla çıkmıştır.

5.8. Kolon ve Perde Kapasitelerinin Kontrolü

Değişik doğrusal yöntemlerle deprem analizi yapılan binanın düşey taşıyıcılarının kapasite kontrollerinde, gerekli iç kuvvetler deprem yönetmeliğinin de izin verdiği şekilde mod birleştirme yöntemi kullanılarak yapılan hesaptan alınmıştır.

Eşdeğer deprem yükü yöntemiyle yapılan deprem hesabında taban kesme kuvvetinin fazla çıkması dolayısıyla, mod birleştirme yöntemiyle yapılan hesap sonucu elde edilen iç kuvvetler yönetmeliğin tavsiye ettiği şekilde artırılarak hesaplarda kullanılmıştır.

Mod birleştirme yöntemine göre elde edilen iç kuvvetler yardımıyla kesit moment kapasiteleri hesaplanarak kesit özellikleri ile birlikte Tablo 5.15’de verilmiştir. Tablo 5.16’de de ele alınan giriş kat kolon ve perdelerinin kapasite kontrolleri yapılmıştır.

Tablolarda da görüldüğü üzere S1, S3 ve S4 kolonlarına gelen maksimum eksenel kuvvetler yönetmeliğin izin verdiği $0.5 \cdot f_{ck} \cdot A_c$ sınırından büyüktür. Düşey taşıyıcı elemanlardan sadece S6 kolonunun x doğrultusundaki kapasitesi yetersiz olup diğer elemanların kapasiteleri yeterlidir. Y doğrultusundaki perdelerin ve S2, S4, S5, S6 kolonlarının y doğrultusundaki kapasiteleri de, tabloda da görüldüğü gibi yetersizdir.

Tablo 5.15: Zemin kat kolon ve perde kapasite tablosu

		0.85 x f _{cd} x b x d + f _{yd} x A _s				A _c		Kolon kesit alanı																			
N _{max}		0.5 x f _{ck} x A _c						A _{s,g}		Gerekli donatı alanı																	
N _{d, max}		Tüm yük kombinasyonları altında elde edilen en yüksek tasarım eksenel yükü						A _{s,m}		Mevcut donatı alanı																	
N _{d,xy}		x/y yönünde en büyük momente (M _{d,xy}) sahip kombinasyonun eksenel yükü								Mevcut donatı oranı																	
M _{d,xy}		x/y yönünde en büyük kombinasyon momenti																									
M _{r,xy}		x/y yönünde N _{d,xy} eksenel yük seviyesindeki kapasite momenti																									
		C18																									
		fck (Mpa) 18.0 12.0																		S220		fyk (MPa)		fyd (MPa)			
Kolon	b	d	A _c	A _{s,m}	ρ _m	N ₀	N _{max}	N _{d, max}	N _{d,x}	M _{d,x}	M _{r,x}	N _{d,y}	M _{d,y}	M _{r,y}													
No	(cm)	(cm)	(cm ²)	(cm ²)	(%)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kNcm)	(kNcm)	(kN)	(kNcm)	(kNcm)													
S1 A	175	20	3500	55.95	1.60	4640.4	3150	3667	580	82509	117600	1658	6682	15960													
S1 B	175	20	3500	55.95	1.60	4640.4	3150	3424	3424	73611	73500	1718	5680	16800													
S2 A	250	20	5000	52.25	1.04	6099.6	4500	4159	3466	196312	255000	2413	13070	20400													
S2 B	250	20	5000	52.25	1.04	6099.6	4500	4364	3004	199457	240000	2718	19115	19200													
S2 C	250	20	5000	52.25	1.04	6099.6	4500	4443	2430	196711	240000	2952	20711	20400													
S3 A	100	40	4000	40.19	1.00	4848.9	3600	4632	2856	24393	76800	2555	24674	28800													
S3 B	100	40	4000	40.19	1.00	4848.9	3600	4029	2173	15418	76800	2976	23112	26880													
S4 A	100	40	4000	66.13	1.65	5345.1	3600	5153	3340	20489	76800	5153	30070	7680													
S4 B	100	40	4000	66.13	1.65	5345.1	3600	4465	3066	19707	81600	4665	32984	7680													
S4 C	100	40	4000	66.13	1.65	5345.1	3600	4620	3387	20634	81600	4179	37157	11520													
S5 A	175	20	3500	36.17	1.03	4262.0	3150	2099	502	68058	95550	176	6240	5880													
S5 B	175	20	3500	36.17	1.03	4262.0	3150	2845	2845	50639	110250	331	8691	8400													
S6	335	20	6700	51.12	0.76	7811.9	6030	3901	1462	329740	323208	219	14592	8040													
P1 A	810	20	16200	40.69	0.25	17302.5	14580	10387	5064	1699932	1574640	5702	17316	38880													
P1 B	20	170	3400	16.83	0.50	3790.0	3060	2311	208	537	4080	640	321660	62424													
P1 C	20	170	3400	16.83	0.50	3790.0	3060	3021	327	521	4896	1055	266469	83232													
P1 D	20	170	3400	16.83	0.50	3790.0	3060	2986	290	527	4080	1144	295785	97104													

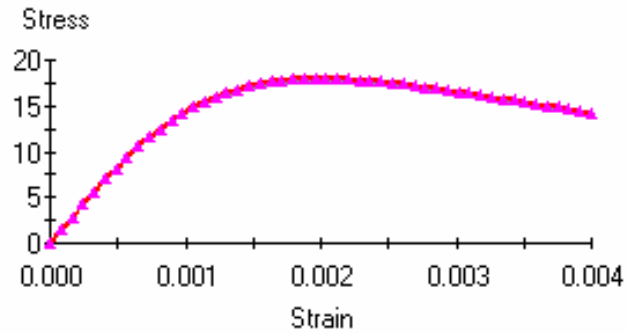
Tablo 5.16: Zemin kat kolon ve perde kontrol tablosu

N ₀	0.85 x f _{cd} x b x d + f _{yd} x A _s					A _c	Kolon kesit alanı	
N _{max}	0.5 x f _{ck} x A _c					A _s	Donatı alanı	
N _{dmax}	Tüm yük kombinasyonları altında elde edilen en yüksek tasarım eksenel yükü							
N _{dxy}	x/y yönünde en büyük momente (M _{dxy}) sahip kombinasyonun eksenel yükü							
M _{dxy}	x/y yönünde en büyük kombinasyon momenti							
M _{cxy}	x/y yönünde N _{dxy} eksenel yük seviyesindeki kapasite momenti							
Kolon	N _{max}	N _{dmax}	M _{d,x}	M _{d,y}	M _{c,y}	N _{d,max} /N _{max}	M _{d,x} /M _{c,x}	M _{d,y} /M _{c,y}
N ₀	(kN)	(kN)	(kNcm)	(kNcm)	(kNcm)			
S1 A	3150	3667	82509	117600	6682	1.16	0.70	0.42
S1 B	3150	3424	73611	73500	5680	1.09	1.00	0.34
S2 A	4500	4159	196312	255000	13070	0.92	0.77	0.64
S2 B	4500	4364	199457	240000	19115	0.97	0.83	1.00
S2 C	4500	4443	196711	240000	20711	0.99	0.82	1.02
S3 A	3600	4632	24393	76800	24674	1.29	0.32	0.86
S3 B	3600	4029	15418	76800	23112	1.12	0.20	0.86
S4 A	3600	5153	20489	76800	30070	1.43	0.27	3.92
S4 B	3600	4465	19707	81600	32984	1.24	0.24	4.29
S4 C	3600	4620	20634	81600	37157	1.28	0.25	3.23
S5 A	3150	2099	68058	95550	6240	0.67	0.71	1.06
S5 B	3150	2845	50639	110250	8691	0.90	0.46	1.03
S6	6030	3901	329740	323208	14592	0.65	1.02	1.81
P1 A	14580	10387	1699932	1574640	17316	0.71	1.08	0.45
P1 B	3060	2311	537	4080	321660	0.76	0.13	5.15
P1 C	3060	3021	521	4896	266469	0.99	0.11	3.20
P1 D	3060	2986	527	4080	295785	0.98	0.13	3.05

5.9. XTRACT programı ile kolon kapasitelerinin hesabı

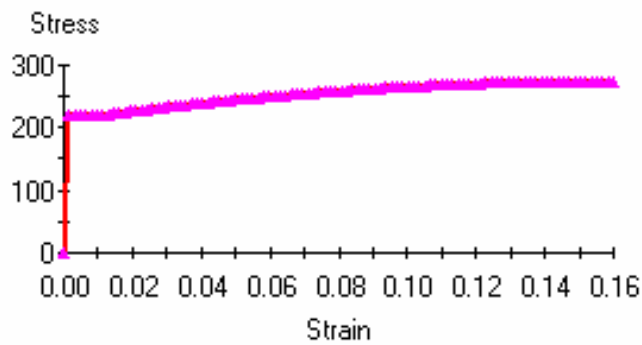
Bir önceki kısımda betonarme abaklar yardımıyla hesaplanan kolon ve perde kapasitelerinin doğruluğunun kontrolü için, kapasiteler Xtract programı ile tekrar hesaplanmıştır.

Bu amaçla ilk olarak programa ele alınan elemanların malzeme özellikleri tanıtılmıştır. Yapıda kullanılmış olan C18 betonu için karakteristik basınç dayanımı 18 MPa, doğrusallığın bozulduğu noktadaki birim şekil değiştirmesi 0.0014 ve maksimum basınç birim şekil değiştirmesi de 0.004 alınarak Şekil 5.16'da görüldüğü gibi beton modeli programa girilmiştir.



Şekil 5.16: C18 betonu

S220 donatı çeliği için ise akma dayanımı 220 MPa, kopma dayanımı 275 MPa, akma birim şekil değiştirmesi 0.0011, pekleşme başlangıcındaki birim şekil değiştirmesi 0.011 ve kopma birim şekil değiştirmesi 0.16 alınarak Şekil 5.17'de görüldüğü gibi çelik modeli de programa girilmiştir.



Şekil 5.17: S220 çeliği

Malzemelerin tanımlanmasından sonra ele alınan kattaki tüm kolon ve perdeler donatı yerleşimleri de dikkate alınarak programda modellenmiştir. Modellemenin ardından her eleman için, ele alınan doğrultuda elde edilmiş maksimum moment değerine karşılık gelen eksenel kuvvet değerleri programa girilerek bu eksenel kuvvette taşınabilecek maksimum momentler hesaplanmıştır. Ek-C’de de sunulan tablolarda ki verilerde de görüldüğü üzere, sonuçlar bir önceki kısımda elde edilmiş sonuçlara oldukça yakın çıkmıştır.

5.10. Mevcut Yapıda Statik İtme Analizi

Deprem bölgelerinde yapılacak binalar hakkında yönetmelik (DBYBHY, 2006) uyarınca statik itme analizi yapılabilmesi için, bodrum kat hariç kat sayısının 8 den fazla olmaması ve burulma düzensizliğinin olmaması gerekmektedir. Ayrıca göze alınan deprem doğrultusunda doğrusal elastik hesaplara hesaplanan birinci hakim modun kütle katılım oranının en az %70 olması gerekmektedir. Tablo 5.17’de de görüldüğü üzere her iki doğrultuda da hakim mod olan 1. ve 3. mod şekillerinde kütle katılım oranları %70 in altındadır. Bunlara ilave olarak yapıda burulma düzensizliği de mevcut olup kat sayısı da sınır değer üstündedir. Yeni deprem yönetmeliğimize göre bu yapıda statik itme analizi yapılamaz, ancak yapının taban kesme kapasitesi hakkında fikir edinebilmek amacıyla söz konusu analiz yönetmeliğe uymasa da gösterilmiştir.

Tablo 5.17: Mevcut yapıda modal katılım oranları

Mod	Periyot	Modal katılım oranı	
		x doğ.	y doğ.
Mod 1	1.8353	0.0001	0.6720
Mod 2	0.8121	0.1570	0.0014
Mod 3	0.4990	0.4730	0.0077
Mod 4	0.4823	0.0440	0.0990
Mod 5	0.2413	0.0310	0.0004
Mod 6	0.2321	0.0002	0.0460
Mod 7	0.1459	0.0240	0.0260
Mod 8	0.1370	0.0600	0.0079
Mod 9	0.1253	0.0260	0.0000
Mod 10	0.1223	0.0000	0.0001

Bu analiz için de Sap2000 (Versiyon 8) programı kullanılmıştır. Bu programda bu analizin gerçekleştirilmesi için ilk olarak plastik mafsallık özelliklerinin seçilerek kesitlere aktarılması gerekmektedir. Plastik mafsallık özellikleri kullanıcı tarafından tanımlanabildiği gibi, programda hazır bulunan plastik mafsallık özellikleri de kullanılabilir. Diğer programların sağlıklı sonuç vermemeleri nedeniyle kullanıcı tanımlı mafsallar yerine bilgisayar tanımlı hazır mafsalların tercih edilmesi yanlış

sonuçlar doğurmayacaktır (Us, 2005). Bu çalışmada da Sap2000 programında hazır bulunan plastik mafsalları özellikleri kullanılacaktır. Bu amaçla eksenel kuvvet ve iki doğrultuda eğilme momenti etkisindeki kolonlarda PMM ve sadece eğilme etkisinde olduğunu kabul edeceğimiz kirişlerde de M3 plastik mafsalları kullanılmıştır. Şekil 5.18’de görülen PMM plastik mafsallının, yönetmeliğimize göre rijit katlar dışındaki katlarda tüm kolonlara her iki ucunda da tanımlanması gerekir.

