

**İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ DEPREM MÜHENDİSLİĞİ VE AFET
YÖNTEMİ ENSTİTÜSÜ**

**MEVCUT BETONARME BİR BİNANIN DEPREM YÖNETMELİĞİ
ÇERÇEVESİNDE DOĞRUSAL OLMAYAN DİNAMİK ANALİZLE
PERFORMANSININ BELİRLENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Onur ARSLAN

Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı

Deprem Mühendisliği Programı

OCAK 2015

**İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ DEPREM MÜHENDİSLİĞİ VE AFET
YÖNETİMİ ENSTİTÜSÜ**

**MEVCUT BETONARME BİR BİNANIN DEPREM YÖNETMELİĞİ
ÇERÇEVESİNDE DOĞRUSAL OLMAYAN DİNAMİK ANALİZLE
PERFORMANSININ BELİRLENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Onur ARSLAN
(802121030)**

Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı

Deprem Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Doç. Dr. Beyza TAŞKIN

OCAK 2015

İTÜ, Deprem Mühendisliği ve Afet Yönetimi Enstitüsü'nün 802121030 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi **ONUR ARSLAN**, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı **“MEVCUT BETONARME BİR BİNANIN DEPREM YÖNETMELİĞİ ÇERÇEVESİNDE DOĞRUSAL OLMAYAN DİNAMİK ANALİZLE PERFORMANSININ BELİRLENMESİ”** başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Doç. Dr. Beyza TAŞKIN**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Doç. Dr. Ercan YÜKSEL**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Doç. Dr. Kemal BEYEN
Kocaeli Üniversitesi

Teslim Tarihi : **15 Aralık 2014**
Savunma Tarihi : **23 Ocak 2015**

Aileme,

ÖNSÖZ

Yüksek Lisans çalışmalarım boyunca engin bilgi ve birikimi ve deneyimlerini benimle paylaşan, yardımlarını ve tecrübelerini esirgemeyen tez danışmanım Sayın Doç. Dr. Beyza Taşkın'a teşekkürlerimi sunarım.

Çalışmalarım sırasında verdiği destekten ötürü sayın Araş. Gör. Ülgen Mert Tuğsal'a teşekkür ederim.

Bu tez T.C. Başbakanlık AFAD Başkanlığı'nın UDAP-Ç-12-04 numaralı projesince desteklenmiştir. İdeCAD Statik'e teşekkür ederim.

Tez süresince tecrübe ve bilgileri ile destek veren Yapı Merkezi Prefabrikasyon ailesine ve yoğun iş temposuna rağmen her türlü sorunuma yardım eli uzatan İnş. Yük. Müh. Giray Arslan'a teşekkürü bir borç bilirim.

Son olarak, hayatım boyunca beni her zaman ve her koşulda destekleyen, bu günlere ulaşmamı sağlayan çok sevgili aileme; babam Feyzullah Arslan, annem Gül Arslan ve kardeşim Elif Arslan'a en derin teşekkürlerimi ve minnettarlığımı sunuyorum.

Aralık 2014

Onur Arslan
İnşaat Mühendisi

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	vii
İÇİNDEKİLER	ix
KISALTMALAR	xi
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xiii
ŞEKİL LİSTESİ.....	xv
ÖZET.....	xvii
SUMMARY	xix
1. GİRİŞ	1
1.1 Tezin Amacı	1
1.2 Kapsam.....	2
1.3 Konu ile İlgili Çalışmalar	3
2. YAPI SİSTEMLERİNİN DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZİ.....	5
2.1 Malzeme Bakımından Doğrusal Olmayan Sistemler	6
2.1.1 Malzemelerin şekildeğiştirme özellikleri.....	6
2.1.1.1 İdeal malzemeler	7
2.1.2 Beton ve beton çeliği için gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları	9
2.1.3 Düzlem çubuk elemanlarda iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntıları.....	10
2.1.4 Betonarme çubuk elemanların iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntıları	11
2.1.4.1 Eğilme momenti – birim dönme ($M-\chi$) bağıntısı	11
2.1.4.2 Akma koşulu (karşılıklı etki diyagramı)	13
2.1.4.3 Betonarme kesit davranışının idealleştirilmesi	14
2.1.5 Plastik mafsallı hipotezi	16
3. DBYBHY-07'YE GÖRE BİNALARIN PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ	23
3.1 Betonarme Binalardan Bilgi Toplanması	23
3.1.1 Bilgi düzeyleri	23
3.1.2 Betonarme binalardan bilgi toplanması	24
3.2 Yapı Elemanlarında Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri	24
3.3 Deprem Hesabına İlişkin Kurallar.....	25
3.4 Depremde Bina Performansının Doğrusal Elastik Olmayan Yöntemler İle Belirlenmesi	26
3.4.1 Doğrusal elastik olmayan davranışın idealleştirilmesi.....	27
3.4.2 Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi	28
3.4.3 Birim şekildeğiştirme istemlerinin belirlenmesi	28
3.4.4 Betonarme elemanların kesit birim şekildeğiştirme kapasiteleri	28
3.5 Deprem Performansının Belirlenmesi	29
3.6 Binalar İçin Hedeflenen Performans Düzeyleri	30
4. BETONARME BİR BİNANIN DEPREM PERFORMANSININ BELİRLENMESİ ÜZERİNE SAYISAL İNCELEME	33
4.1 İncelenen Taşıyıcı Sistem Modeli	33

4.1.1 Bina bilgileri.....	37
4.1.2 Malzeme bilgileri	37
4.1.3 Proje parametreleri	37
4.1.4 Yükler.....	37
4.2 Deprem Yükü Hesabı	38
4.3 Kullanılan Analiz Programı: DRAIN-2DX.....	39
4.3.1 Dolgu duvar modeli.....	40
4.4 Kiriş ve Kolonlarda Yığılı Plastik Davranışın İdealleştirilmesi.....	40
4.5 Kullanılan Deprem Kayıtları	40
4.5.1 Kullanılan deprem kayıtlarının uygunluğunun kontrolü	42
4.6 Zaman Tanım Alanın Doğrusal Olmayan Analiz Sonuçları	44
4.7 Kolonlar için Karşılıklı Etki Diyagramı Hesabı.....	53
4.8 ZTADOA Sonucu Eleman Hasar Durumları	55
5. SONUÇLAR	59
KAYNAKLAR.....	63
EKLER.....	65
ZGEMİş	75

KISALTMALAR

DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
ASCE	: American Society of Civil Engineers
ABYYHY	: Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
ZTADOA	: Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz
DRAIN-2DX	: Static and Dynamic Analysis of Inelastic Plane Structures
MHB	: Minimum Hasar Bölgesi
BHB	: Belirgin Hasar Bölgesi
İHB	: İleri Hasar Bölgesi
GÇ	: Göçme Sınırı
GV	: Güvenlik Sınırı
MN	: Minimum Hasar Sınırı
GB	: Göçme Bölgesi
DK	: Deprem Kayıtları
TEDC	: Turkish Earthquake Design Code

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 3.1 : Binalar için bilgi düzeyi katsayıları.....	23
Çizelge 3.2 : Performans düzeylerine karşılık gelen performans şartları.....	30
Çizelge 3.3 : Farklı aşılma olasılıklarına bağlı olarak bina kullanım türlerine ait performans düzeyleri.....	31
Çizelge 4.1 : Deprem hesabında kullanılan değişkenler.....	38
Çizelge 4.2 : S(T) spektrum katsayısının hesaplanması	38
Çizelge 4.3 : Yapı ağırlığı hesabı	39
Çizelge 4.4: Maksimum taban kesme kuvveti ve tepe yerdeğiştirmesi.....	48
Çizelge 4.5 : SZ06 kolonunun karşılıklı etki diyagramı (X doğruştusu).....	53
Çizelge 4.6 : SZ09 kolonunun karşılıklı etki diyagramı (X doğruştusu).....	53
Çizelge 4.7 : SZ17 kolonunun karşılıklı etki diyagramı (X doğruştusu).....	54
Çizelge 4.8 : SZ13 kolonunun karşılıklı etki diyagramı (Y doğruştusu).....	54
Çizelge 4.9 : X doğruştusunda hasar durumu.	55
Çizelge 4.10 : Y doğruştusunda hasar durumu.	56
Çizelge 4.11 : X doğruştusunda hasar oranı.....	57
Çizelge 4.12 : Y doğruştusunda hasar oranı.....	57
Çizelge 5.1 : X doğruştusunda doğruşsal ve doğruşsal olmayan yöntemler ile yapılan kolon performans analizi sonuçları.	60
Çizelge 5.2 : Y doğruştusunda doğruşsal ve doğruşsal olmayan yöntemler ile yapılan kolon performans analizi sonuçları.	60
Çizelge 5.3 : Doğruşsal ve doğruşsal olmayan yöntem ile yapılan kolon performans analizi karşılaştırılması.....	61
Çizelge 5.4 : Dolgu duvarlı ve dolgu duvarsız analiz sonuçlarının karşılaştırılması.....	61

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1: Dış kuvvetler etkisindeki katı cisim.	6
Şekil 2.2: Şematik yük parametresi-şekildeğiştirme diyagramı.	7
Şekil 2.3: İdeal malzemeler.	8
Şekil 2.4: Beton çeliğinde σ - ϵ diyagramı.	9
Şekil 2.5: Betonarme çubuğun eğilmesinde dış basınç lifindeki σ - ϵ diyagramı.	10
Şekil 2.6: Düzlem çubuk elemanda iç kuvvetler ve şekildeğiştirmeler.	11
Şekil 2.7: Betonarme kesitlerde $M - \chi$ diyagramı.	12
Şekil 2.8: Betonarme kesitlerde karşılıklı etki diyagramı (akma eğrisi).	13
Şekil 2.9: Betonarme kesitlerde idealleştirme $M - \chi$ diyagramı (Tip:1).	14
Şekil 2.10: Betonarme kesitlerde idealleştirme $M - \chi$ diyagramı (Tip:2).	15
Şekil 2.11: Betonarme kesitlerde idealleştirilmiş $N - \epsilon$ diyagramı.	15
Şekil 2.12: Eğilme momenti – eğrilik diyagramı.	16
Şekil 2.13: Doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler.	18
Şekil 2.14: İdealleştirilmiş eğilme momenti – eğrilik diyagramı.	19
Şekil 2.15: Plastik mafsallık boyu.	20
Şekil 3.1: Hasar sınır ve bölgeleri.....	25
Şekil 3.2: Eğilme momenti – plastik dönme bağıntıları	28
Şekil 4.1: Binanın genel görünüşü.....	33
Şekil 4.2: Zemin kat kalıp planı.....	34
Şekil 4.3: Y-Y doğrultusu taşıyıcı sistem modeli.....	35
Şekil 4.4: X-X doğrultusu taşıyıcı sistem modeli.....	36
Şekil 4.5: 1. Deprem kaydı	41
Şekil 4.6: 2. Deprem kaydı	41
Şekil 4.7: 3. Deprem kaydı	41
Şekil 4.8: 4. Deprem kaydı	41
Şekil 4.9: 5. Deprem kaydı	42
Şekil 4.10: 6. Deprem kaydı	42
Şekil 4.11: 7. Deprem kaydı	42
Şekil 4.12: %5 Sönüm için elde edilen davranış spektrumları	43
Şekil 4.13: Kullanılan deprem kayıt spektrumlarının ortalaması	43
Şekil 4.14: 1. Deprem kaydı- zamana bağlı tepe yerdeğiştirmesi	44
Şekil 4.15: 2. Deprem kaydı- zamana bağlı tepe yerdeğiştirmesi	44
Şekil 4.16: 3. Deprem kaydı- zamana bağlı tepe yerdeğiştirmesi	44
Şekil 4.17: 4. Deprem kaydı- zamana bağlı tepe yerdeğiştirmesi	45
Şekil 4.18: 5. Deprem kaydı- zamana bağlı tepe yerdeğiştirmesi	45
Şekil 4.19: 6. Deprem kaydı- zamana bağlı tepe yerdeğiştirmesi	45
Şekil 4.20: 7. Deprem kaydı- zamana bağlı tepe yerdeğiştirmesi	45
Şekil 4.21: 1. Deprem kaydı- zamana bağlı taban kesme kuvveti.....	46
Şekil 4.22: 2. Deprem kaydı- zamana bağlı taban kesme kuvveti.....	46
Şekil 4.23: 3. Deprem kaydı- zamana bağlı taban kesme kuvveti.....	46