Frame Hinge Property Data for FH1 - PMM

Edit

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-8
D-	-0.2	-6
C-	-1.25	-6
B-	-1	-1
A	0	0
B	1	1
C	1.25	6
D	0.2	6
E	0.2	8

☒ Hinge is Rigid Plastic
☒ Symmetric

Scaling for Moment and Rotation

☐ Use Yield Moment Moment SF Positive Negative
☒ Use Yield Rotation Rotation SF Positive Negative

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Immediate Occupancy Positive Negative
Life Safety Positive Negative
Collapse Prevention Positive Negative

Axial Load - Displacement Relationship

☒ Proportional to Moment - Rotation
☐ Elastic - Perfectly Plastic

Define/Show Interaction...

OK
Cancel

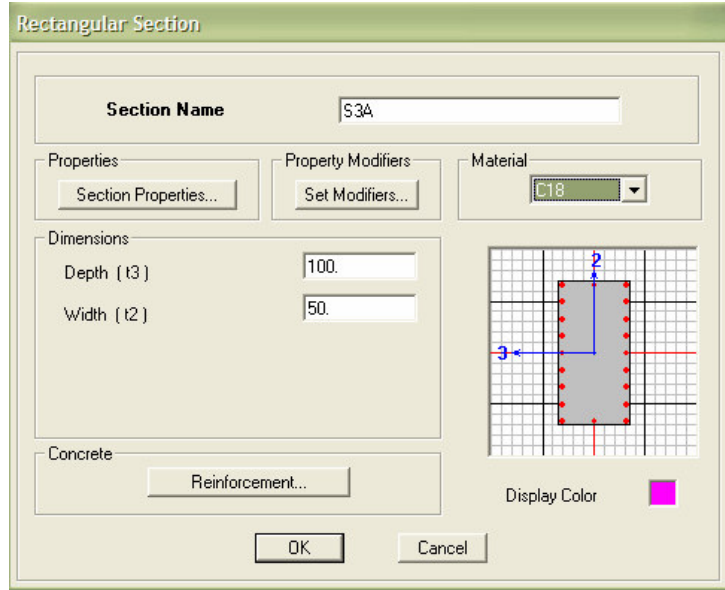
Şekil 5.18: Sap2000 programında PMM mafsalları tanımlama

Kolonlara mafsallar tanımlandıktan sonra aynı işlem kirişler için de tekrar edilerek kirişlere M3 plastik mafsalları tanımlanmıştır.

Plastik mafsalların tanımlanmasından sonra her kolonun mevcut donatısı Şekil 5.19’da görüldüğü gibi kesitlere tanımlanır. Tüm elemanların donatıları da girildikten sonra Şekil 5.20’de görüldüğü gibi düşey ve Şekil 5.21’de görüldüğü gibi de yatay pushover tanımlanarak sistem analize hazır hale getirilir.

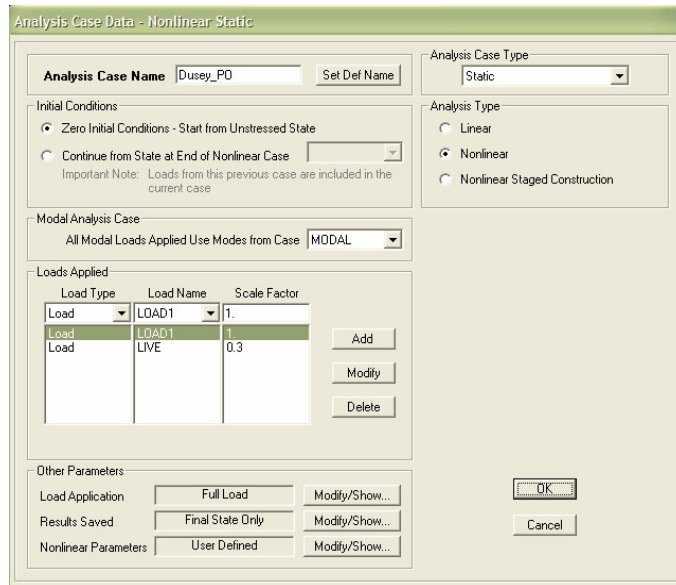
Analiz sonunda sistemin değerlendirilebilmesi için elastik deprem spektrumunun belirlenmesi gerekmektedir. Elastik deprem spektrumunun Sap2000 programında

belirlenebilmesi gerekli olan C_a , C_v katsayıları ve yapı davranış tipi ilgili tablolardan alınarak elastik deprem spektrumu da tanımlanır (Us, 2005).



Şekil 5.19: Sap2000 programında taşıyıcı elemanlara donatı atama

Yapıda ilk kez yapılan statik itme analizinde, düşey yükler altında analiz tamamlanamadan yarıda kesilmiştir. Dolayısıyla yatay yükler altındaki analize de başlanamamıştır. Bu sorunu gidermek için kiriş moment kapasitelerinin sanal olarak artırılması gerekir, (Orakdöğen, 2006). Kiriş moment kapasitelerini artırmak için kirişlere yeni mafsallık özellikleri atanmıştır. Bu işlemler sonucunda analiz tekrar yapılmış ve düşey yükler altındaki analiz tamamlanarak yatay yükler altında analize geçilebilmiştir.



Şekil 5.20: Sap2000 programında düşey pushover tanımlama

Analysis Case Data - Nonlinear Static

Analysis Case Name: EX_PO [Set Def Name]

Analysis Case Type: Static

Initial Conditions:

- ☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- ☒ Continue from State at End of Nonlinear Case [Dusey_PO]

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Analysis Case:

All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	3	1
Mode	3	1

Buttons: Add, Modify, Delete

Other Parameters:

Load Application: [Displ Control] [Modify/Show...]

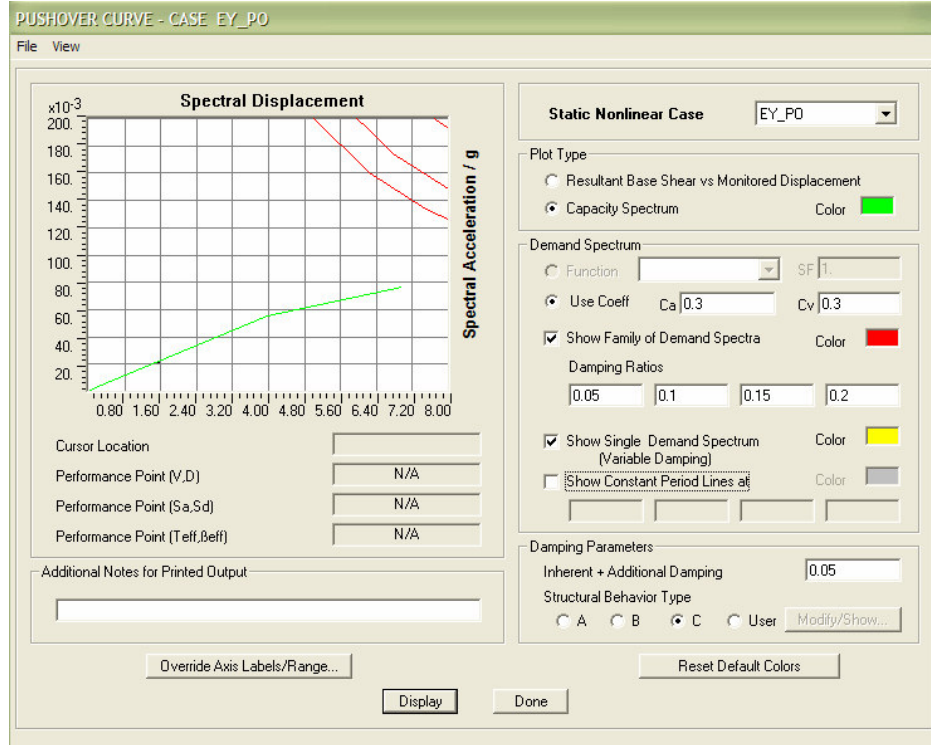
Results Saved: [Multiple States] [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: [User Defined] [Modify/Show...]

Buttons: OK, Cancel

Şekil 5.21: Sap2000 programında yatay pushover tanımlama

Yapının analizinin tamamlanmasıyla elde kapasite spektrumunun ve talep spektrumunun kesişmediği, dolayısıyla yapının kapasitesinin yetersiz olduğu sonucuna varılabilir. Şekil 5.22’de de görüldüğü gibi yapıda kapasite spektrumu talep spektrumunu karşılamamaktadır.



Şekil 5.22: Mevcut yapıda kapasite

6. MEVCUT YAPININ GÜÇLENDİRİLMESİ

Yapılan analiz sonuçlarının değerlendirilmesiyle yapıda kapasite kontrolleri de yapılarak yapının özellikle y doğrultusunda çok yetersiz olduğu görülmüş ve yapının güçlendirilmesine karar verilerek, Şekil 6.1 ve Şekil 6.2’de de görüldüğü gibi kolon ve perde ilave edilmesiyle yapı güçlendirilmiştir. Güçlendirilmiş yapıda ilk olarak serbest titreşim analizi yapılarak güçlendirilmiş duruma ait periyotlar bulunmuştur. Tablo 6.1’de de görüldüğü gibi güçlendirilmiş durumda yapının periyotları, mevcut haldekinden düşük çıkmıştır.

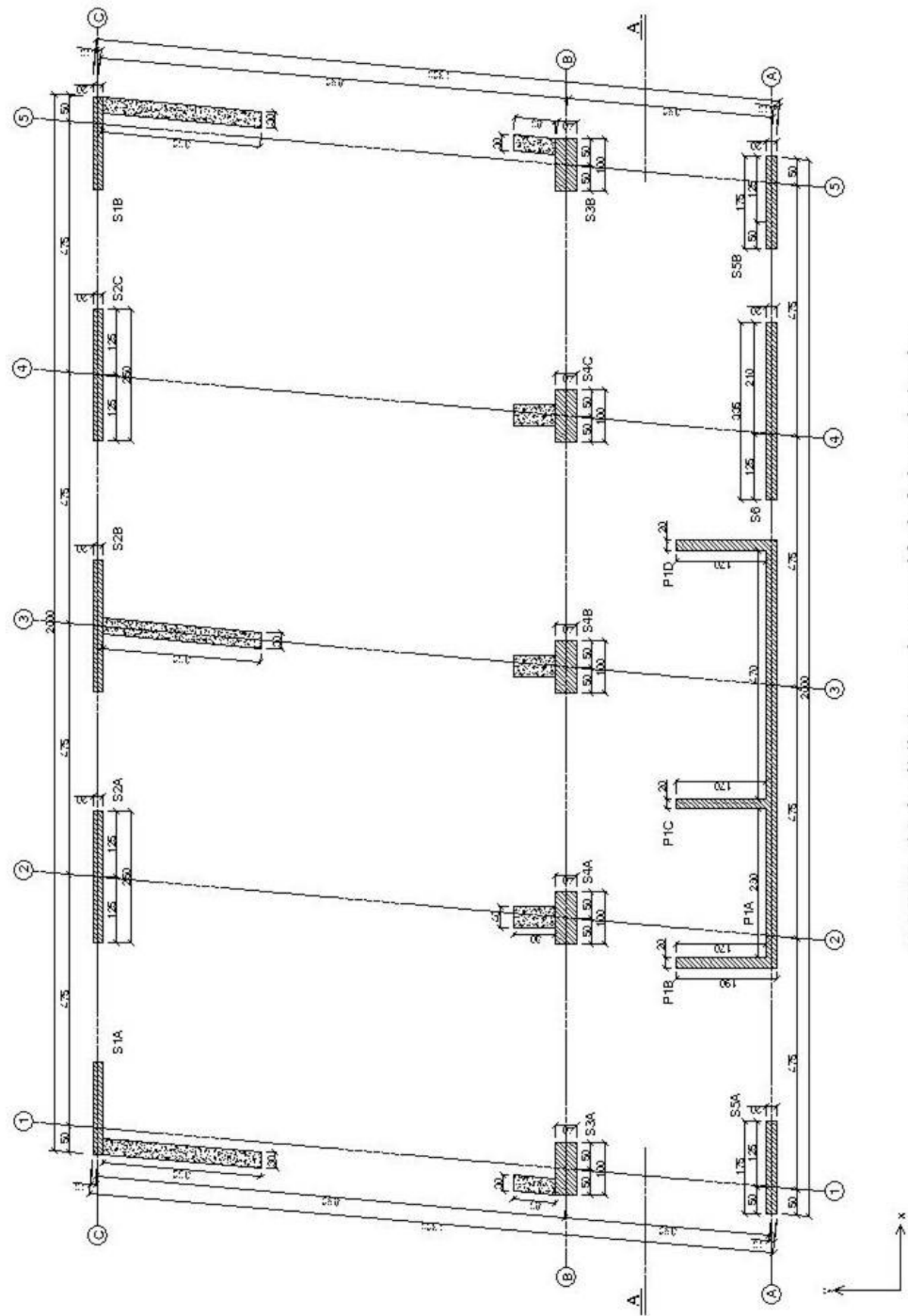
Tablo 6.1: Modal frekans ve periyotlar

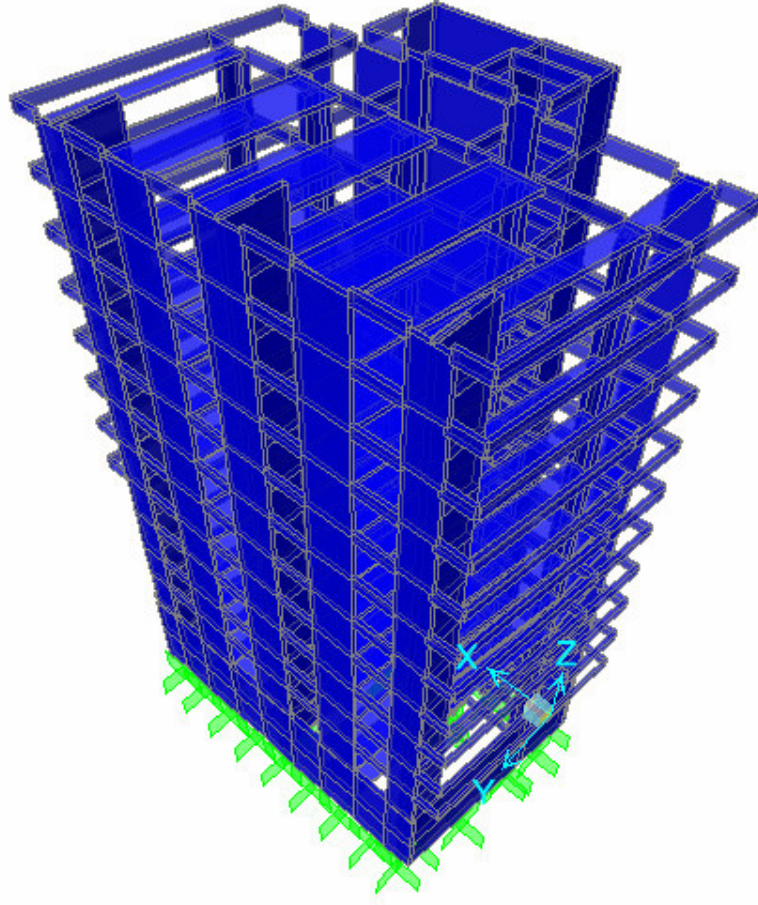
Mod sayısı	Mevcut Yapı		Güçlendirilmiş Yapı	
	Frekans (1/sn)	Periyot (sn)	Frekans (1/sn)	Periyot (sn)
1	0.545	1.835	0.924	1.082
2	1.231	0.812	1.318	0.759
3	2.004	0.499	1.822	0.549
4	2.074	0.482	4.552	0.220
5	4.145	0.241	4.796	0.208
6	4.309	0.232	7.102	0.141
7	6.852	0.146	9.841	0.102
8	7.301	0.137	11.298	0.089
9	7.983	0.125	11.631	0.086
10	8.174	0.122	12.433	0.080

Serbest titreşim analizinden sonra, mod birleştirme ve zaman tanım alanında hesap yöntemleriyle, güçlendirilmiş yapının analizi yapılarak Tablo 6.2 ve Tablo 6.3’de de görülen taban kesme kuvvetleri ve en üst kat yerdeğiştirmeleri bulunmuştur.

Tablo 6.2: Taban kesme kuvvetleri (ZTA için R=1)

Analiz yöntemi	Mevcut Yapı		Güçlendirilmiş Yapı	
	X doğ. (kN)	Y doğ. (kN)	X doğ. (kN)	Y doğ. (kN)
Mod birleştirme	4132	2129	5399	4674
ZTA (ElCentro)	18495	4848	24417	15589
ZTA (Kobe)	46298	14779	62237	40088
ZTA (Northridge)	36239	19452	44606	42617
ZTA (Tokachi-oki)	6768	3941	14070	10799





Şekil 6.2: Güçlendirilmiş yapının bilgisayar modeli

Tablo 6.2, Tablo 6.3 ve Ek-E’de de görüldüğü gibi yeni perde ve kolon eklenerek yapının periyotları ve ilgili doğrultulardaki maksimum yerdeğiştirmeleri azaltılmış olmasına karşın, rijitliğin de artmasından dolayı özellikle y doğrultusundaki taban kesme kuvvetleri artmıştır.

Tablo 6.3: Enüst kat yerdeğiştirmeleri

Analiz yöntemi	Mevcut Yapı		Güçlendirilmiş Yapı	
	X doğ. (cm)	Y doğ. (cm)	X doğ. (cm)	Y doğ. (cm)
Mod birleştirme	1.4	8.1	1.5	4.2
ZTA (ElCentro)	5.4	16.7	7.3	12.6
ZTA (Kobe)	15.8	45.5	18	35.6
ZTA (Northridge)	12.1	62.3	14.3	33.7
ZTA (Tokachi-oki)	2.1	14.5	2.9	10.6

Ayrıca Tablo 6.4 ve 6.5’te de görülen güçlendirilmiş yapının düzensizlik kontrollerinde mevcut yapıdaki düzensizlikler gözlemlenmemiştir.

Tablo 6.4: A1 ve B2 düzensizlik kontrolleri (x doğrultusu için)

Nokta	x yönü maksimum kat ötelemesi (cm)	x yönü görelî kat ötelemesi (cm)	ortalama öteleme (cm)	η_{bi} : A1 burulma düzensizliği	η_{ki} : B2 yumuşak kat düzensizliği
1b	0.0200	0.0200	0.0231	1.1328	0.4972
1c	0.0261	0.0261			
2b	0.0600	0.0400	0.0464	1.1374	0.4066
2c	0.0789	0.0528			
3b	0.1838	0.1238	0.1141	1.0853	0.7926
3c	0.1832	0.1043			
4b	0.3481	0.1643	0.1439	1.1413	0.7699
4c	0.3068	0.1236			
5b	0.5644	0.2163	0.1869	1.1573	0.9332
5c	0.4643	0.1575			
6b	0.7966	0.2322	0.2003	1.1595	0.9838
6c	0.6327	0.1683			
7b	1.0315	0.2349	0.2036	1.1536	1.0230
7c	0.8050	0.1723			
8b	1.2590	0.2275	0.1990	1.1433	1.0562
8c	0.9755	0.1705			
9b	1.4720	0.2130	0.1884	1.1303	1.0877
9c	1.1394	0.1639			
10b	1.6654	0.1934	0.1732	1.1165	1.1200
10c	1.2924	0.1531			
11b	1.8363	0.1708	0.1547	1.1044	1.1527
11c	1.4310	0.1385			
12b	1.9836	0.1473	0.1342	1.0978	1.1744
12c	1.5520	0.1211			
13b	2.1093	0.1258	0.1143	1.1006	0.1143
13c	1.6548	0.1028			

Tablo 6.5: A1 ve B2 düzensizlik kontrolleri (y doğrultusu için)

Nokta	y yönü maksimum kat ötelemesi (cm)	y yönü görelî kat ötelemesi (cm)	ortalama öteleme (cm)	nbi A1 burulma düzensizliği	nki B2 yumuşak kat düzensizliği
1a	0.0380	0.0380	0.0453	1.1609	0.4051
1b	0.1092	0.0526			
2a	0.1025	0.0645	0.1118	1.0098	0.5563
2b	0.2116	0.1129			
3a	0.2684	0.1658	0.2010	1.1748	0.8116
3b	0.4478	0.2361			
4a	0.4894	0.2210	0.2476	1.1075	0.7554
4b	0.7220	0.2743			
5a	0.7877	0.2983	0.3278	1.0901	0.8563
5b	1.0794	0.3574			
6a	1.1279	0.3402	0.3828	1.1113	0.9520
6b	1.5049	0.4255			
7a	1.4971	0.3692	0.4022	1.0820	0.9562
7b	1.9400	0.4352			
8a	1.8839	0.3869	0.4206	1.0802	0.9796
8b	2.3943	0.4543			
9a	2.2787	0.3948	0.4293	1.0804	1.0422
9b	2.8582	0.4639			
10a	2.6732	0.3945	0.4120	1.0424	0.9792
10b	3.2876	0.4294			
11a	3.0606	0.3874	0.4207	1.0792	1.0683
11b	3.7416	0.4540			
12a	3.4030	0.3424	0.3938	1.1305	0.9974
12b	4.1869	0.4452			
13a	3.7573	0.3542	0.3949	1.1029	0.3949
13b	4.6224	0.4355			

7. SONUÇLAR

Bu çalışmada, planda burulma düzensizliğine sahip, betonarme çerçevelerden oluşan 13 katlı bir bina farklı analiz yöntemleri kullanılarak incelenmiştir. İnşa edildiği yıl itibariyle 1975 tarihli Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (ABYYHY-75) esaslarına uygun olarak tasarlanmış olan binada mevcut yapı malzemeleri kalitesi C18 ve S220'dir.

Mevcut yapı ilk olarak hızlı değerlendirme yöntemlerinden biri olan Japon İndeks Yöntemi ile değerlendirilmiştir. Yapı indeksi giriş kat ve en üst kat için her iki doğrultuda da hesaplanmıştır. Giriş kat için 0.183 ve 0.141, en üst kat için ise 0.09 ve 0.08 olarak hesaplanan indeks değerleri karşılaştırma indeksinin (0.56) altında kaldığından yapının her iki doğrultudaki davranışı da belirsizdir.

Mevcut yapıda daha sonraki aşamada, binanın yapıldığı yıllarda yürürlükte bulunan 1975 tarihli Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (ABYYHY-75) uyarınca, eşdeğer deprem yükü yöntemi ile taban kesme kuvveti hesap edilmiş, aynı hesap ABYYHY-98'e göre tekrar edilerek elde edilen sonuçta taban kesme kuvvetinin 2~2.5 kat artışı görülmüştür.

Yapı ABYYHY-98'te tanımlanan mod birleştirme ve zaman tanım alanı yöntemleriyle de detaylı olarak incelenmiş olup, deprem yüklerinin en etkili olduğu zemin kat kolonlarının %42'si eksenel normal kuvvet taşıma kapasitesi bakımından, %65'i de eğilme momenti taşıma kapasitesi bakımından yetersiz bulunmuştur.

Zaman tanım alanında kullanılan deprem kayıtları, yıkıcı gücü oldukça fazla olan 1940 Imperial Valley, 1995 Kobe, 1994 Northridge ve 1968 Tokachi-oki depremleri olup, yapıda doğrusal analiz sonucunda $R=1$ alınmak suretiyle taban kesme kuvvetleri 1940 Imperial Valley depremi için 18496 kN, 1995 Kobe depremi için 46298 kN, 1994 Northridge depremi için 36239 kN ve 1968 Tokachi-oki depremi için ise 6768 kN bulunmuştur. Taban kesme kuvveti $R=4$ alınarak hesaplandığında yönetmelik uyarınca 6390 kN olarak hesaplanmış olup, elastik durum için ($R=1$)

düşünüldüğünde bile hesaplanan kesme kuvvetinin, bazı deprem yüklemelerinin altında kaldığı görülmektedir. Bu da şiddetli bir depremde yönetmelik öngörülerinin aşılabileceğini göstermektedir.

En üst kat yerdeğiştirme değerleri, yukarda bahsi geçen çözüm yöntemlerinin her biri için binanın zayıf doğrultusunda rijit doğrultuya oranla daha fazla bulunmuş olup, yapılan düzensizlik kontrollerinde burulma düzensizliği ve yumuşak kat düzensizliği ile karşılaşmıştır.

Deprem bölgelerinde yapılacak binalar hakkında yönetmelik (DBYBHY-2006) uyarınca statik itme analizi yapılabilmesi için, bodrum kat hariç kat sayısının 8 den fazla olmaması ve burulma düzensizliğinin olmaması gerekmektedir. Ayrıca gözönüne alınan deprem doğrultusunda doğrusal elastik hesaplara hesaplanan birinci hakim modun kütle katılım oranının en az %70 olması gerekmektedir. Yapıda her iki doğrultudaki etkin mod şekillerinde kütle katılım oranları %70 in altındadır. Bunlara ilave olarak yapıda burulma düzensizliği de mevcut olup, kat sayısı da sınır değer in üstündedir. Yeni deprem yönetmeliğimize göre bu yapıda statik itme analizi yapılamaz fakat yapının taban kesme kapasitesi hakkında fikir edinmek için bu analiz yöntemi de uygulanmış ve talep spektrumu ile kapasite spektrumunun kesişmediği yani yapı kapasitesinin yetersizliği burada da görülmüştür.

Yapıda genel olarak kapasitelerin yetersiz olduğu sonucuyla, yapının güçlendirilmesine karar verilmiştir. Güçlendirme, mevcut yapıya C30 ve S220 malzeme kalitelerine sahip betonarme perde ve kolon eklenmesi suretiyle yapılmıştır.