Şekil 4.24:	4. Deprem kaydı- zamana bağlı taban kesme kuvveti	47
Şekil 4.25:	5. Deprem kaydı- zamana bağlı taban kesme kuvveti	47
Şekil 4.26:	6. Deprem kaydı- zamana bağlı taban kesme kuvveti	47
Şekil 4.27:	7. Deprem kaydı- zamana bağlı taban kesme kuvveti	47
Şekil 4.28:	1. Deprem kaydı (yerdeğiştirme-taban kesme kuvveti) değişimi.....	49
Şekil 4.29:	2. Deprem kaydı (yerdeğiştirme-taban kesme kuvveti) değişimi.....	49
Şekil 4.30:	3. Deprem kaydı (yerdeğiştirme-taban kesme kuvveti) değişimi.....	50
Şekil 4.31:	4. Deprem kaydı (yerdeğiştirme-taban kesme kuvveti) değişimi.....	50
Şekil 4.32:	5. Deprem kaydı (yerdeğiştirme-taban kesme kuvveti) değişimi.....	51
Şekil 4.33:	6. Deprem kaydı (yerdeğiştirme-taban kesme kuvveti) değişimi.....	51
Şekil 4.34:	7. Deprem kaydı (yerdeğiştirme-taban kesme kuvveti) değişimi.....	52
Şekil 4.35:	Azaltılmış görelî kat ötelemelerinin kıyaslanması	52
Şekil 5.1:	2007 ve 1975 yönetmeliklerine göre yapı etkiyen deprem yükleri	62
Şekil A:	Y doğrultusuna ait zamana bağlı taban kesme kuvveti	69
Şekil B:	Y doğrultusuna ait yerdeğiştirme-taban kesme kuvveti değişimi.....	71
Şekil C:	Zemin kat kolon aplikasyon planı	75

MEVCUT BETONARME BİR BİNANIN DEPREM YÖNETMELİĞİ ÇERÇEVESİNDE DOĞRUSAL OLMAYAN DİNAMİK ANALİZLE PERFORMANSININ BELİRLENMESİ

ÖZET

Türkiye, coğrafi konumu itibarıyla deprem kuşağında olan bir ülkedir. Depremler, büyük yıkımlara ve can kayıplarına sebep olmaktadır. Bundan dolayı yapılar, depremin etkin karakteristik özellikleri göz önüne alınarak değerlendirilmelidir. Mevcut binaların deprem etkisindeki performansının belirlenmesi, var olan yapı stoğunun, deprem olduğu zaman nasıl davranacağını bilinmesi açısından çok önemlidir. Performansa dayalı değerlendirme, 2007 yılında yürürlüğe giren Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik'in (DBYBHY) 7. Bölümünde yer verilmiştir.

Bu çalışmada, 1975 tarihli Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik'e (ABYYHY) göre tasarlanmış beş katlı bir betonarme binanın doğrusal elastik olmayan zaman tanım analizi yöntemi kullanılarak performans durumu değerlendirilmiştir. Ayrıca, yapının göreceli kat ötelemesi sınır değerleri ASCE 41-06'dan alınmıştır.

Birinci bölümde, çalışmanın amacı ve kapsamı hakkında bilgi verilmiştir. Konu ile ilgili çalışmalara yer verilmiştir.

İkinci bölümde, yapı sistemlerinin doğrusal olmayan davranışı hakkında bilgi verilmiştir. Doğrusal olmayan yapıların hesap yöntemlerine değinilmiştir. Malzeme bakımından doğrusal olmayan betonarme sistemler ile ilgili bilgi verilmiştir. Plastik Mafsallı hipotezi ve bu hipotezi esas alan hesap yöntemi açıklanmıştır.

Üçüncü bölümde, DBYBHY 7. Bölümde tanımlanan performansa dayalı değerlendirme yöntemi hakkında bilgi verilmiştir. DBYBHY'de tanımlanan kesit hasar düzeyleri, performans seviyeleri ve çoklu performans hedefleri özetlenmiştir. Ek olarak, doğrusal elastik olmayan analiz yöntemlerinden olan ve bu çalışmada kullanılan zaman tanım alanında analiz yöntemi açıklanmıştır.

Dördüncü bölümde, ABYYHY'ye göre tasarlanmış mevcut bir binanın DBYBHY'de yer alan zaman tanım alanında analiz yöntemiyle çözülmüştür ve bu yapının performansı belirlenmiştir.

Son bölümde, sayısal sonuçlar değerlendirilip karşılaştırılmıştır.

SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF AN EXISTING RC BUILDING CONSIDERING THE EARTHQUAKE CODE REGULATIONS

SUMMARY

As well as the loss of human lives, destructive earthquakes cause significant amounts of damages to existing structures in Turkey where most of the land area settles on various seismic zones. Therefore, engineering structures need to be evaluated subjected to a maximum probable seismic force that might be encountered during a future earthquake event. Henceforth it is crucial to analyze building inventory for maximum credible earthquakes, in order to minimize damage and injuries.

Being enforced in 2007, the latest Turkish Earthquake Design Code (TEDC) introduces a new chapter in which methodologies for evaluating the seismic performances of existing buildings are clearly defined. However, the nonlinear time history analysis procedure is considered herein this study and the procedure is applied to an existing RC building which has frame structural system. The building was designed according to the regulations of the 1975 version of the TEDC. During the dynamic analysis 4 artificial ground motions are employed and structural responses are calculated. The elements of the structural system are evaluated in terms of their internal forces as well as the deformations and later these response values are compared with the code limits for giving a decision about the expected damage level. Since there is a lack of numerical limits to define the damage states by means of interstory drift ratios, ASCE 41-06 values are taken into account.

In the first chapter of this study, the main target and the content of the thesis is given, as well as the previous studies on the topic.

In the second chapter, definitions on the nonlinear behavior of RC structural elements and systems are briefly given. Furthermore, nonlinear analysis methods concerned with the definition of plastic hinges are described.

In the third chapter of the study, after giving a brief summary of the performance evaluation procedure defined in the TEDC, the damage limits; building performance levels and multiple performance objectives are summarized. Much detailed information of the nonlinear time history analysis procedure is provided also in this section.

In the fourth chapter, following the introduction of the existing RC condo building's general characteristics, nonlinear dynamic analyses are carried out and finally seismic performance analysis is performed considering the regulations of TEDC.

In the last chapter, numerical analysis results are discussed and compared to the linear elastic performance analysis findings.

1. GİRİŞ

1.1 Tezin Amacı

Ülkemiz bir deprem ülkesidir ve aktif fayların bulunduğu bir coğrafyada yer almaktadır. Topraklarımız depremlerin oldukça sık meydana geldiği aktif fay bölgelerindedir. Bundan dolayı depreme dayanıklı olarak analiz ve tasarım yapılması gerekmektedir. Depreme karşı tasarım ve değerlendirme konusunda gerek yurt içinde gerek yurt dışında hazırlanmış yönetmelikler vardır. Şu anda yürürlükte olan yönetmelik 2007 yılında yayınlanan Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY)'dir [1]. İlk deprem yönetmeliğimiz 1947 yılında yayınlanmıştır. Daha sonra sırasıyla 1953, 1961, 1968, 1975 ve 1998'de yönetmelik ve esaslar güncellenmiştir. Buna rağmen ne yazık ki ülkemizde meydana gelen depremlerde binlerce insanımız hayatını kaybetmektedir. Bunun sebebi gerekli önemin gösterilmemesidir.

Tasarım ve değerlendirme yöntemlerinde ortaya konan gelişmelerle birlikte özellikle son 20 yılda “performansa dayalı tasarım” kavramı öne çıkmaktadır [2]. Performansa dayalı tasarım, oluşma olasılıkları tanımlanan belirli deprem etkileri altında, yapının geometrik ve malzeme süneklik kapasitesinin, bina tasarım ömrü ve yapının kullanım amacı gibi etkenleri de gözönüne alınarak, hedeflenen bir performans durumuna göre boyutlandırılması veya değerlendirilmesidir [3]. DBYBHY’de, Mevcut Binaların Değerlendirilmesi ve Güçlendirilmesi adı altında Bölüm 7’de, performansa dayalı değerlendirme kavramı yer almaktadır.

DBYBHY’de değerlendirme yöntemi iki ana başlığa ayrılmaktadır. Bunlar doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemlerdir. Doğrusal değerlendirme yapının taşıyıcı sistem elemanlarında oluşan etkilerin eleman kapasitelerine oranının, yönetmeliklerle belirlenen sınır değerlerle karşılaştırılması esasına dayanmaktadır. Doğrusal olmayan yöntemler ise tek veya çok modlu itme analizi ve zaman tanım alanında hesap yöntemidir. Doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemlerde kullanılan kabuller gereği elde edilen sonuçlar birbirinden farklılıklar gösterebilmektedir [4]. Deprem

kayıtlarının elde edilmesinin yaygınlaşması ve değerlendirme için uygun kayıtların seçilmesi alanında yapılan çalışmalar ve aynı zamanda sayısal analize yönelik teknolojik imkanların iyileşmesi neticesinde zaman tanım alanında hesap yöntemleri de öne çıkmaya başlamıştır [5]. Bu anlamda zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi ile mevcut bir binanın performansa dayalı değerlendirmesi ve sonuçların irdelenmesi amaçlanmıştır.

1.2 Kapsam

Bu çalışmada 1975 tarihli Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik'e (ABYYHY) [12] göre tasarlanmış mevcut yapı stoğu temsilen 5 katlı bir betonarme bina DBYBHY'ndeki doğrusal elastik olmayan yöntem ile performansı belirlenmiştir. Performansın belirlenmesinde doğrusal olmayan zaman tanım analizi yöntemi kullanılmıştır. Zaman tanım alanında hesap yöntemine göre değerlendirmede bina 2 boyutlu olarak, X ve Y doğrultuları ayrı ayrı incelenmiş ve seçilen deprem kayıtları altında çözümlenmiştir. Performans analizinin tüm aşamaları DBYBHY'ye göre yapılmış olup, DBYBHY'de tanımı olmaması dolayısıyla görelî kat ötelemeleri sınır değerleri ASCE41-06'ye [6] göre yapılmıştır. Ayrıca, ideCAD paket programı kullanılarak, doğrusal elastik yöntem ile de performans analizi yapılmış ve sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Binanın dinamik analizi için bilgisayar modelinin oluşturulmasından DRAIN-2DX [7] programı kullanılmıştır.

Çalışmada izlenen yol aşağıdaki adımlardan oluşmaktadır:

- Malzeme bakımından doğrusal olmayan betonarme yapı sisteminin genel kavramlarının incelenmesi.
- DBYBHY'te yer alan zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemlerine göre performans değerlendirme yöntemlerinin incelenmesi ve değerlendirilmesi.
- Sayısal incelemelere esas oluşturan taşıyıcı sistem modelinin kurulması ve DBYBHY'e göre sayısal çözümlerinin yapılarak yapı deprem performansının belirlenmesi.
- Elde edilen sonuçların tartışılması.

1.3 Konu ile İlgili Çalışmalar

Amerika Birleşik Devletleri'nin California eyaletinde, 1989 Loma Prieta ve 1994 Northridge depremlerinin neden olduğu büyük hasar, deprem etkileri altında yeterli bir dayanımı öngören performans kriterlerine alternative olarak, yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmeye bağlı daha gerçekçi performans kriterlerini esas alan yöntemlerin geliştirilmesi gereksinimini ortaya çıkarmıştır [8].

Bu gereksinimi karşılamaya yönelik olarak, performansa dayalı değerlendirme yaklaşımının deprem yönetmeliklerinde yer alması ilk olarak ABD'de ATC-40 [13], FEMA-273 [14], ve FEMA-356 [15] tavsiye raporlarının yayınlaması ile başlamıştır.

FEMA-273'de yapısal olmayan eleman ve sistemler için performans seviyelerini tanımlamakta ve olası yer hareketiyle ilişkili olan performans hedeflerinin değişimi sunulmaktadır.

FEMA-356'da performans hedefleri, yapısal ve yapısal olmayan elemanlar için performans seviyeleri ve aralıkları, deprem etki seviyeleri tanımlanmış ve Yer Değiştirme Katsayıları Yöntemi irdelenmiştir.

ATC-40 ise sadece betonarme binaların incelenmesi ve güçlendirilmesi için sınırlandırılmış ve Kapasite Spektrum Metodunun uygulanmasını içermektedir.

Bu çalışmaların sonuçlarının irdelenerek geliştirilmesi amacıyla ATC-55 projesi başlatılmış ve projenin bulgularını içeren FEMA-440 taslak raporu [16] yayınlanmıştır. Bu araştırma ve çalışmaların sonuçları ASCE tarafından hazırlanan ASCE 41-06 standardında yer almıştır.

Ülkemizde meydana gelen 1999 Adapazarı- Kocaeli depreminin ardından, o tarihte yürürlükte olan 1998 Afet Bölgelerine Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik'te, mevcut binaların deprem güvenliklerinin belirlenmesi ve güçlendirilmesi ile ilgili bir bölüm eklenmesi çalışmalarının sonucunda DBYBHY hazırlanmıştır.

2. YAPI SİSTEMLERİNİN DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZİ

Narin yapılar, elastik zemine oturan sistemler ile bölgesel zayıflıklar ve stabilite yetersizlikleri içeren yapılar gibi bazı özel durumların dışında, yapı sistemleri işletme yükleri altında genellikle doğrusal veya doğrusala yakın davranış gösterirler.

Doğrusal sistem davranışını esas alan analiz yöntemlerinde, malzemenin gerilme şekildeğiştirme bağıntıları doğrusal-elastik olarak alınmakta ve yerdeğiştirmelerin çok küçük olduğu varsayılmaktadır. Buna karşılık, dış etkiler işletme yükü sınırını aşarak yapının taşıma gücüne yaklaştıkça, gerilmeler doğrusal elastik sınırı aşmakta ve narin yapıların yerdeğiştirmeleri ihmal edilemeyecek değerler almaktadır. Böylece dış etkiler altında gerek malzeme davranışı (elastik ötesi), gerekse geometri değişimlerinden dolayı doğrusal olmayan teori geçerli olmaktadır.

Doğrusal olmayan teoride süperpozisyon ilkesi geçerli değildir. Malzeme davranışı doğrusal elastik değildir ve yerdeğiştirmeler çok küçük değildir. Yerdeğiştirmelerin denge denklemlerine etkileri terk edilebilecek kadar küçük değildir.

Yapı sistemlerinin tasarımında doğrusal teoriyi esas alan (çelik yapıların emniyet gerilmeleri esasına göre tasarımı ve betonarme yapıların taşıma gücü yöntemine göre tasarımı), yöntemler kullanıldığında aslında doğrusal olmayan davranışın etkilerini çeşitli şekillerde hesaba katılmaya çalışılmaktadır. Örneğin, ikinci mertebe etkilerinin hesaba katılması ve burkulmaya karşı yeterli bir güvenlik sağlanması amacıyla moment büyütme yönteminden ve burkulma katsayılarından yararlanılmakta, yapı sistemlerinin doğrusal olmayan şekildeğiştirmeleri nedeniyle iç kuvvet dağılımının değişmesi yeniden dağılım ilkesi yardımı ile gözönüne alınmaktadır.

Deprem hesabında, malzemenin doğrusal-elastik sınır ötesindeki davranışını ve deprem enerjisinin sönmelenmesini hesaba katmak üzere tanımlanan taşıyıcı sistem davranış katsayısı ve bu katsayıya bağlı bir deprem yükü azaltma katsayısı ile elastik deprem yüklerinin küçültülmesi bir başka örnek teşkil etmektedir.

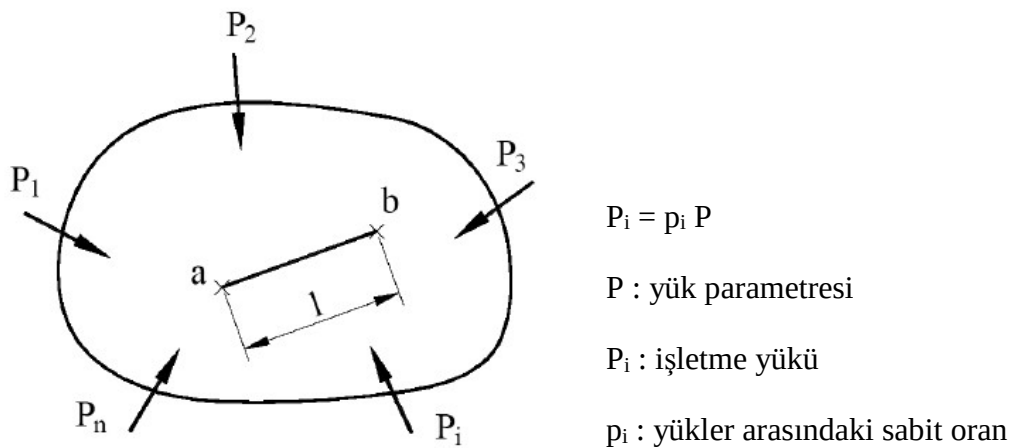
Yapı malzemelerinin doğrusal-elastik sınır ötesindeki taşıma kapasitesini gözönüne almak, çok küçük olmayan yerdeğiştirmelerin denge denklemlerine ve gerekli olduğu hallerde geometrik uygunluk koşullarına etkilerini hesaba katmak suretiyle, yapı sistemlerinin dış etkiler altındaki davranışlarını daha yakından izlemek ve bunun sonucunda daha gerçekçi ve ekonomik çözümler elde etmek mümkün olabilmektedir.

Doğrusal olmayan sistem davranışını esas alan hesap yöntemlerinin geliştirilmesinde ve uygulanmasında genel olarak iki durum ile karşılaşılmaktadır. Bunlardan birincisi, yapı sistemlerinin doğrusal olmamasına neden olan etkenlerin belirlenerek sistem davranışının gerçeğe yakın bir biçimde temsil eden hesap modelinin oluşturulması, diğeri ise bu hesap modelinin analizi sonucunda elde edilen doğrusal olmayan denklem sisteminin etkin bir şekilde çözülmesidir [8].

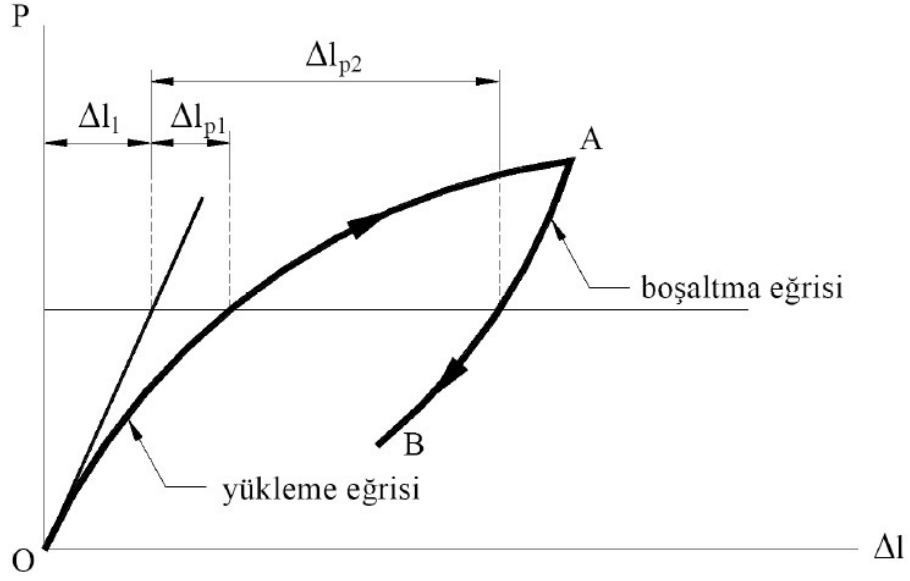
2.1 Malzeme Bakımından Doğrusal Olmayan Sistemler

2.1.1 Malzemelerin şekildeğiştirme özellikleri

Şekil 2.1’de görülen katı cisim, aralarındaki oran sabit kalacak şekilde artan P_i dış kuvvetlerinin etkisi altındadır. Bu dış kuvvetlerin büyüklüğünü tanımlayan P yük parametresinin değişimi ordinata, bu kuvvetlerden dolayı katı cisim üzerindeki a ve b noktaları arasındaki l uzunluğunun Δl değişimi apsise taşınarak çizilen P - Δl diyagramı Şekil 2.2’de şematik olarak gösterilmiştir.



Şekil 2.1 : Dış kuvvetler etkisindeki katı cisim [8].

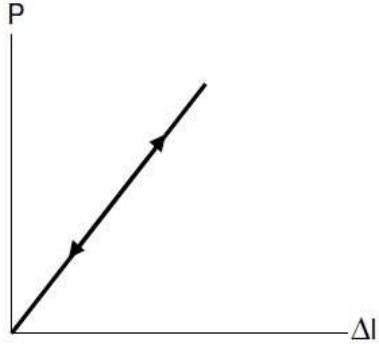


Şekil 2.2 : Şematik yük parametresi-şekildeğiştirme diyagramı [8].

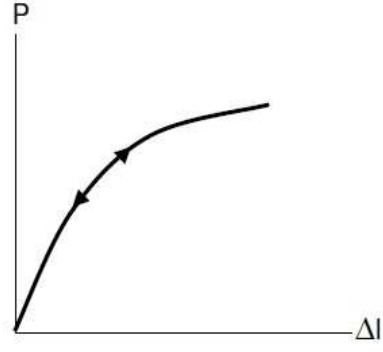
Bu diyagramın, artan yük parametresi için elde edilen OA bölümüne yüklemeye eğrisi, yüklerin kaldırılması durumuna karşı gelen AB bölümüne de boşaltma eğrisi denilmektedir. Eğrinin başlangıç teğeti ile ordinat eksenini arasındaki Δl_1 şekildeğiştirmeleri doğrusal şekildeğiştirmeler, başlangıç teğeti ile yüklemeye ve boşaltma eğrileri arasında kalan Δl_{p1} ve Δl_{p2} şekildeğiştirmeleri ise doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler olarak tanımlanmaktadır [8].

2.1.1.1 İdeal malzemeler

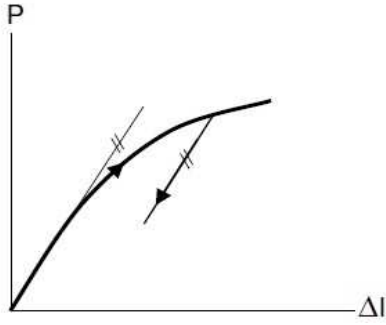
Yapı sistemlerinde kullanılan gerçek malzemelerin şekildeğiştirme özellikleri üzerinde bazı idealleştirmeler yapılmış ve bu şekilde tanımlanan ideal malzemelerin başlıcaları için yüklemeye boşaltma eğrileri Şekil 2.3'de gösterilmiştir [8].