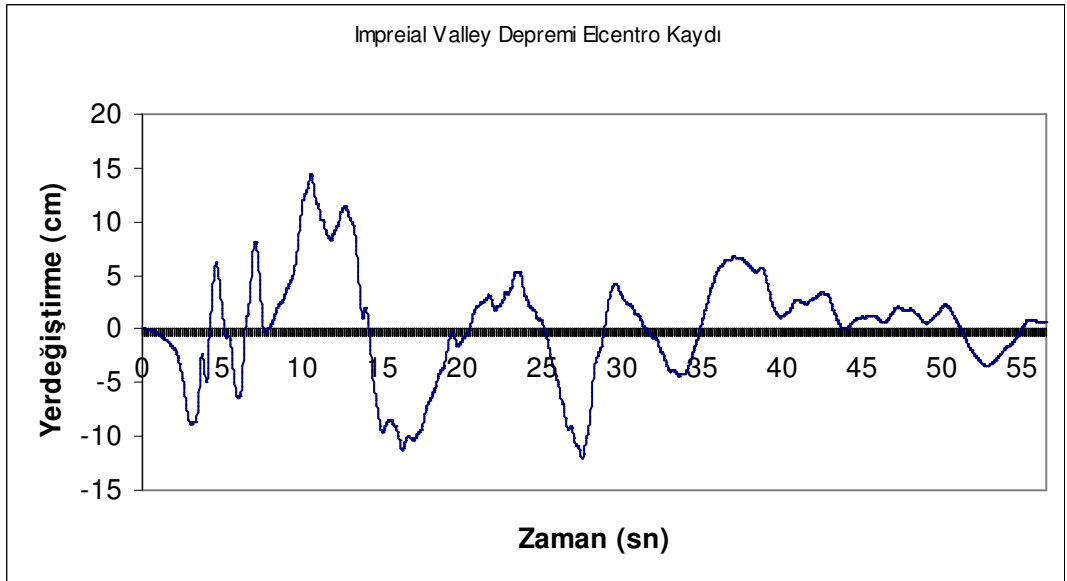
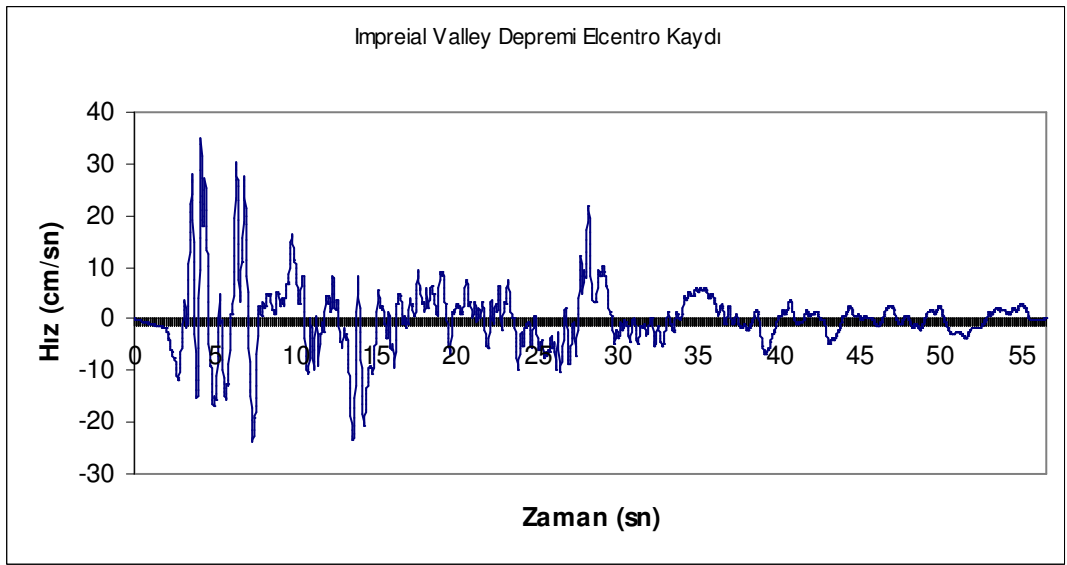
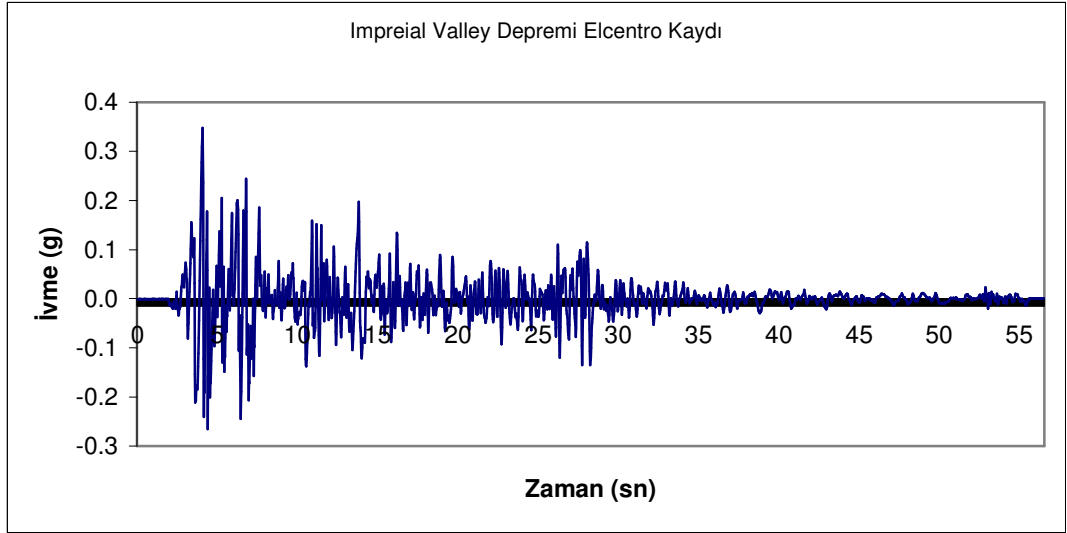
Benzer hesaplar güçlendirilmiş yapı için tekrarlandığında, en üst kat ötelemelerinde %45-50'ye varan oranlarda azalma gözlenirken taban kesme kuvvetlerinde de %100'e varan artmalar gözlenmiştir. Güçlendirilmiş yapıda elemanlara gelen etkilerin de eleman kapasitelerini aşmadığı yani kapasitesi yetersiz eleman kalmadığı görülmüştür.

KAYNAKLAR

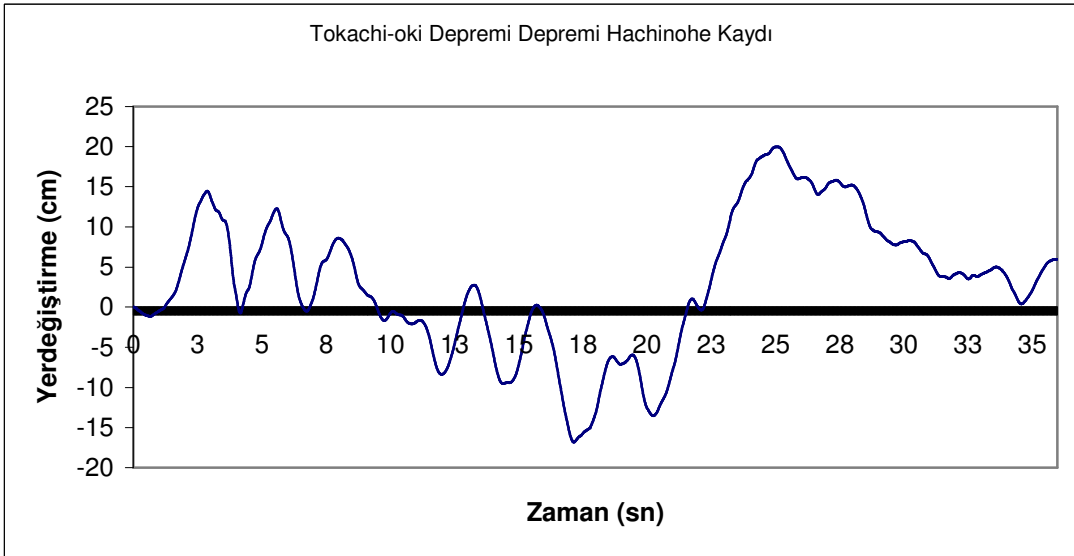
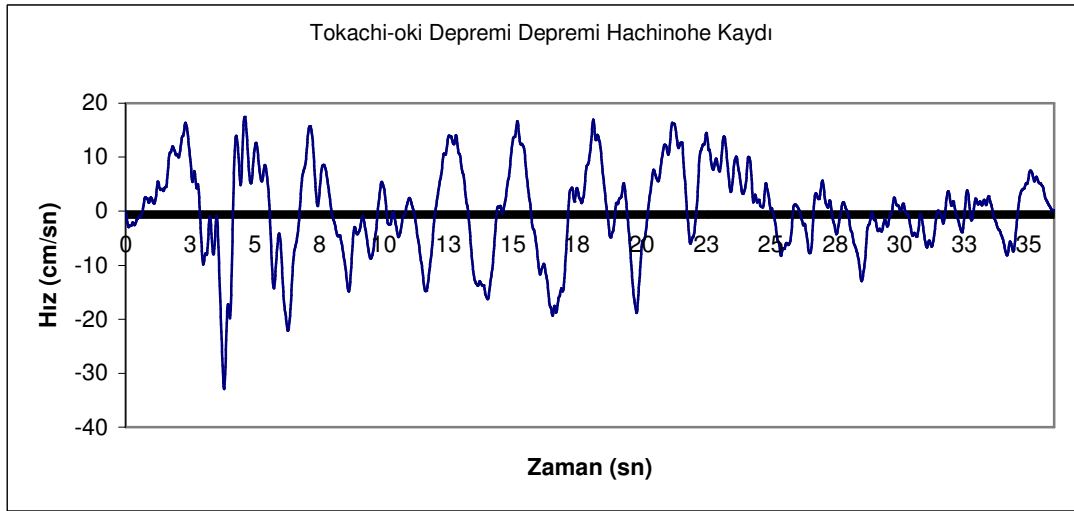
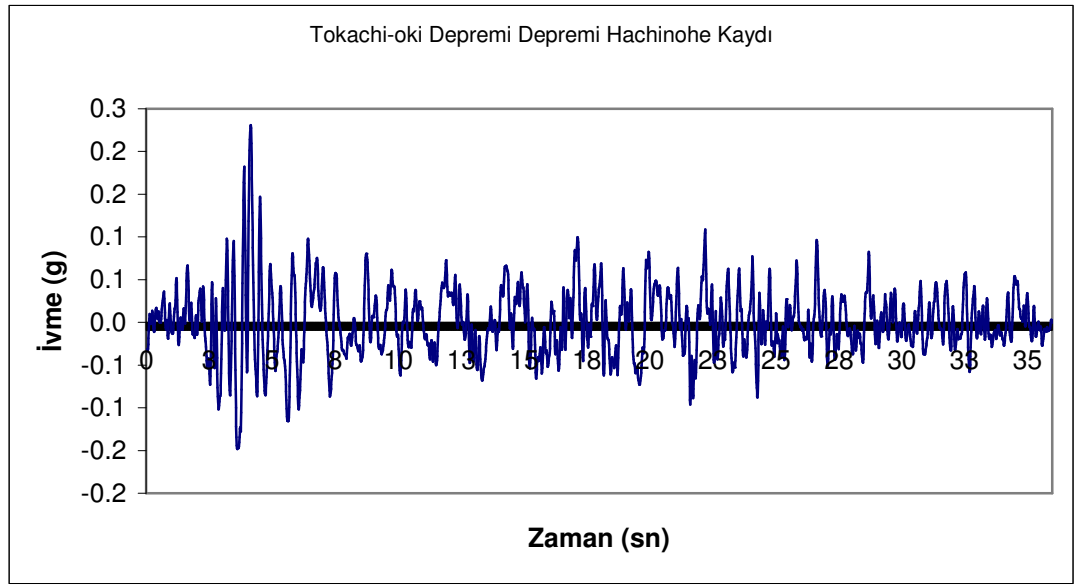
- Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik**, 1975. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.
- Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik**, 1998. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.
- Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik**, 2006. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.
- Celep, Z. ve Kumbasar, N.**, 2004. Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, Beta dağıtım, İstanbul.
- Bayülke, N.**, 1998. Depreme dayanıklı betonarme ve yığma yapı tasarımı, İMO İzmir Şubesi.
- ODTÜ**, 1993. Gülkan, P., Koçyiğit, A., Yücenen, S., Doyuran, V., Başöz, N. ‘‘En Son Verilere Göre Hazırlanan Türkiye Deprem Bölgeleri Haritası’’, ODTÜ Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi, No:93-01, Ankara.
- Kramer, S.L.**, 2003. Geoteknik Deprem Mühendisliği, Çev. Kayabalı, K.,Gazi Kitabevi, Ankara.
- Chopra, A. K.**, 2001. Dynamics of Structures: Theory and applications to earthquake engineering, Englewood Cliffs, NJ.
- Bolt, B. A.**, 1989. The Nature of Earthquake Ground Motion, in The Seismic Design Handbook-Vol:1, pp. 1-31, Ed. Naeim, F., Van Nostrand Reinhold, New York.
- Özer, E.**, 2005. Yapı sistemlerinin lineer olmayan analizi ders notları, İTÜ, İstanbul.
- Hasgür, Z.**, 2004. Sismoloji ders notları, İTÜ, İstanbul.
- Yılmaz, E.**, 2006. Kocaeli depremi sonrasında güçlendirilmiş betonarme bir binanın doğrusal olmayan dinamik analizle performansının değerlendirilmesi, Yüksek Lisans Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Us, H.**, 2005. Mevcut bir binanın projelendirilip deprem yükü kapasitesinin belirlenmesi, Yüksek Lisans Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Orakdöğen, E.**, 2006. Kişisel görüşme.
- Arıcıoğlu, A.**, 2006. Kişisel görüşme.

EK-A

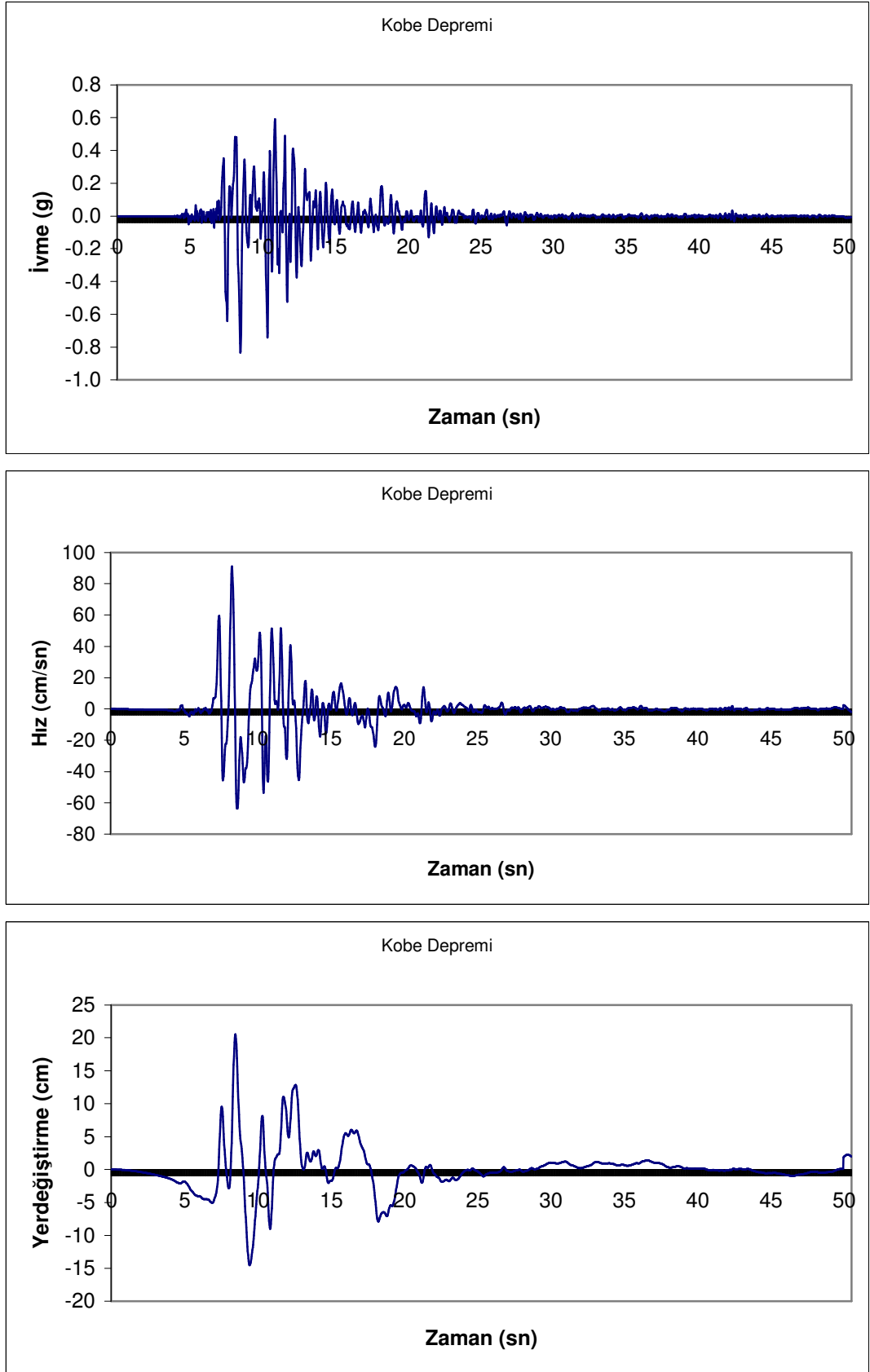
ÇALIŞMADA KULLANILAN DEPREMLERİN İVME, HIZ VE YERDEĞİŞTİRME BÜYÜKLÜKLERİNİN ZAMANLA DEĞİŞİM GRAFİKLERİ



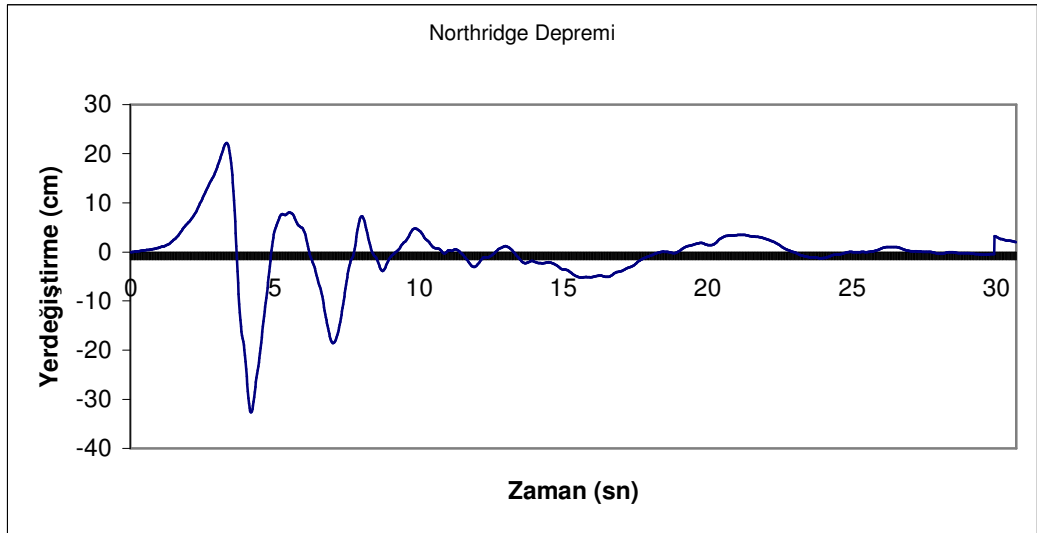
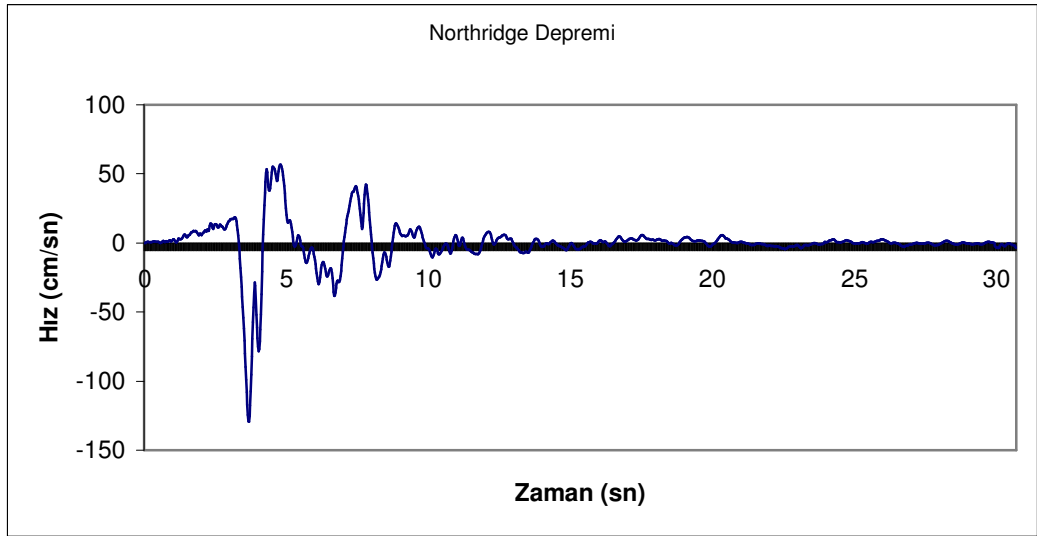
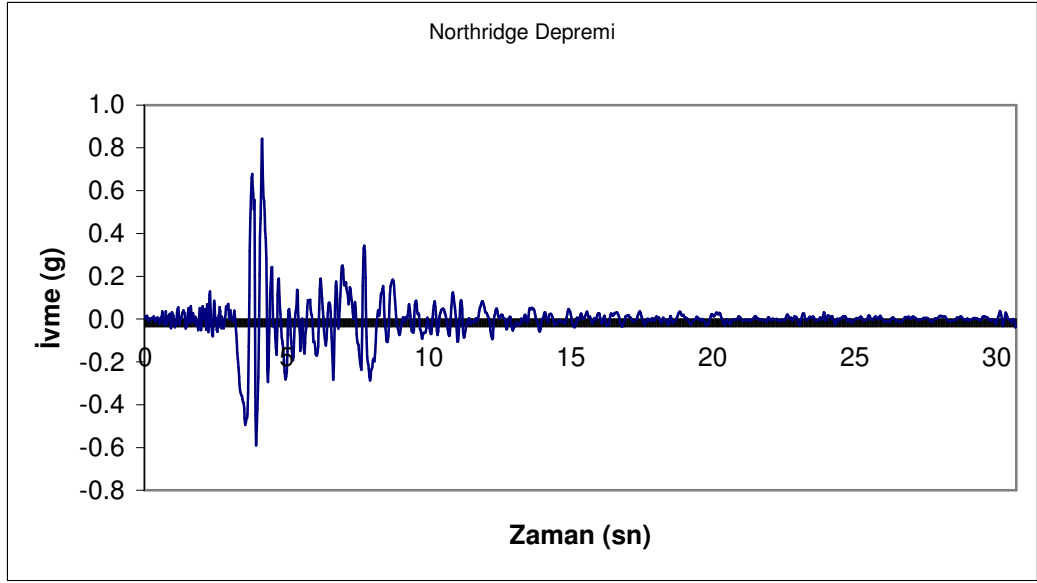
Şekil A.1: ElCentro kaydı ivme, hız ve yerdeğiştirme grafikleri



Şekil A.2: Hachinohe kaydı ivme, hız ve yerdeğiştirme grafikleri



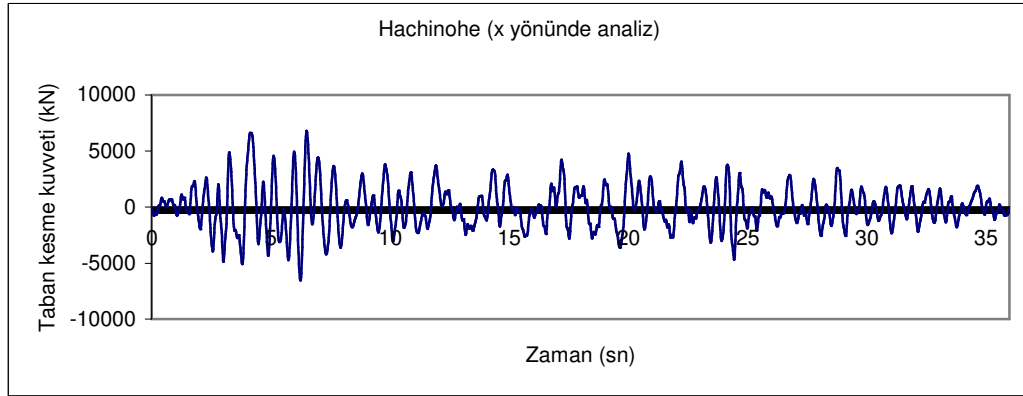
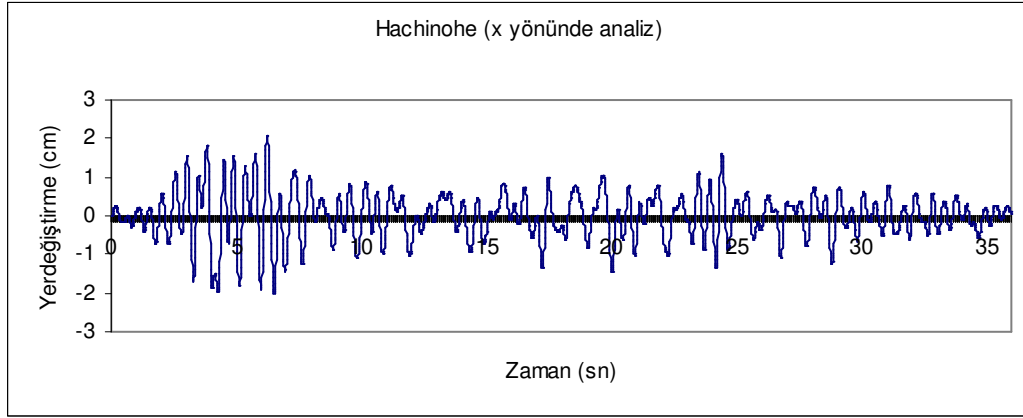
Şekil A.3: Kobe Depremi ivme, hız ve yerdeğiştirme grafikleri