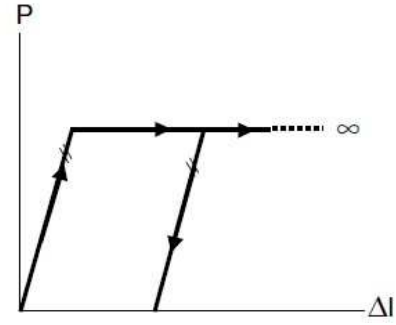
a) Doğrusal-Elastik Malzeme



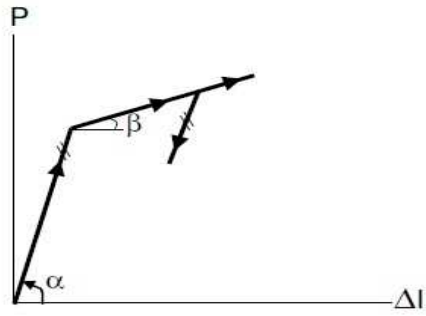
b) Doğrusal Olmayan Elastik Malzeme



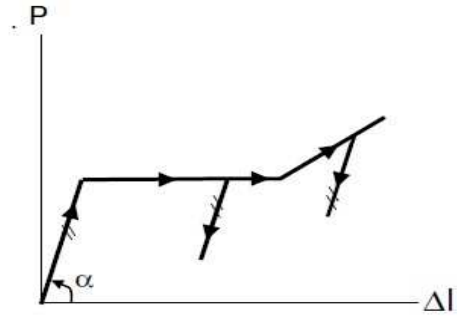
c) Elasto-Plastik Malzeme



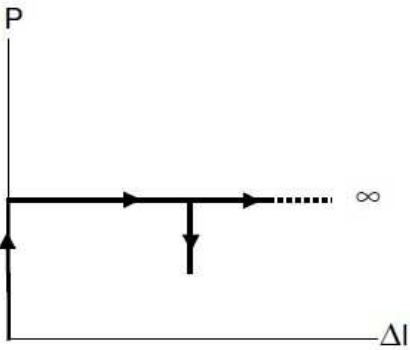
d) İdeal Elasto-Plastik Malzeme



e₁) Pekleşen İdeal Elasto-Plastik Malzeme



e₂) Pekleşen İdeal Elasto-Plastik Malzeme



f) Rijit Plastik Malzeme

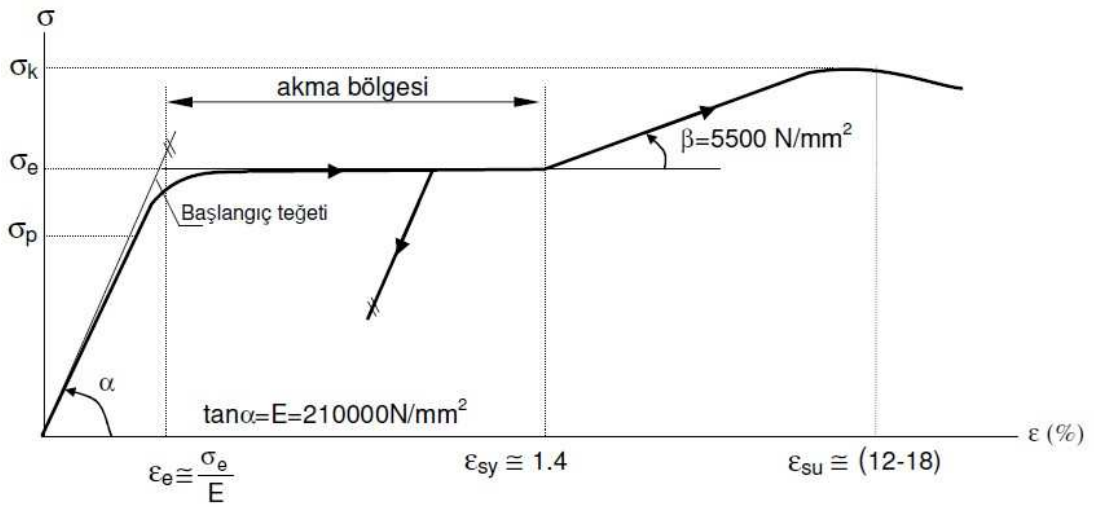
Şekil 2.3 : İdeal malzemeler [8].

2.1.2 Beton ve beton çeliği için gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları

Betonarme yapı elemanlarını oluşturan beton çeliği, yapı çeliği ve betonun gerilme-şekildeğiştirme (σ - ϵ) diyagramları ve bu diyagramlara ait kullanılan değerler aşağıda verilmiştir.

a) Beton çeliği

Beton çeliğinin gerilme-şekildeğiştirme diyagramı Şekil 2.4'te görülmektedir.



Şekil 2.4 : Beton çeliğinde σ - ϵ diyagramı [8].

Bu diyagramı tanımlayan σ_k kopma gerilmesi, σ_e akma gerilmesi, ϵ_e akma şekildeğiştirmesi ve σ_p orantı sınır gerilmesi olarak tanımlanmaktadır. Örneğin,

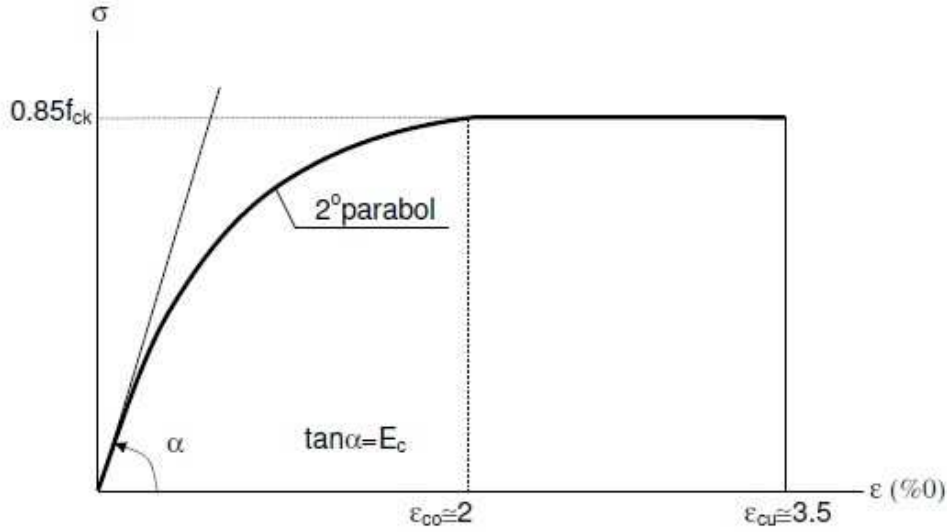
S 420 beton çeliği için;

$$\sigma_k = 360-490 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_e = 235 \text{ N/mm}^2$$

($\epsilon_e = 0.0011$) olduğu bilinmektedir.

b) Beton

Betonarme bir çubuk elemanın eğilmesinde, dış basınç lifindeki betonun σ - ϵ bağıntısı Şekil 2.5'de görülmektedir.



Şekil 2.5 : Betonarme çubuğun eğilmesinde dış basınç lifindeki σ - ϵ diyagramı [8].

Bu diyagramda f_{ck} betonun karakteristik basınç dayanımını, ϵ_{co} betonun plastik şekildeğiştirmesinin başlamasına karşılık gelen birim kısalması, ϵ_{cu} betonun izin verilen en büyük birim kısalması olarak tanımlanmak ve E_c ise $E_c = 14000 + 3250\sqrt{f_{ck}}$ formülü ile hesaplanan beton elastisite modülünü göstermektedir.

Kısa süreli yükler altında, betonun ezilerek kırılmasına neden olan ϵ_{cu} birim kısalması sargısız betonda ~ 0.0035 (TS-500'e [17] göre $\epsilon_{cu}=0.003$) iken, sargı donatısı (etriye) miktarına bağlı olarak artmaktadır [8].

2.1.3 Düzlem çubuk elemanlarda iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntıları

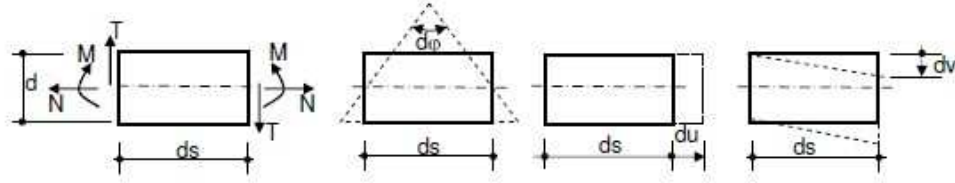
Düzlemi içindeki kuvvetlerin etkisi altında bulunan düzlem çubuk elemanlarda oluşan iç kuvvetler (kesit zorları), M eğilme momenti, N normal kuvveti ve T kesme kuvvetidir. ds boyundaki bir çubuk elemanın bir yüzünün diğer yüzüne göre bağlı (görelî) yerdeğiştirmelerinin kesit zorları doğrultularındaki bileşenleri, ds elemanın şekildeğiştirmeleri olarak tanımlanır. Bunlar, ϕ kesitin dönmesini, u ve v kesitin çubuk eksenini ve ona dik doğrultudaki yerdeğiştirmelerini göstermek üzere

$\chi = d\phi/ds$: birim dönme (eğrilik)

$\epsilon = du/ds$: birim boy değişmesi

$\gamma = dv/ds$: birim kayma

adını alırlar, (Şekil 2.6) [8].



Şekil 2.6 : Düzlem çubuk elemanda iç kuvvetler ve şekildeğişiklikler [8].

2.1.4 Betonarme çubuk elemanların iç kuvvet-şekildeğişiklik bağıntıları

Eğilme momenti ve normal kuvvet etkisindeki betonarme çubuk elemanlarda iç kuvvet-şekildeğişiklik bağıntıları ile akma (kırılma) koşulları incelenecektir. Ayrıca, bu bağıntı ve koşullarının nasıl idealleştirileceği açıklanacaktır. Basit eğilme etkisindeki çubuklar, incelenen genel durumun özel bir halini oluşturmaktadır [8].

Betonarme çubuk elemanlarının iç kuvvet-şekildeğişiklik bağıntılarının incelenmesinde şu temel varsayımlar ve esaslar gözönüne tutulmaktadır.

- Düzlem olan kesit şekildeğişiklikten sonra da düzlem kalmaktadır.
- Beton ve donatı arasında tam aderans bulunmaktadır.
- Çatlamış betonun çekme dayanımı terkedilmektedir.
- Betonun σ - ϵ diyagramı için Şekil 2.5’de verilen idealleştirilmiş parabol + dikdörtgen gerilme şekildeğişiklik ilişkisi esas alınmıştır.
- Beton çeliğinin σ - ϵ diyagramı için ideal elasto-plastik malzeme davranışı gösterdiği varsayılmıştır.

2.1.4.1 Eğilme momenti – birim dönme (M - χ) bağıntısı

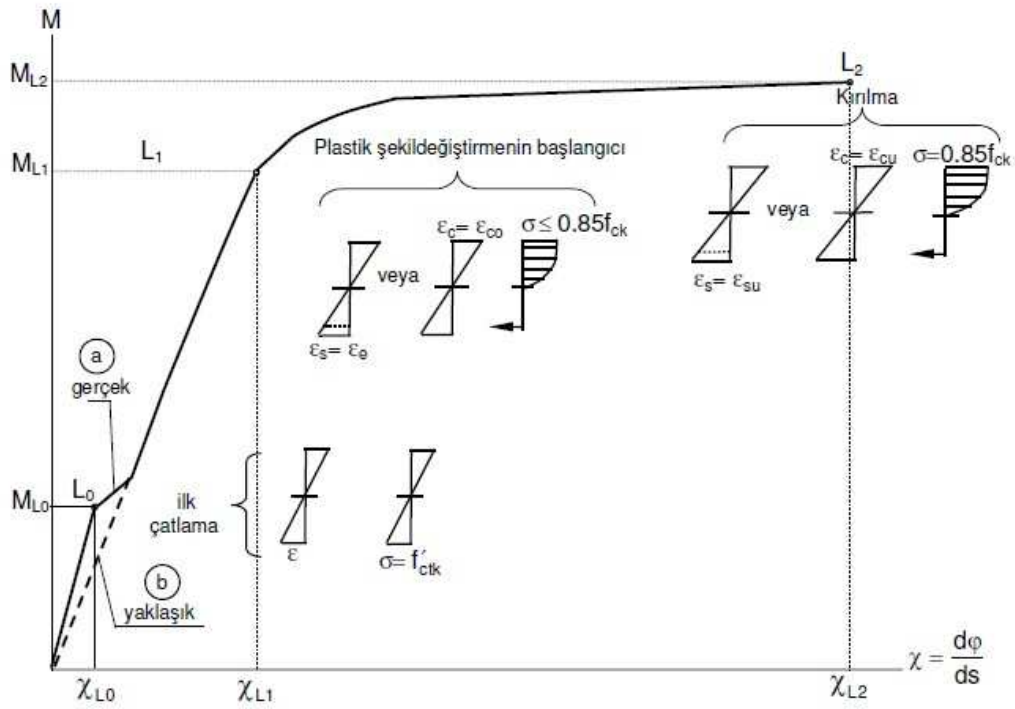
Sabit normal kuvvet altında, artan eğilme momenti ile zorlanan betonarme bir kesitte M eğilme momenti ile χ birim dönmesi (eğriliği) arasındaki bağıntı üç bölgeden oluşmaktadır. Şekil 2.7’deki bölgeleri sınırlayan L_0 , L_1 ve L_2 noktalarına karşı gelen durumlar aşağıda açıklanmıştır [9].

L_0 : Beton kesitin dış çekme lifinde çatlakların başladığı durumdur. Dış çekme lifindeki normal gerilme eğilmedeki betonun çekme dayanımına eşit olunca betonda çatlaklar meydana geldiği kabul edilmektedir. L_0 çatlama noktasında karşı gelen M_{L0}

momentinin hesabında beton kesitin homojen olduğu varsayılmakta ve betonun σ - ϵ bağıntısı doğrusal-elastik olarak alınmaktadır.

L_1 : Betonun dış basınç lifinde veya çekme donatısında plastik şekildeğiştirmelerin başlamasına karşı gelen durumdur. Plastik şekildeğiştirmelerin betonda $\epsilon_{co} = 0.002$ birim kısılmasında, çelikte ise ϵ_e akma sınırında başladığı gözönünde tutulmaktadır. M_{L1} eğilme momentinin hesabında betonun çekme dayanımı hesaba katılmaz.

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



Şekil 2.7 : Betonarme kesitlerde $M - \chi$ diyagramı [8].

Betonun çekme dayanımının terkedildiği durumlarda, $M - \chi$ bağıntısının çatlamadan önceki bölümü yaklaşık olarak (b) eğrisi ile temsil edilmektedir.

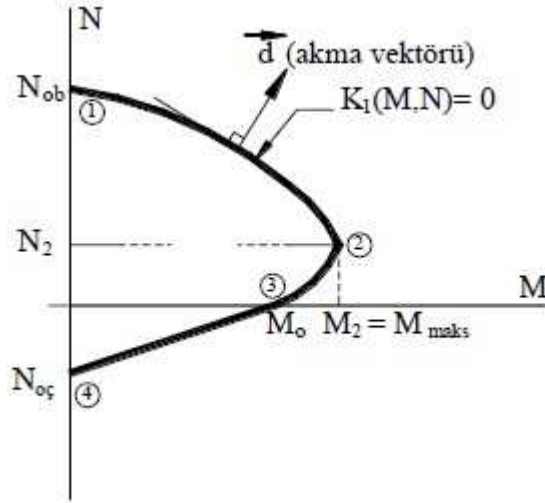
Betonarme kesitlerin taşıma gücüne göre boyutlandırılmasında, betonarme betonu ve beton çeliğinin karakteristik dayanımları malzeme güvenlik katsayılarına bölünerek küçültür. Buna karşılık, betonarme sistemlerin dış yükler altındaki davranışlarının incelenmesinde malzeme güvenlik katsayılarının kullanılmasına ve çelikteki birim uzamanın $\varepsilon_{su} = 0.01$ değeri ile sınırlandırılmasına gerek olmamaktadır [8].

2.1.4.2 Akma koşulu (karşılıklı etki diyagramı)

Eğilme momenti ve normal kuvvet etkisindeki betonarme bir kesitte taşıma gücünü ifade eden karşılıklı etki diyagramı Şekil 2.8’de şematik olarak gösterilmiştir.

Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin plastik kesit adı verilen belirli kesitlerde toplandığı varsayılan betonarme sistemlerde, iç kuvvet durumunun bu eğri üzerinde bulunması bir plastik kesitin oluştuğunu ve bu kesitte sonlu plastik şekildeğiştirmelerin meydana geldiği (yani kesitin aktığını) ifade etmektedir. Bu nedenle, karşılıklı etki diyagramına akma eğrisi de denilmektedir [8].

$K_1(M,N) = 0$ bağıntısı ile tanımlanan akma eğrisi N normal kuvvetinin çeşitli değerleri için hesaplanan $M_{L2} = M_p$ eğilme momentleri yardımı ile elde edilebilir.



Şekil 2.8 : Betonarme kesitlerde karşılıklı etki diyagramı (akma eğrisi) [8].

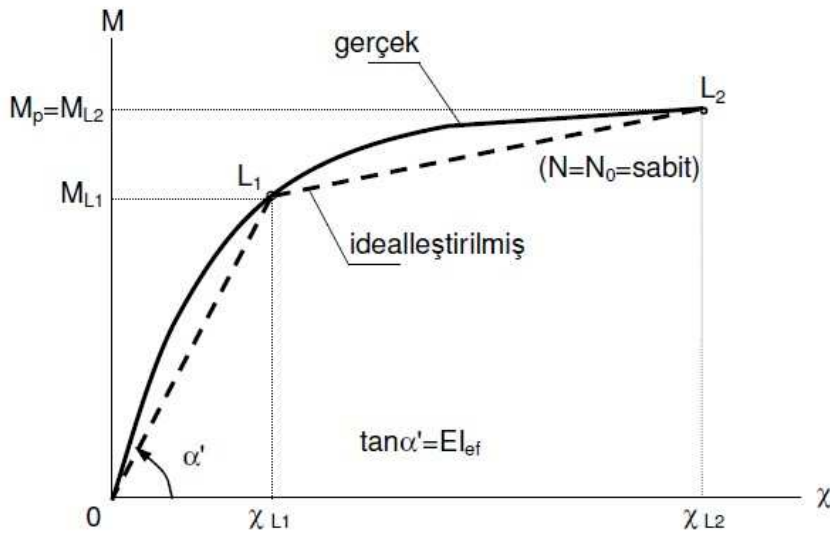
Akma eğrisi dört karakteristik nokta ile tanımlanmaktadır. Akma eğrisinin idealleştirilmesinde (doğrusallaştırılmasında) yararlanılabilecek olan bu noktalar aksenal basit basınç, basit eğilme ve aksenal basit çekme hallerine karşı gelen sırasıyla (1), (3) ve (4) noktaları ile kesitin en büyük eğilme momenti taşıma gücüne sahip olduğu dengeli duruma karşı gelen (2) noktasıdır [8].

Bileşik eğilme etkisindeki betonarme kesitlerde, plastik şekildeğiştirme bileşenlerini içeren akma vektörünün bazı koşullar altında ve yaklaşık olarak akma eğrisine dik olduğu görülmektedir [10].

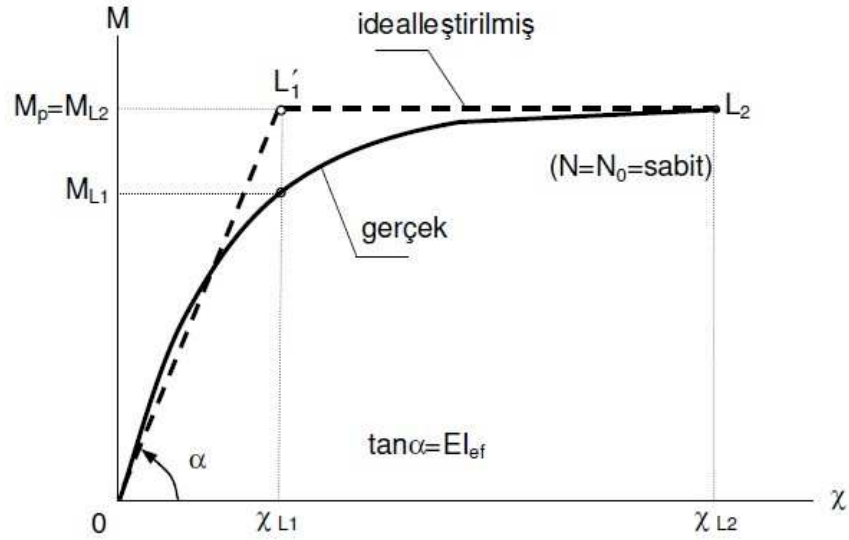
2.1.4.3 Betonarme kesit davranışının idealleştirilmesi

2.1.4.3.1 Eğilme momenti – eğrilik ($M - \chi$) bağıntısı

Betonarme kesitlerde eğilme momenti-eğrilik bağıntısının idealleştirilmesi için önerilen modellerden ikisi aşağıda açıklanmıştır. Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin sistem üzerinde sürekli olarak yayıldığı gözönüne alındığı hesap yöntemlerinde genellikle Şekil 2.9’da 0 başlangıç noktası ile gerçek $M - \chi$ eğrisi üzerinde koordinatları (χ_{L1}, M_{L1}) olan L_1 noktası ve bu nokta ile yine gerçek $M - \chi$ eğrisi üzerinde koordinatları $(\chi_{L2}, M_{L2}=M_p)$ olan L_2 noktası, doğru parçaları ile birleştirilerek idealleştirilmiş $M - \chi$ elde edilir. Doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin plastik kesit (plastik mafsal) adı verilen belirli noktalarda toplandığı (yığıldığı) varsayımına dayanan hesap yöntemlerinde ise Şekil 2.10’da gösterilen idealleştirmeden yararlanılır. Şekil 2.10’da 0 başlangıç noktası ile gerçek $M - \chi$ eğrisi üzerindeki (χ_{L1}, M_{L1}) noktasından geçerek koordinatları $(\chi_{L1}, M_{L2}=M_p)$ olan L'_1 noktası ve bu nokta ile gerçek $M - \chi$ eğrisi üzerindeki koordinatları $(\chi_{L2}, M_{L2}=M_p)$ olan L_2 noktası, doğru parçaları ile birleştirilerek idealleştirilmiş $M - \chi$ elde edilir [8].



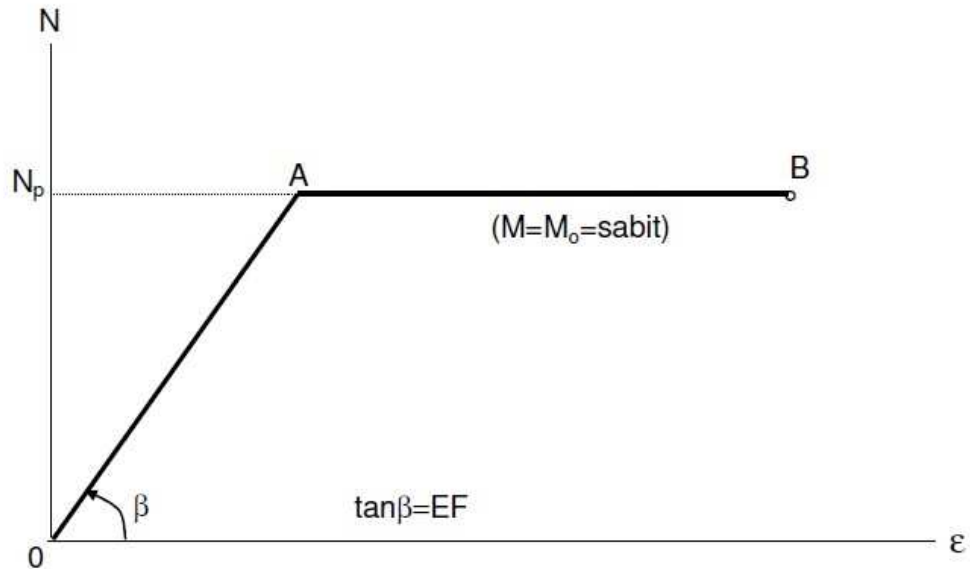
Şekil 2.9 : Betonarme kesitlerde idealleştirme $M - \chi$ diyagramı (Tip:1) [8].



Şekil 2.10 : Betonarme kesitlerde idealleştirme $M - \chi$ diyagramı (Tip:2) [8].

2.1.4.3.2 Normal kuvvet – birim boy değişmesi ($N - \varepsilon$) bağıntısı

Şekil 2.11’de görüldüğü gibi eğilme momenti-eğrilik bağıntısına benzer olarak, normal kuvvet-birim boy değişmesi ($N - \varepsilon$) diyagramı da iki doğru parçasından oluşacak şekilde idealleştirilmektedir.



Şekil 2.11 : Betonarme kesitlerde idealleştirilmiş $N - \varepsilon$ diyagramı [8].