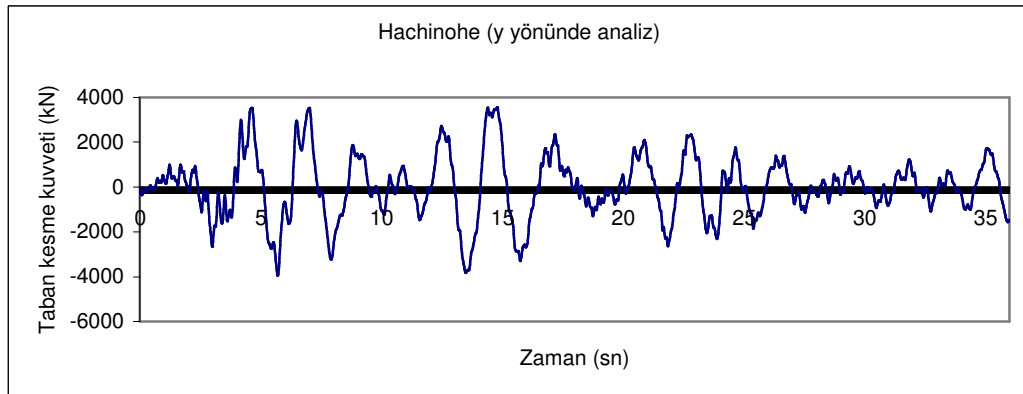
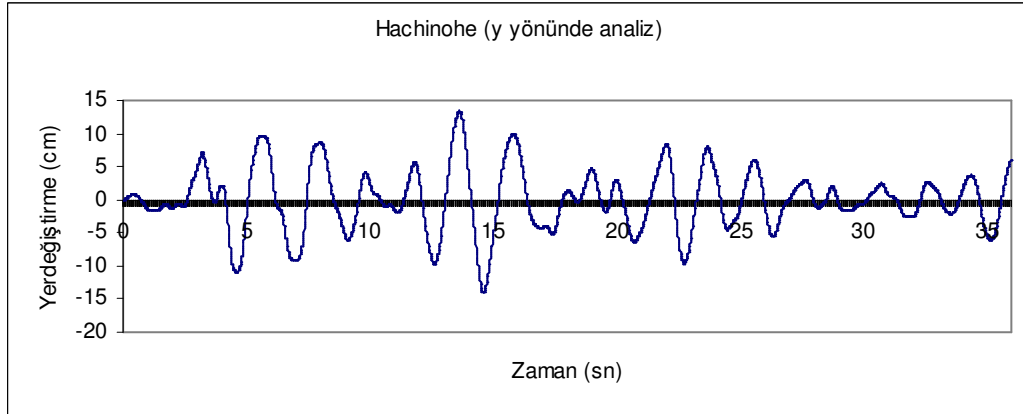
Şekil A.4: Northridge Depremi ivme, hız ve yerdeğiştirme grafikleri

EK-B

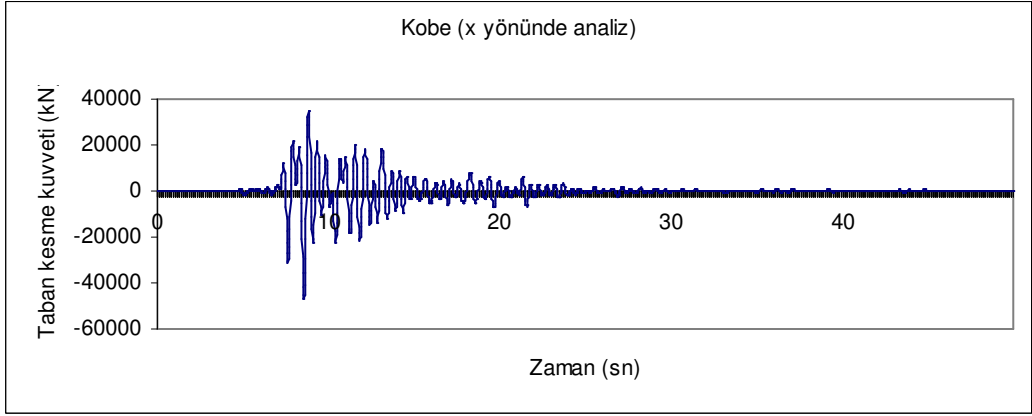
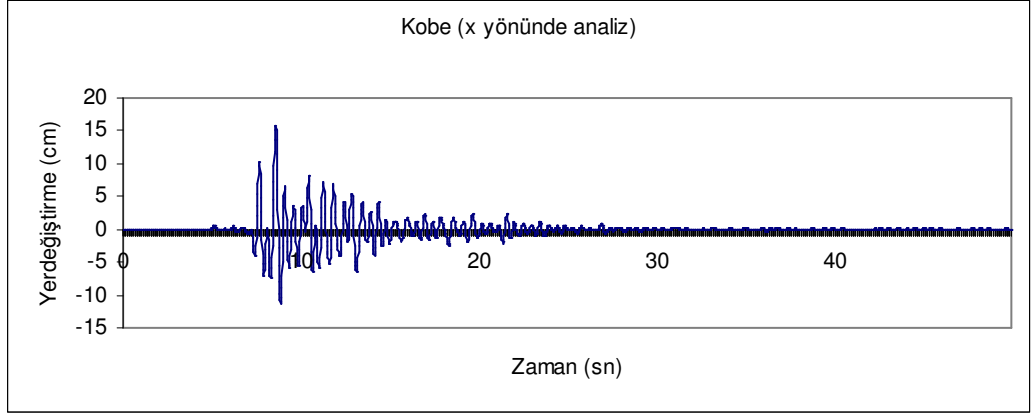
**GÜÇLENDİRME ÖNCESİ DURUMDA YAPIDA OLUŞAN
KARŞILIKLARIN DEĞİŞİM GRAFİKLERİ**



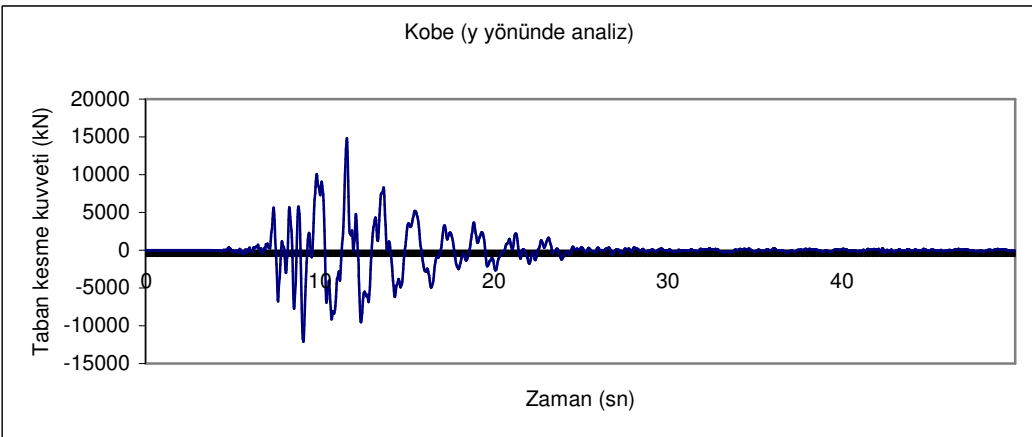
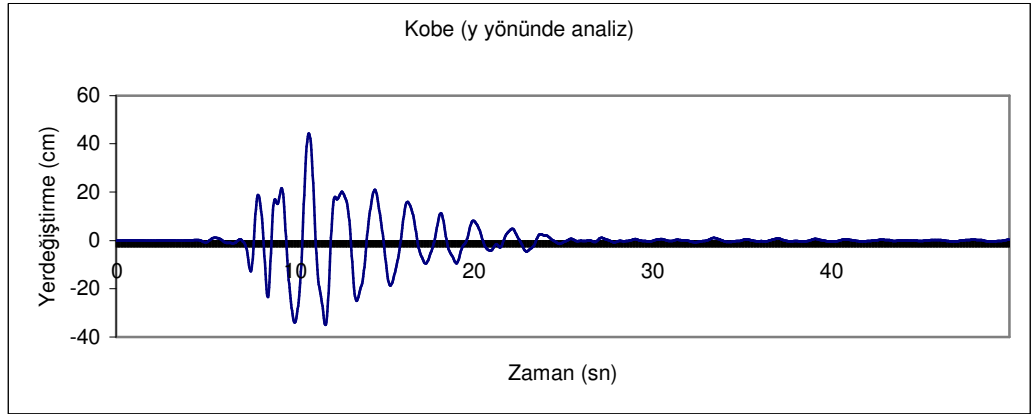
Şekil B.1: Hachinohe kaydı X yönünde analiz



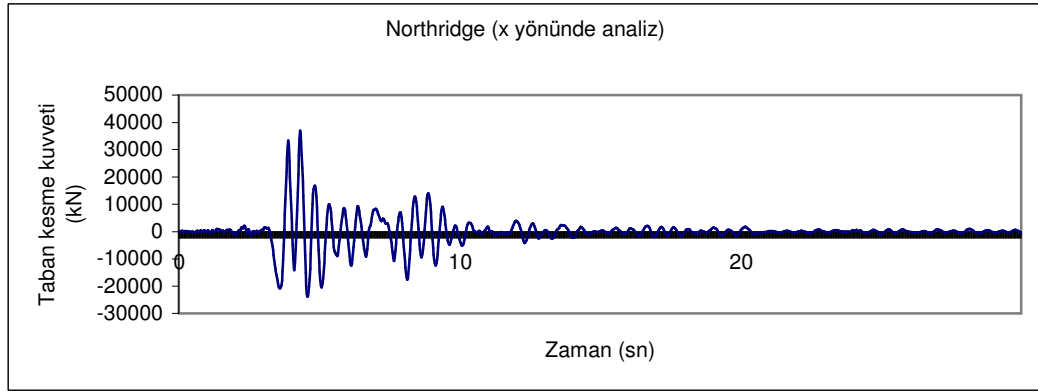
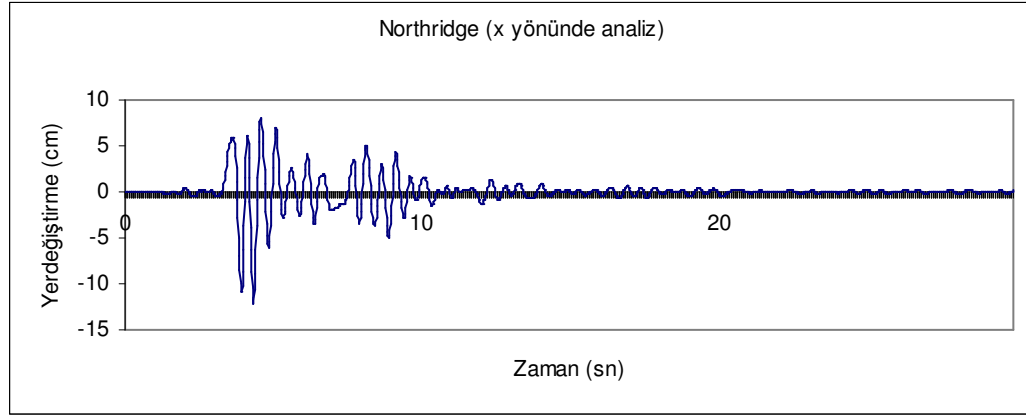
Şekil B.2: Hachinohe kaydı Y yönünde analiz