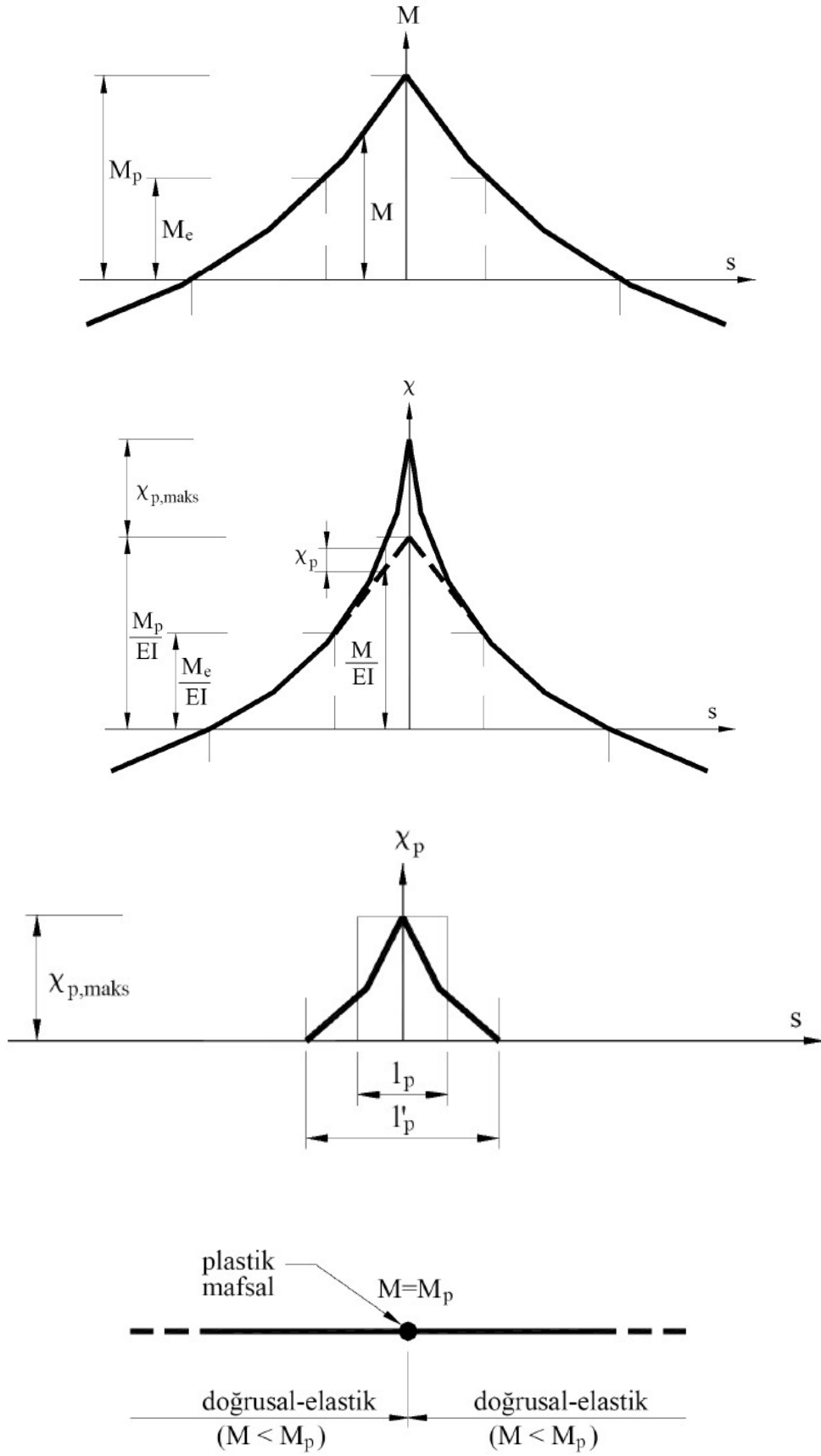
Bu diyagramda; N_p , sabit $M = M_0$ eğilme momenti altında betonarme kesitin normal kuvvet taşıma gücünü, EF ise uzama rijitliğini göstermektedir. Uygulamada çok kere karşılaşıldığı gibi normal kuvvetin basınç olması halinde, EF rijitliği olarak brüt beton

Betonarme kesitlerin moment – eğrilik bağıntılarını, temelde iki ana bölgeden meydana gelmektedir. İlk bölge, düşük eğilme momenti değerleri için moment – eğrilik ilişkisinin yaklaşık olarak doğrusal – elastik olarak varsayılabilceği kısımdır. Eğilme momenti – eğrilik bağıntısı bu bölgede, betonarme kesitlerdeki beton ve beton çeliğinin doğrusal davranış bölgesinde kalmasıyla yakın özellikler gösterir. Doğrusal olmayan gerilme – şekildeğiştirme ilişkisinin kesitte etkili olmasıyla beraber, eğilme momenti – eğrilik bağıntısının da doğrusal davranıştan uzaklaşmasına neden olmaktadır. İkinci bölgede ise, eğilme momenti – eğrilik bağıntısında eğriye ait eğimin azaldığı tespit edilir. Elastoplastik davranışın etkili olduğu bu bölgede kesite etkiyen eğilme momentinde çok küçük bir artım meydana gelirken, kesitin eğriliği belirgin bir biçimde artış gösterir ve sınır değere ulaşılması ile birlikte kesite güç tükenmesi meydana gelir.

Plastik mafsalsal hipotezinde, çubuk elemanı üzerinde l_p uzunluğundaki bir bölgeye yayılan doğrusal olmayan (plastik) şekildeğiştirmelerin χ_p

$$\varphi_p = \int_{l_p} \chi_p d_s \quad (2.1)$$

Şeklinde, plastik mafsalsal olarak tanımlanan bir noktada toplandığı varsayılmaktadır. Burada, φ_p plastik mafsalsalın dönmesini göstermektedir [8].



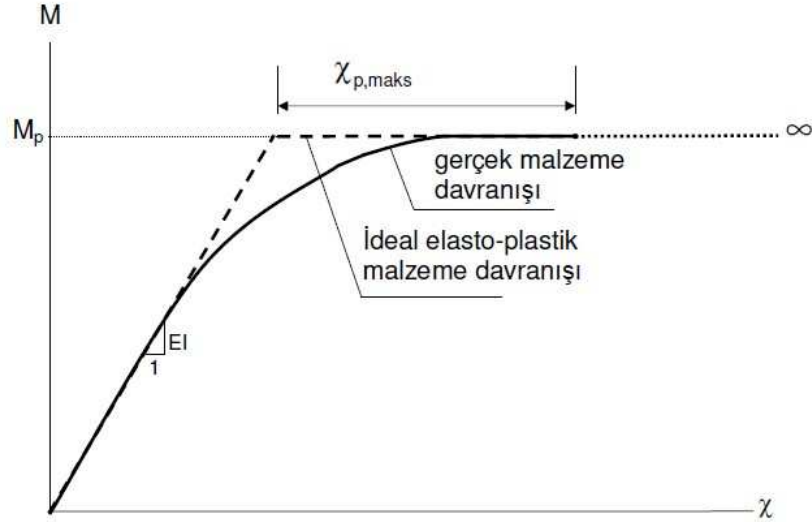
Şekil 2.13 : Doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler [8].

Plastik mafsals hipotezinin uygulanması, gerçek eğilme momenti-eğrilik bağıntısının

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

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

Şeklinde iki doğru parçasından oluşacak şekilde idealleştirilmesine karşı gelmektedir (Şekil 2.14).



Şekil 2.14 : İdealleştirilmiş eğilme momenti – eğrilik diyagramı [8].

Artan dış yükler altında plastik mafsalsın dönmesi artarak dönme kapasitesi adı verilen bir sınır değere eşit olunca, meydana gelen büyük plastik şekildeğıştirmeler nedeniyle kesit kullanılamaz hale gelir. Yapı sisteminin bir veya daha çok kesitindeki plastik mafsals dönme kapasitesine ulaşması ise, yapının tümünün kullanılamaz hale gelmesine, diğers bir deyişle göçmesine neden olmaktadır. Dönme kapasitesi

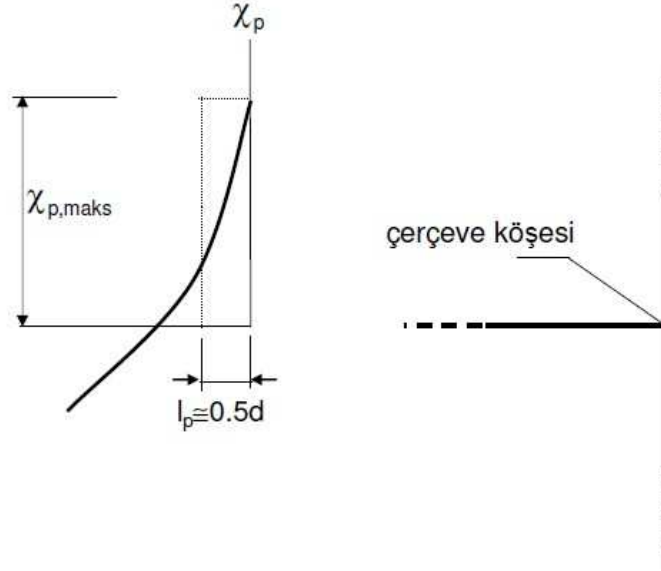
$$\varphi_{p,maks} = \int_{l_p} \chi_p d_s \quad (\chi \rightarrow \chi_{p,maks}) \quad (2.4)$$

Şeklinde, eğilme momenti diyagramının şekline ve $M - \chi$ bağıntısına bağılı olarak belirlenir [8].

Dönme kapasitesi yaklaşık olarak

$$\varphi_{p,maks} = l_p \chi_{p,maks} \quad (2.5)$$

bağıntısı ile hesaplanır. Burada l_p plastik bölge uzunluğunun (plastik mafsals boyunu) ifade eder ve d enkesit yüksekliğı olmak üzere yaklaşık olarak $l_p = 0.5d$ formülü ile ifade edilir, Şekil 2.15.



Şekil 2.15 : Plastik mafsalsal boyu [8].

Betonarme yapı sistemlerinde dönme kapasitesinin değeri çeşitli etkenlere bağlıdır. Bunların başlıcaları [8]:

- Betonarme betonu ve beton çeliğinin $\sigma - \varepsilon$ diyagramlarını belirleyen ε_{cu} ve ε_{su} sınır birim boy değişimleri,
- Betonarme betonun ε_{cu} birim boy değişmesini etkileyen sargı donatısının miktarı, şekli ve yerleşim düzeni,
- Plastik bölge uzunluğunu etkileyen enkesit boyutları,
- Eğilme momenti diyagramının şeklidir. Çelik yapı sistemlerinde ise, dönme kapasitesi genellikle büyük değerler alabilmektedir. Diğer taraftan, performansa dayanan tasarım ve değerlendirme yöntemlerinde, dönme kapasitesinin belirlenmesinde yapıdan beklenen performans düzeyi de etken olmaktadır.

Plastik mafsalsal hipotezinin esasları [8]:

- Bir kesitteki eğilme momenti artarak M_p plastik moment değerine eşit olunca, o kesitte bir plastik mafsalsal oluşur. Daha sonra, kesitteki eğilme momenti $M=M_p$

olarak sabit kalır ve kesit serbestçe döner. Plastik mafsaldaki ϕ_p plastik dönmesi artarak maks ϕ_p dönme kapasitesine erişince kesit kullanılamaz duruma gelir.

- Plastik mafsallar arasında sistem doğrusal – elastik olarak davranır.
- Kesite eğilme momenti ile birlikte normal kuvvetin de etkimesi halinde, M_p plastik momenti yerine, kesitteki N normal kuvvetine bağlı olarak akma koşulundan bulunan indirgenmiş plastik moment (M_p') değeri esas alınır [8].

Doğrusal olmayan analiz yöntemi, doğrusal analiz yönteminin bir devamıdır. Rijitlik matrisini ilk oluşturma aşamasında eksenel kuvvetler bilinmediği için eksenel yük sıfır olarak kabul edilir ve doğrusal analiz yapılır. Sonraki adımda, bulunan eksenel kuvvetler ile stabilite fonksiyonları hesaplanır ve matrisler yeniden oluşturulur. Uç kuvvetler yeniden hesaplanarak bir önceki uç kuvvetler ile karşılaştırılır ve iki sonuç arasındaki fark istenilen orana gelene kadar iterasyon yapılır. Eleman bazında rijitliklerin değişmesi yanında, artan dış yüklerin etkisiyle plastik mafsallar oluşmaktadır. Oluşan plastik mafsallar, çerçeve yapı göçme durumuna gelene kadar dönmeye devam edecektir.

3. DBYBHY-07'YE GÖRE BİNALARIN PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Yürürlükteki deprem yönetmeliği 7. bölümde, mevcut yapıların yapısal performanslarının değerlendirilmesi için yöntemler ve kıstaslar içermektedir. Çalışmanın bu bölümünde DBYBHY'nin performans değerlendirme esasları özet olarak verilmektedir.