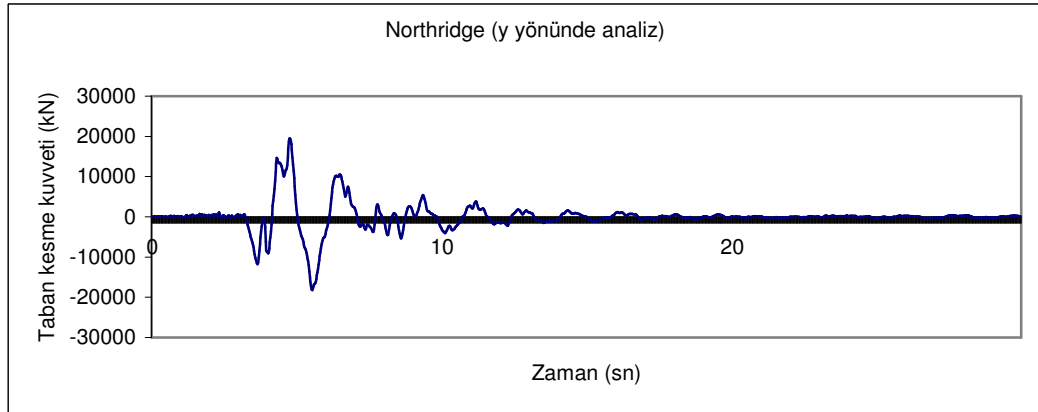
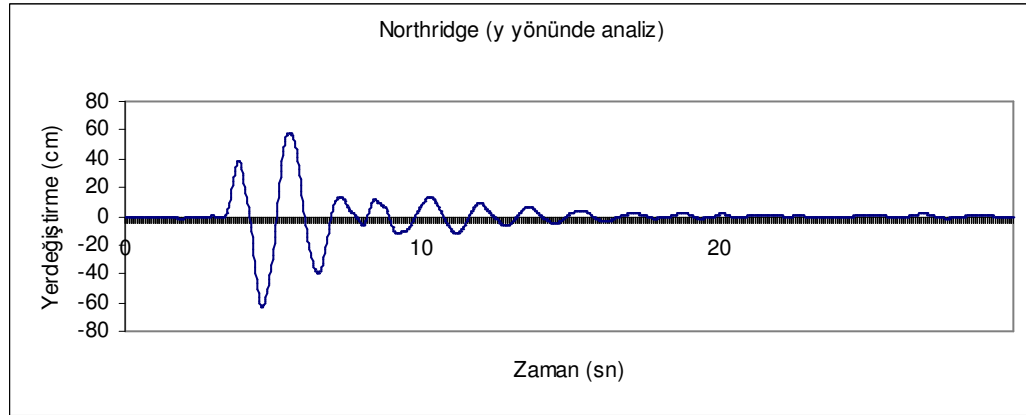
Şekil B.3: Kobe depremi X yönünde analiz



Şekil B.4: Kobe depremi Y yönünde analiz



Şekil B.5: Northridge depremi X yönünde analiz



Şekil B.6: Northridge depremi Y yönünde analiz

EK-C

XTRACT PROGRAMI İLE HESAPLANAN KOLON KAPASİTELERİ VE KAPASİTE KONTROLLERİ

Tablo C2: Zemin kat kolon ve perde kontrol tablosu (XTRACT programı ile elde edilen sonuçlar)												
N_{max} $0.5 \times f_{ck} \times A_c$ $N_{d,max}$ Tüm yük kombinasyonları altında elde edilen en yüksek tasarım eksenel yükü $N_{d,x/y}$ x/y yönünde en büyük momente ($M_{d,x/y}$) sahip kombinasyonun eksenel yükü $M_{d,x/y}$ x/y yönünde en büyük kombinasyon momenti $M_{t,x/y}$ x/y yönünde $N_{d,x/y}$ eksenel yük seviyesindeki kapasite momenti A_c Kolon kesit alanı A_s Donatı alanı												
Kolon	N_{max}	$N_{d,max}$	$M_{d,x}$	$M_{t,x}$	$M_{d,y}$	$M_{t,y}$	$N_{d,max}/N_{max}$	$M_{d,x}/M_{t,x}$	$M_{d,y}/M_{t,y}$			
No	(kN)	(kN)	($kNcm$)	($kNcm$)	($kNcm$)	($kNcm$)						
S1 A	3150	3667	82509	108000	6682	16220	1.16	0.76	0.41			
S1 B	3150	3424	73611	101700	5680	16290	1.09	0.72	0.35			
S2 A	4500	4159	196312	232600	13070	19490	0.92	0.84	0.67			
S2 B	4500	4364	199457	239400	19115	20370	0.97	0.83	0.94			
S2 C	4500	4443	196711	238200	20711	20600	0.99	0.83	1.01			
S3 A	3600	4632	24393	74370	24674	33840	1.29	0.33	0.73			
S3 B	3600	4029	15418	77590	23112	31740	1.12	0.20	0.73			
S4 A	3600	5153	20489	72830	30070	7479	1.43	0.28	4.02			
S4 B	3600	4465	19707	77180	32984	14800	1.24	0.26	2.23			
S4 C	3600	4620	20634	71870	37157	21540	1.28	0.29	1.73			
S5 A	3150	2099	68058	82340	6240	6625	0.67	0.83	0.94			
S5 B	3150	2845	50639	104500	8691	7576	0.90	0.48	1.15			
S6	6030	3901	329740	308500	14592	8536	0.65	1.07	1.71			
P1 A	14580	10387	1699932	1909000	17316	32250	0.71	0.89	0.54			
P1 B	3060	2311	537	4761	321660	68700	0.76	0.11	4.68			
P1 C	3060	3021	521	5606	266469	85030	0.99	0.09	3.13			
P1 D	3060	2986	527	5356	295785	88050	0.98	0.10	3.36			

EK-D

JAPON SİSMİK İNDEKS YÖNTEMİYLE YAPININ KONTROLÜ

Tablo D.1: Japon indeks yöntemi (giriş kat)

JAPON İNDEKS YÖNTEMİ									
X DOĞRULTUSUNDA 1. İNCELEME SEVİYESİ									
ZEMİN KATI KOLONLARI									
KOLON	X yönü	Y yönü	Yükseklik	h / x	Tip	kesit	Sembo	Açıklama	Değer
S1 A	175	20	508	2.9	kolon	0.35	Is	Yaptı indeksi	0.183
S1 B	175	20	258	1.5	kısa	0.35	Es	Ana indeks	0.264
S2 A	250	20	258	1.0	kısa	0.5	Sd	Tasarım ve	0.770
S2 B	250	20	258	1.0	kısa	0.5	T	Zamanla bozulma	0.900
S2 C	250	20	258	1.0	kısa	0.5	Es	Ana indeks kısa	0.234
S3 A	100	40	508	5.1	kolon	0.4	n	Bodrum hariç toplam	11.000
S3 B	100	40	258	2.6	kolon	0.4	i	Ele alınan kat	1.000
S4 A	100	40	258	2.6	kolon	0.4	Csc	Kısa kolon dayanımı	0.061
S4 B	100	40	258	2.6	kolon	0.4	Cw	Perde dayanımı	0.159
S4 C	100	40	258	2.6	kolon	0.4	Cc	Kolon dayanımı	0.150
S5 A	175	20	508	2.9	kolon	0.35	Fw	Perde süneklik	1.000
S5 B	175	20	258	1.5	kısa	0.35	Fsc	Kısa kolon süneklik	0.800
S6	335	20	258	0.8	perde	0.67	a1	Yerdeğiştirme	0.700
P1 A	810	20	258	0.3	perde	1.62	a2	Yerdeğiştirme	0.700
P1 B	20	170	258	12.9	perde	0.34	a3	Yerdeğiştirme	0.800
P1 C	20	170	258	12.9	perde	0.34	fed	Beton tasarım basınç	12.000 Mpa
P1 D	20	170	258	12.9	perde	0.34	W	Yaptı ağırlığı	32.360 MN
$I_s = E_o \cdot S_D \cdot T$							Asc	Kısa kolon kesit alanı	2.200 m2
$E_o = \frac{n+1}{n+i} (C_{sc} + a_1 C_w + a_2 C_c) f_{sc}$							Ac1	h/x < 6 kolonlarının	2.700 m2
$E_o = \frac{n+1}{n+i} (C_w + a_1 C_c) f_w$							Ac2	h/x > 6 kolonlarının	0.000 m2
$C_{sc} = \frac{f_{sc}}{200W} \cdot 15 A_{sc}$							Aw1	İç taraftan başlıkları	2.640 m2
$C_w = \frac{f_{sc}}{200W} \cdot (30 A_{w1} + 7 A_{w2})$							Aw2	Tek taraftan başlıkları	0.000 m2
$C_w = \frac{f_{sc}}{200W} \cdot (30 A_{w1} + 20 A_{w2} + 10 A_{w3})$							Aw3	Bağıksız perde kesit	0.670 m2
$I_{ss} = E_s ZGU$							Es	Ana karşılaştırma ind.	0.800
$I_{ss} > I_s$ (davranış belirsiz)							Z	Bölge indeksi	0.700
							G	Zemin indeksi	1.000
							U	Kullanım indeksi	1.000
							Iso	Karşılaştırma indeksi	0.560

Tablo D.2: Japon indeks yöntemi (giriş kat)

JAPON İNDEKS YÖNTEMİ					Sembol	Açıklama	Değer	Birim
Y DOĞRULTUSUNDA İ. İNCELEME SEVİYESİ					Is	Yaptı indeksi	0.141	
					Eo	Ana indeks	0.204	
ZEMİN KATI KOLONLARI					Sd	Tasarım ve boyutlama	0.770	
KOLON					T	Zamanla bozulma	0.900	
S1 A					Eo	Ana indeks kısa kolon	0.000	
S1 B					n	Bodrum hariç toplam	11.000	
S2 A					i	Ele alınan kat	1.000	
S2 B					Csc	Kısa kolon dayanımı	0.000	
S2 C					Cw	Perde dayanımı	0.159	
S3 A					Cc	Kolon dayanımı	0.064	
S3 B					Fw	Perde süneklik indeksi	1.000	
S4 A					Fsc	Kısa kolon süneklik	0.800	
S4 B					a1	Yerleştirme katsayısı	0.700	
S4 C					a2	Yerleştirme katsayısı	0.700	
S5 A					a3	Yerleştirme katsayısı	0.800	
S5 B					fcd	Beton tasarım basınç	12.000	Mpa
S6					W	Yaptı ağırlığı	32.360	MN
P1 A					Asc	Kısa kolon kesit alanı	0.000	m2
P1 B					Ac1	h/x < 6 kolonlarının	0.000	m2
P1 C					Ac2	h/x > 6 kolonlarının	4.900	m2
P1 D					Aw1	İkitaraftan başlıklı perde	2.640	m2
					Aw2	Tek taraftan başlıklı	0.000	m2
					Aw3	Başlıksız perde kesit	0.670	m2
					Es	Ana karşılaştırma ind.	0.800	
					Z	Bölge indeksi	0.700	
					G	Zemin indeksi	1.000	
					U	Kullanım indeksi	1.000	
					Iso	Karşılaştırma indeksi	0.560	

Iso>Is (davranış belirsiz)

$$I_s = E_0 \cdot S_D \cdot T$$

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} (C_{se} + a_1 C_n + a_2 C_z) f_{se}$$

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} (C_n + a_1 C_z) f_{se}$$

$$C_{se} = \frac{f_{sd}}{200W} \cdot 15 A_{se}$$

$$C_z = \frac{f_{sd}}{200W} \cdot (30 A_{z1} + 7 A_{z2})$$

$$C_n = \frac{f_{sd}}{200W} \cdot (30 A_{n1} + 20 A_{n2} + 10 A_{n3})$$

$$I_{se} = E_s ZGU$$

Tablo D.3: Japon indeks yöntemi (Enüst kat)

JAPON İNDEKS YÖNTEMİ									
X DOĞRULTUSUNDA İ. İNCELEME SEVİYESİ									
ENÜST KAT KOLONLARI									
KOLON	X yönü	Y yönü	uz.	Yükseklik	h / x	Tip	kesit	Semb.	Açıklama
S1 A	175	20	258	1.5	kısa	0.35	Is	Yapı indeksi	Değer
S1 B	175	20	258	1.5	kısa	0.35	Eo	Ana indeks	0.090
S2 A	250	20	258	1.0	kısa	0.5	Sd	Tasarım ve	0.129
S2 B	250	20	258	1.0	kısa	0.5	T	Zamanla bozulma	0.770
S2 C	250	20	258	1.0	kısa	0.5	Eo	Ana indeks kısa	0.900
S3 A	100	40	258	2.6	kolon	0.4	n	Bodrum hariç toplam	0.123
S3 B	100	40	258	2.6	kolon	0.4	i	Ele alınan kat	11.000
S4 A	100	40	258	2.6	kolon	0.4	Csc	Kısa kolon dayanımı	11.000
S4 B	100	40	258	2.6	kolon	0.4	Cw	Perde dayanımı	0.081
S4 C	100	40	258	2.6	kolon	0.4	Fw	Perde süneklik	0.159
S5 A	175	20	258	1.5	kısa	0.35	Fsc	Kısa kolon süneklik	0.111
S5 B	175	20	258	1.5	kısa	0.35	a1	Yerdeğiştirme	1.000
S6	335	20	258	0.8	perde	0.67	a2	Yerdeğiştirme	0.800
P1 A	810	20	258	0.3	perde	1.62	a3	Yerdeğiştirme	0.700
P1 B	20	170	258	12.9	perde	0.34	fd	Beton tasarım basınç	0.800
P1 C	20	170	258	12.9	perde	0.34	W	Yapı ağırlığı	12.000 Mpa
P1 D	20	170	258	12.9	perde	0.34	Asc	Kısa kolon kesit alanı	32.360 MN
$I_s = E_o \cdot S_D \cdot T$								Ac1	h/x < 6 kolonlarının
$E_o = \frac{n+1}{n+i} (C_{sc} + a_1 C_w + a_2 C_c) f_{sc}$								Ac2	h/x > 6 kolonlarının
$E_o = \frac{n+1}{n+i} (C_w + a_1 C_c) f_w$								Aw1	İkitaraftan başlıklı
$C_{sc} = \frac{f_{sc}}{200 W} \cdot 15 A_{sc}$								Aw2	Tek taraftan başlıklı
$C_c = \frac{f_{sc}}{200 W} \cdot (30 A_{c1} + 7 A_{c2})$								Aw3	Başlıksız perde kesit
$C_w = \frac{f_{sc}}{200 W} \cdot (30 A_{w1} + 20 A_{w2} + 10 A_{w3})$								Es	Ana karşılaştırma ind.
$I_{sc} = E_s ZGU$								Z	Bölge indeksi
								G	Zemin indeksi
								U	Kullanım indeksi
								Iso	Karşılaştırma indeksi