3.1 Betonarme Binalardan Bilgi Toplanması

Mevcut binaların deprem taşıyıcı sistem elemanlarının kapasitelerinin ve dayanımlarının belirlenmesinde malzeme ve taşıyıcı sistemi hakkında yeterli düzeyde bilgi edinilmesi gerekmektedir. Bu bilgiler mevcut binaların projelerinden ve raporlarından, binada yapılan gözlem, ölçüm ve deneylerden elde edilmelidir.

3.1.1 Bilgi düzeyleri

Binaların incelenmesinden elde edilen mevcut durum bilgilerinin kapsamına göre her bina türü için, “bilgi düzeyi katsayıları” tanımlanır ve taşıyıcı eleman kapasitelerinin hesabında kullanılır. (Çizelge 3.1)

Çizelge 3.1 : Binalar için bilgi düzeyi katsayıları.

Bilgi Düzeyi	Bilgi Düzeyi Katsayısı
Sınırlı	0.75
Orta	0.90
Kapsamlı	1.00

Sınırlı Bilgi Düzeyi : Binanın taşıyıcı sistem projeleri yoktur ve taşıyıcı sistem özellikleri binada yapılacak ölçümlerle belirlenir.

Orta Bilgi Düzeyi : Binanın taşıyıcı sistem projeleri yoksa sınırlı bilgi düzeyine göre daha fazla ölçüm yapılır. Taşıyıcı sistem projeleri mevcut ise sınırlı bilgi düzeyi kadar ölçüm yapılır.

Kapsamlı Bilgi Düzeyi : Bina taşıyıcı sistem projeleri mevcuttur ve yeterli sayıda ölçüm yapılır.

3.1.2 Betonarme binalardan bilgi toplanması

Bina Geometresi : Saha çalışması ile binanın taşıyıcı system planının rölevesi çıkarılmalıdır. Mimari projeler mevcut ise, röleve çalışmalarına yardımcı olarak kullanılır. Röleve tüm betonarme elemanların, bölme duvarlarının varsa kısa kolon oluşumu gibi problemli elemanların yerini ve boyutlarını içermelidir. Temel sistemi yeterli muayene çukuru açılarak belirlenmelidir. Binanın komşu binalara olan durumu gösterilmelidir. Çizelge ismi nokta ile bitirilmelidir.

Eleman Detayları : Donatı durumunu belirlemek için yeterli sayıda taşıyıcı sistem elemanının pas payları sıyrılarak donatı ve bindirme boyu tespitleri yapılmalıdır. Pas payı sıyrılmayan elemanların donatı durumu gerekli cihazlar kullanılarak belirlenmelidir. Mevcut donatının minimum donatıya oranının ifade eden “donatı gerçekleşme katsayısı” kolonlar ve kirişler için belirlenmelidir.

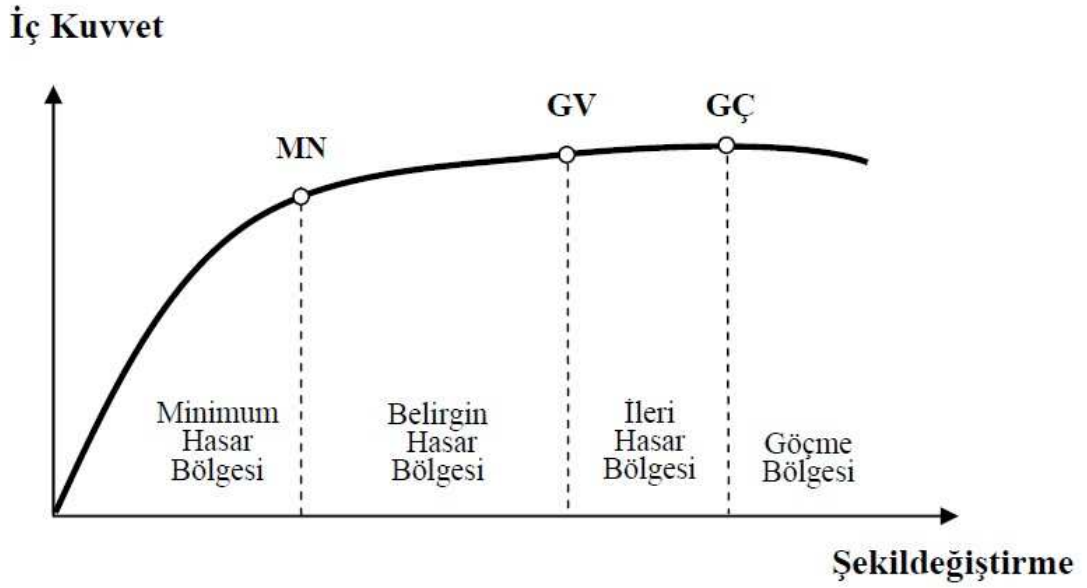
Malzeme Özellikleri : Her katta düşey taşıyıcı elemanlardan yeterli sayıda karot numunesi alınarak deney yapılmalıdır. Deney sonuçlarına göre mevcut beton dayanımı belirlenmelidir. Donatısında korozyon gözlemlenen elemanlar tespit edilmeli ve eleman kapasite hesaplarında gözönüne alınmalıdır.

3.2 Yapı Elemanlarında Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri

Yönetmelikte elemanlar için üç sınır tanımlanmıştır. Kesit düzeyindeki bu sınır durumlar; Minimum Hasar Sınırı (MN), Güvenlik Sınırı (GV) ve Göçme Sınırı (GÇ)’dir. Minimum hasar sınırı ilgili kesitte elastik ötesi davranışın başlangıcını, güvenlik sınırı kesitin dayanımını güvenli olarak sağlayabileceği elastik ötesi davranışın sınırını, göçme sınırını ise kesitin göçme öncesi davranışının sınırını

tanımlamaktadır. Gevrek olarak hasar gören elemanlarda bu sınıflandırma geçerli değildir.

İlgili kesitlerinin deformasyonu MN'ye ulaşmayan kritik elemanlar Minimum Hasar Bölgesi'de, MN ile GV arasında kalan elemanlar Belirgin Hasar Bölgesi'nde, GV ve GÇ arasında kalan elemanlar İleri Hasar Bölgesi'nde, GÇ'yi aşan elemanlar ise Göçme Bölgesi'nde yer alırlar. Eleman hasarı, elemanın en fazla hasar gören kesitine göre belirlenecektir. Şekil 3.1'de hasar sınırları ve bölgeleri gösterilmiştir.



Şekil 3.1 : Hasar sınır ve bölgeleri [1].

3.3 Deprem Hesabına İlişkin Kurallar

Bina Performansının Belirlenmesinde DBYBHY'de önerilen yöntemler “Doğrusal Elastik Hesap Yöntem” ve “Doğrusal Olmayan Hesap Yöntem” olarak ikiye ayrılmaktadır. Bu iki hesap yöntemi için de geçerli olan kabuller ise şöyledir:

- Deprem etkisinin tanımında tanımlanmış olan elastik ivme spektrumu farklı aşılma olasılıkları için spektrum üzerinde gerekli değişiklikler yapılmalıdır. Deprem hesabında bina önem katsayısı $I=1.0$ olarak kabul edilir.
- Kısa kolon durumundaki kolonlar taşıyıcı sistem modelinde gerçek serbest boyları ile tanımlanmalıdır.
- Binalarda deprem performansı, yapıya etkiyen düşey yüklerin ve deprem kuvvetlerinin birleşik etkilerini altında değerlendirilir. Bina ağırlığı

hesaplanırken sabit yükler direk hesaba katılırken hareketli yükler yapı kullanım amacına göre azaltılarak hesaba katılır.

- Deprem kuvveti binaya her iki doğrultuda ve her iki yönde ayrı ayrı etki ettirilir.
- Yapılacak binalarda zemin özellikleri için Deprem Yönetmeliği Bölüm 6'da yer alan kurallar geçerlidir.
- Binanın taşıyıcı sistemi modeli, bina için elde edilecek iç kuvvet, yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmeleri doğru bir şekilde verebilecek şekilde hazırlanmalıdır.
- Mevcut binada saptanan düzensizlikler bilgi düzeyi katsayıları ile hesaplara yansıtılmalıdır.
- Analizde beton için basınç birim kısalması 0.003, donatı çeliği için ise 0.01 alınır. Malzemelerin esas alınacak dayanımları mevcutta elde edilen ve bilgi düzeyi katsayıları ile belirlenir.
- Mevcut binalarda eğilme etkisine maruz kalmış betonarme elemanlarda çatlamış kesite ait eğilme rijitlikleri $(EI)_e$ kullanılır. Kirişler için bu değer $(EI)_e=0.4(EI)_o$; kolon ve perdelerde ise $N_D / (A_c f_{cm}) \leq 0.10$ ise $(EI)_e=0.4(EI)_o$ $N_D / (A_c f_{cm}) \geq 0.40$ ise $(EI)_e=0.8(EI)_o$ olarak hesaplanır. Ara değerler için ise enterpolasyon uygulanır.
- Zemindeki yerdeğiştirmelerin yapı davranışını etkileyebileceği durumlarda zemin özellikleri analiz modeline yansıtılmalıdır.
- Betonarme elemanlarda kenetlenme boyu yetersiz ise mevcut donatılarda akma gerilmesi tespit edilen eksiklik oranında azaltılabilir.
- Binanın iç kuvvet ve şekildeğiştirme değerlerini değiştirebilecek özelliklere sahip olan zeminler analiz modeline yansıtılmalıdır.

3.4 Depremde Bina Performansının Doğrusal Elastik Olmayan Yöntemler İle Belirlenmesi

Doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerinin amacı, belirli bir deprem için sünek davranışa ilişkin plastik şekildeğiştirme istemleri ile gevrek davranışa ilişkin iç kuvvetleri hesaplayarak ve bu değerleri şekildeğiştirme ve iç kuvvet kapasiteleri ile

karşılaştırarak kesit ve bina düzeyinde performansı belirleyebilmektir. Yönetmeliğin içerdiği doğrusal elastik analiz yöntemleri; Artımsal Eşdeğer Deprem yükü Yöntemi ie İtme Analizi, Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi ve Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi'dir. Bu bölümde çalışma kapsamında kullanılan Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi hakkında bilgi verilecektir.

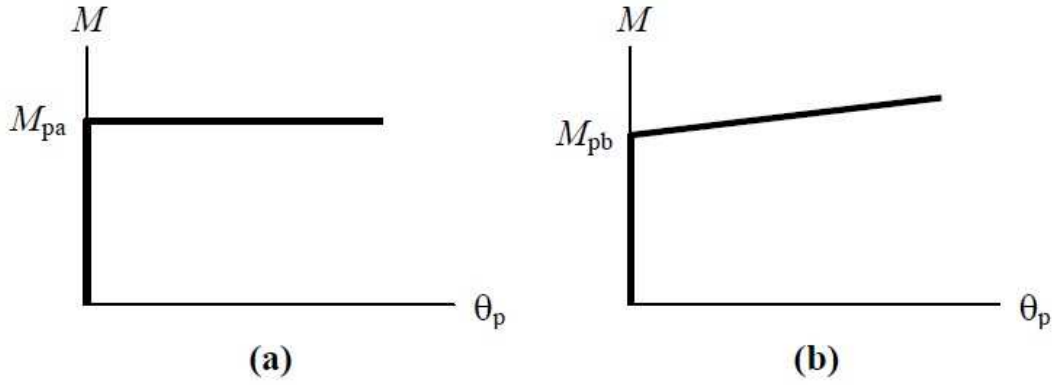
3.4.1 Doğrusal elastik olmayan davranışın idealleştirilmesi

Malzeme bakımından doğrusal elastik olmayan davranışın idealleştirilmesi için, literatürde geçerliliği kanıtlanmış modeller kullanılabilir. Ancak, mühendislik uygulamalarındaki yaygınlığı ve pratikliği nedeni doğrusal elastik olmayan analiz için genellikle yığılı plastik davranış modeli tercih edilmektedir.

Yığılı plastik davranış hipotezi uyarınca, çubuk eleman olarak idealleştirilen kiriş, kolon ve perde türü taşıyıcı sistem elemanlarındaki iç kuvvetlerin plastik kapasitelerine eriştiği sonlu uzunluktaki bölgeler boyunca, plastik şekil değiştirmelerin uniform biçimde olduğu varsayılır. Eğilme davranışının hakim olmasından ötürü plastik mafsallık boyu olarak adlandırılan plastik şekil değiştirme bölgesinin uzunluğu (L_p), çalışan doğrultudaki kesit boyutu (h)'ın yarısına eşit alınacaktır.