Iso>Is (davranış belirsiz)

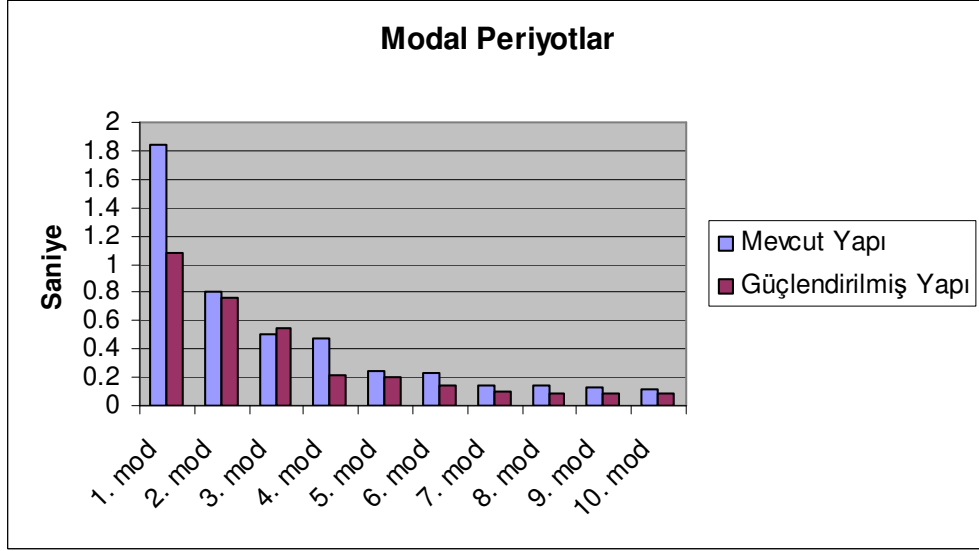
Tablo D.4: Japon indeks yöntemi (Enüst kat)

JAPON İNDEKS YÖNTEMİ									
Y DOGRULTUSUNDA 1. İNCELEME SEVİYESİ									
ENÜST KAT KOLONLARI									
KOLON	X yönü uz.	Y yönü uz.	Yükseklik	h / x	Tip	kesit	Sembo	Açıklama	Değer
S1 A	175	20	258	12.9	kolon	0.35	Is	Yapı indeksi	0.077
S1 B	175	20	258	12.9	kolon	0.35	Es	Ana indeks	0.111
S2 A	250	20	258	12.9	kolon	0.5	Sd	Tasarım ve	0.770
S2 B	250	20	258	12.9	kolon	0.5	T	Zamanla bozulma	0.900
S2 C	250	20	258	12.9	kolon	0.5	Es	Ana indeks kısa	0.000
S3 A	100	40	258	6.5	kolon	0.4	n	Bodrum hariç toplam	11.000
S3 B	100	40	258	6.5	kolon	0.4	i	Ele alınan kat	11.000
S4 A	100	40	258	6.5	kolon	0.4	Csc	Kısa kolon dayanımı	0.000
S4 B	100	40	258	6.5	kolon	0.4	Cw	Perde dayanımı	0.159
S4 C	100	40	258	6.5	kolon	0.4	Cc	Kolon dayanımı	0.064
S5 A	175	20	258	12.9	kolon	0.35	Fw	Perde süneklik	1.000
S5 B	175	20	258	12.9	kolon	0.35	Fsc	Kısa kolon süneklik	0.800
S6	335	20	258	12.9	perde	0.67	a1	Yerdeğiştirme	0.700
P1 A	810	20	258	12.9	perde	1.62	a2	Yerdeğiştirme	0.700
P1 B	20	170	258	1.5	perde	0.34	a3	Yerdeğiştirme	0.800
P1 C	20	170	258	1.5	perde	0.34	fed	Beton tasarım basınç	12.000 Mpa
P1 D	20	170	258	1.5	perde	0.34	W	Yapı ağırlığı	32.360 MN
$I_s = E_o \cdot S_D \cdot T$							Asc	Kısa kolon kesit alanı	0.000 m2
$E_o = \frac{n+1}{n+i} (C_{sc} + a_1 C_w + a_2 C_c) f_{sc}$							Ac1	h/x < 6 kolonlarının	0.000 m2
$E_o = \frac{n+1}{n+i} (C_w + a_1 C_c) f_w$							Ac2	h/x > 6 kolonlarının	4.900 m2
$C_{sc} = \frac{f_{cd}}{200 W} \cdot 15 A_{sc}$							Aw1	İkitaraftan başlıklı	2.640 m2
$C_c = \frac{f_{cd}}{200 W} \cdot (30 A_{c1} + 7 A_{c2})$							Aw2	Tek taraftan başlıklı	0.000 m2
$C_w = \frac{f_{cd}}{200 W} \cdot (30 A_{w1} + 20 A_{w2} + 10 A_{w3})$							Aw3	Başlıksız perde kesit	0.670 m2
$I_{sc} = E_s ZGU$							Es	Ana karşılaştırma ind.	0.800
							Z	Bölge indeksi	0.700
							G	Zemin indeksi	1.000
							U	Kullanım indeksi	1.000
							Iso	Karşılaştırma indeksi	0.560

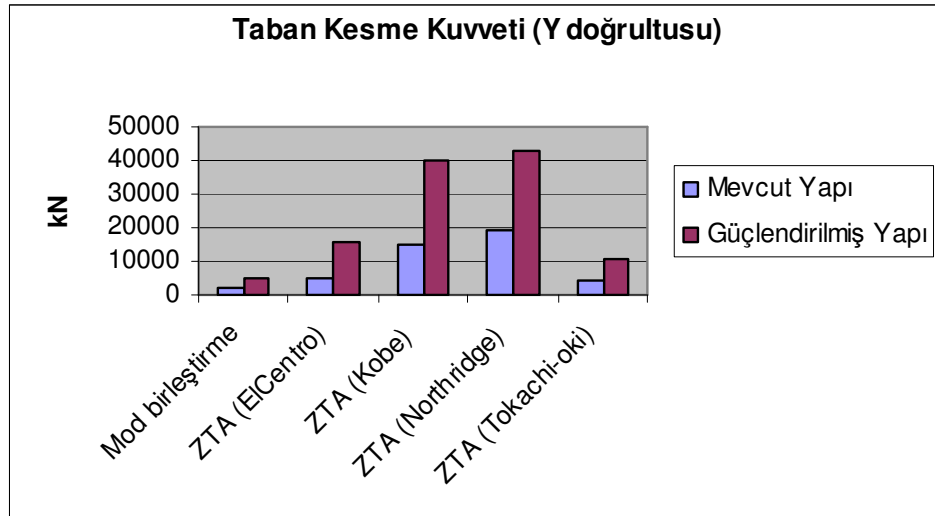
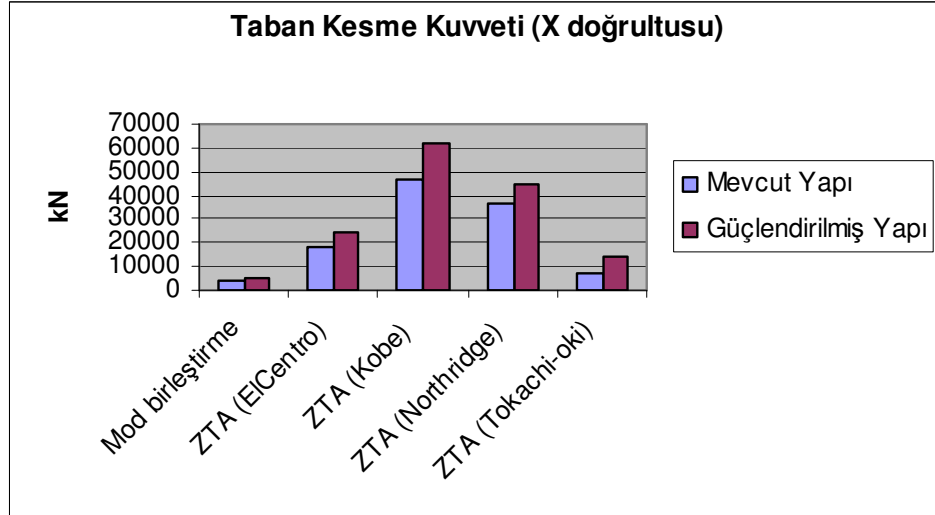
Iso>Is (davranış belirsiz)

EK-E

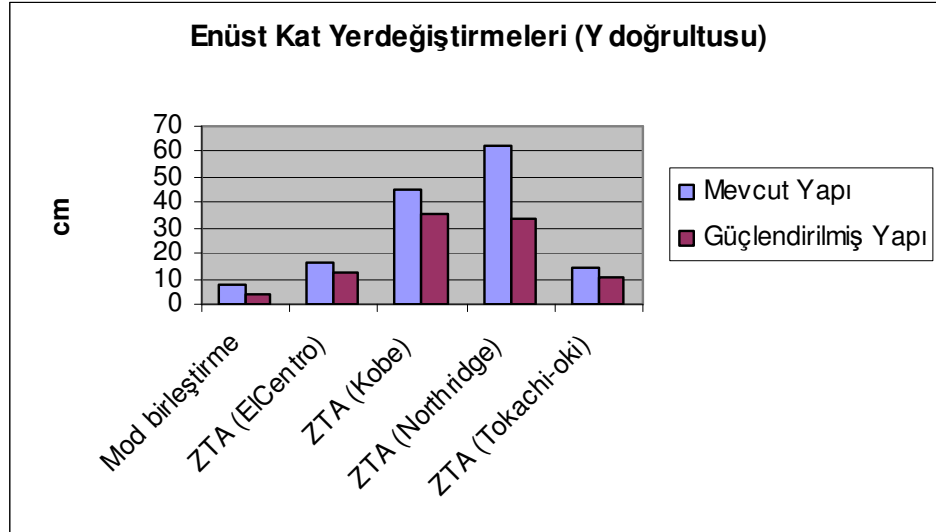
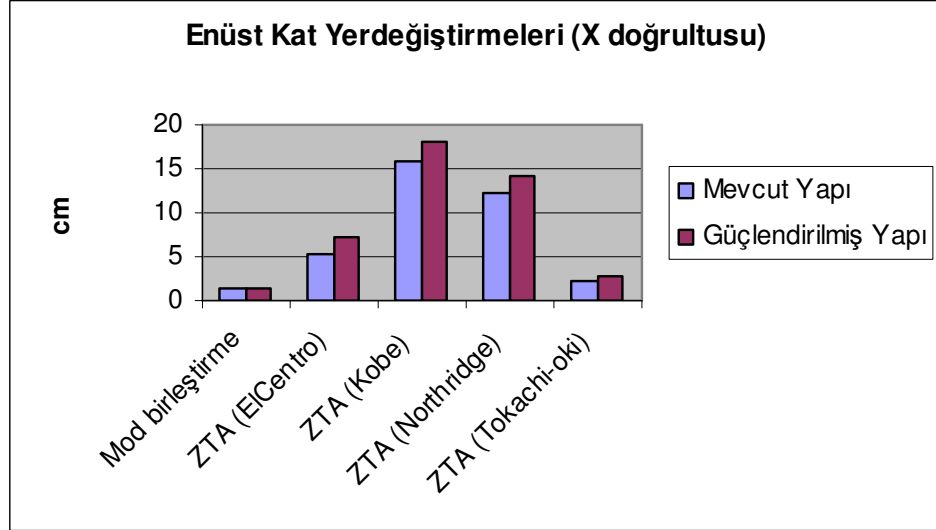
**MEVCUT YAPININ VE GÜÇLENDİRİLMİŞ YAPININ ANALİZ
SONUÇLARININ KARŞILAŞTIRILMASI**



Şekil E.1: Modal periyotlar



Şekil E.2: Taban kesme kuvvetleri



şekil E.3: Enüst kat yerdeğiştirmeleri

ÖZGEÇMİŞ

Onur KORKMAZ, 1979 yılında Yalova’da doğdu. İlk öğrenimini Safran Köyü İlkokulu’nda ve orta öğrenimini de Yalova Lisesi’nde tamamladı. 2002 yılında İstanbul Üniversitesi Mühendislik Fakültesi’nden mezun olduktan sonra aynı yıl İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünde İnşaat Mühendisliği anabilim dalı Deprem Mühendisliği programında yüksek lisans yapmaya başlamıştır. Halen aynı bölümde yüksek lisansına devam etmektedir.