Kolon ve kirişlerde plastik kesitler, kolon-kiriş birleşim bölgesinin hemen dışına, diğer deyişle kolon veya kirişlerin net açıklıklarının uçlarına konulabilir. Ancak, düşey yüklerin etkisinden ötürü kiriş açıklıklarında da plastik mafsalların oluşabileceği gözönüne alınmalıdır.

İç kuvvet-plastik şekildeğiştirme bağıntılarında pekleşme etkisi (plastik dönme artışına bağlı olarak momentin artışı) yaklaşık olarak terk edilebileceği Şekil 3.2 (a)'dan gösterilmiştir. Pekleşme etkisinin göz önüne alınması durumunda ise Şekil 3.2 (b)'deki gibi, bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki kesitlerde plastikleşmeyi izleyen itme adınlarında iç kuvvetlerin ve plastik şekildeğiştirme vektörünün sağlaması gereken koşullar, ilgili literatürden alınan uygun bir pekleşme modeline göre tanımlanacaktır.



Şekil 3.2 : Eğilme momenti – plastik dönme bağıntıları [1].

3.4.2 Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi

Yöntemin amacı taşıyıcı sistemdeki doğrusal olmayan davranış göz önüne alınarak sistemin hareket denkleminin zaman ekseninde adım adım sayısal entegre edilmesidir. Analiz sırasında her bir zaman artımında sistemde meydana gelen yerdeğiştirme, plastik şekildeğiştirme ve iç kuvvetler ile bu büyüklüklerin deprem istemine karşı gelen maksimum değerleri hesaplanır.

3.4.3 Birim şekildeğiştirme istemlerinin belirlenmesi

Performans noktasının belirlenmesinden sonra, depremin talebine karşı sistemin elasto-plastik davranışla yapacağı yerdeğiştirme, plastik mafsalları yerleri, θ_p plastik mafsalları dönmeleri ve dolayısıyla ϕ_p plastik eğrilikler bulunur. Bu plastik eğriliklere kesitin plastikleşmeye erişinceye kadar yaptığı θ_y akma elastik eğriliği de eklenerek kesitin ϕ_t toplam eğriliği bulunabilir:

$$\phi_p = \theta_p / L_p \quad (3.1)$$

$$\phi_t = \phi_p + \phi_y \quad (3.2)$$

Kesitte bulunan normal kuvvet ve eğilme momenti belirli olduğuna göre bu değerler kullanılarak kesitteki şekil değiştirme durumu hesap edilebilir.

3.4.4 Betonarme elemanların kesit birim şekildeğiştirme kapasiteleri

Beton ve çeliğin birim şekil değiştirmeleri cinsinden hesaplanan deprem istemleri, birim şekil değiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak, kesit düzeyinde taşıyıcı sistem

performansı belirlenecektir. Plastik şekil değiştirmelerin meydana geldiği betonarme sünek taşıyıcı sistem elemanlarında, çeşitli kesit hasar sınırlarına göre izin verilen şekil değiştirme üst sınırları aşağıda tanımlanmıştır.

a) Kesit minimum hasar sınırı (MN) : Kesitin en dış lifindeki beton basınç şekil değiştirmesi ile donatı çeliği birim şekil değiştirmesi üst sınırları:

$$(\varepsilon_{cu})_{MN} = 0.0035 \quad ; \quad (\varepsilon_s)_{MN} = 0.010 \quad (3.3)$$

b) Kesit güvenlik sınırı (GV) : Sargılı bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekildeğiştirmesi ile donatı çeliği birim şekil değiştirmesi üst sınırları:

$$(\varepsilon_{cu})_{GV} = 0.0035 + 0.01 \left(\frac{\rho_s}{\rho_{sm}} \right) \leq 0.0135 \quad ; \quad (\varepsilon_s)_{GV} = 0.040 \quad (3.4)$$

c) Kesit göçme sınırı (GÇ) : Sargılı bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekildeğiştirmesi ile donatı çeliği birimşekildeğiştirmesi üst sınırları:

$$(\varepsilon_{cu})_{GÇ} = 0.0040 + 0.014 \left(\frac{\rho_s}{\rho_{sm}} \right) \leq 0.0180 \quad ; \quad (\varepsilon_s)_{GÇ} = 0.060 \quad (3.5)$$

3.5 Deprem Performansının Belirlenmesi

Binaların deprem güvenliği, uygulanan deprem etkisi altında yapıda oluşması beklenen hasarların durumu ile ilişkilidir ve dört farklı hasar durumu için istenen performans şartları Çizelge 3.2’de tanımlanmıştır. Doğrusal veya doğrusal olmayan hesap yöntemlerinin uygulanması ve eleman hasar bölgelerine karar verilmesi ile bina performans düzeyi belirlenir. Bunun sonucuna göre gerekiyorsa bina için güçlendirme stratejileri oluşturulur.

Çizelge 3.2 : Performans düzeylerine karşılık gelen performans şartları.

Performans Düzeyi	Performans Şartları
Hemen Kullanım	1) Herhangi bir katta girişlerin en fazla %10'u BHB'ne geçebilir. 2) Hiçbir katta düşey taşıyıcı elemanlar BHB'ne geçmemelidir. 3) Gevrek hasar gören eleman varsa güçlendirilmelidir.
Can Güvenliği	1) Herhangi bir katta girişlerin en fazla %30'u İHB'ne geçebilir. 2) Her bir katta İHB'ne geçen düşey taşıyıcılar tarafından taşınan kesme kuvvetinin o kattaki toplam kesme kuvvetine oranı %20'yi aşmamalıdır. Bu oran çatı katında %40'ı geçmemelidir. 3) Her iki ucu MN'yi geçmiş düşey taşıyıcı elemanların taşıdığı kesme kuvveti, kat kesmesinin %30'unu aşmamalıdır. 4) Gevrek hasar gören eleman varsa güçlendirilmelidir.
Göçme Öncesi	*Tüm gevrek elemanlar göçme bölgesindedir varsayımı yapılır. 1) Girişlerin en fazla %20'si GB'ne geçebilir. 2) Her iki ucu MN'yi geçmiş düşey taşıyıcı elemanların taşıdığı kesme kuvveti, kat kesmesinin %30'unu aşmamalıdır. 3) Diğer tüm elemanlar MHB, BHB veya İHB'ndedir.
Göçme Durumu	Göçmenin önlenmesi durumu sağlamıyorsa, göçme durumundadır.

3.6 Binalar İçin Hedeflenen Performans Düzeyleri

Yönetmelikte yeni binalar için tanımlanan tasarım ivme spektrumu 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremi esas almaktadır. Mevcut binaların değerlendirilmesinde ve güçlendirme tasarımında 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depreme ek olarak aşağıda iki farklı deprem tanımlanmıştır:

- 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan depremin ivme spektrumunun ordinatları, 50 yılda aşılma olasılığı %10 depremin ivme spektrumunun ordinatlarının yaklaşık olarak 0.5 katı alınacaktır.
- 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan depremin ivme spektrumunun ordinatları, 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremin ivme spektrumunun ordinatlarının yaklaşık olarak 1.5 katı alınacaktır.

Mevcut veya güçlendirilecek binaların deprem performanslarının belirlenmesinde esas alınacak deprem düzeyleri ve bu deprem düzeylerinde binalar için öngörülen minimum performans hedefleri Çizelge 3.3’de verilmiştir.

Çizelge 3.3 : Farklı aşılma olasılıklarına bağlı olarak bina kullanım türlerine ait performans düzeyleri.

Binanın Kullanım Amacı ve Türü	Deprem Aşılma Olasılığı		
	50 yılda %50	50 yılda %10	50 yılda %2
Deprem Sonrasında Kullanımı Gereken Binalar: Hastaneler, sağlık tesisleri, itfaiye binaları, haberleşme ve enerji tesisleri, ulaşım istasyonları, vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, afet yönetim merkezleri, vb.	-	HK	CG
İnsanların Uzun Süreli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar: Okullar, yatakhaneler, yurtlar, pansiyonlar, askeri kışlalar, cezaevleri, müzeler, vb.	-	HK	CG
İnsanların Kısa Süreli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar: Sinema, tiyatro, konser salonları, vb.	HK	CG	-
Tehlikeli Madde İçeren Binalar: Toksik, parlayıcı ve patlayıcı özellikleri olan maddelerin bulunduğu bina.	-	HK	GÖ
Diğer Binalar: Yukarıdaki tanıma girmeye diğer binalar (konut, işyerleri, oteller, turistik tesisler, vb.)	-	CG	-

4. BETONARME BİR BİNANIN DEPREM PERFORMANSININ BELİRLENMESİ ÜZERİNE SAYISAL İNCELEME

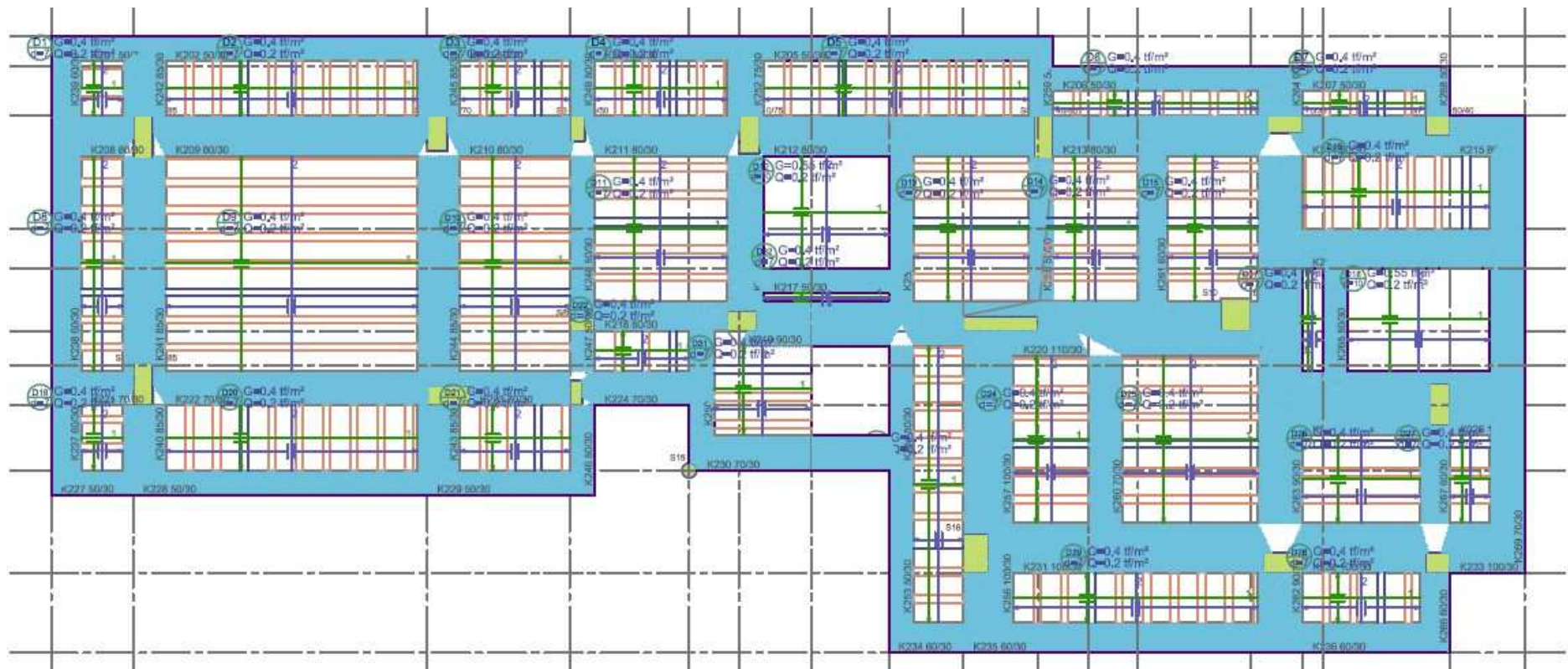
Bu bölümde, önceki bölümde teorik esasları açıklanan doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerinden dinamik analiz yöntemi ile mevcut bir binanın deprem performansının belirlenmesi amacıyla ilgili sayısal çözümlemelere yer verilmiştir. Yapının bilgisayar modeli ve analizi DRAIN-2DX programı ile gerçekleştirilmiştir [7].

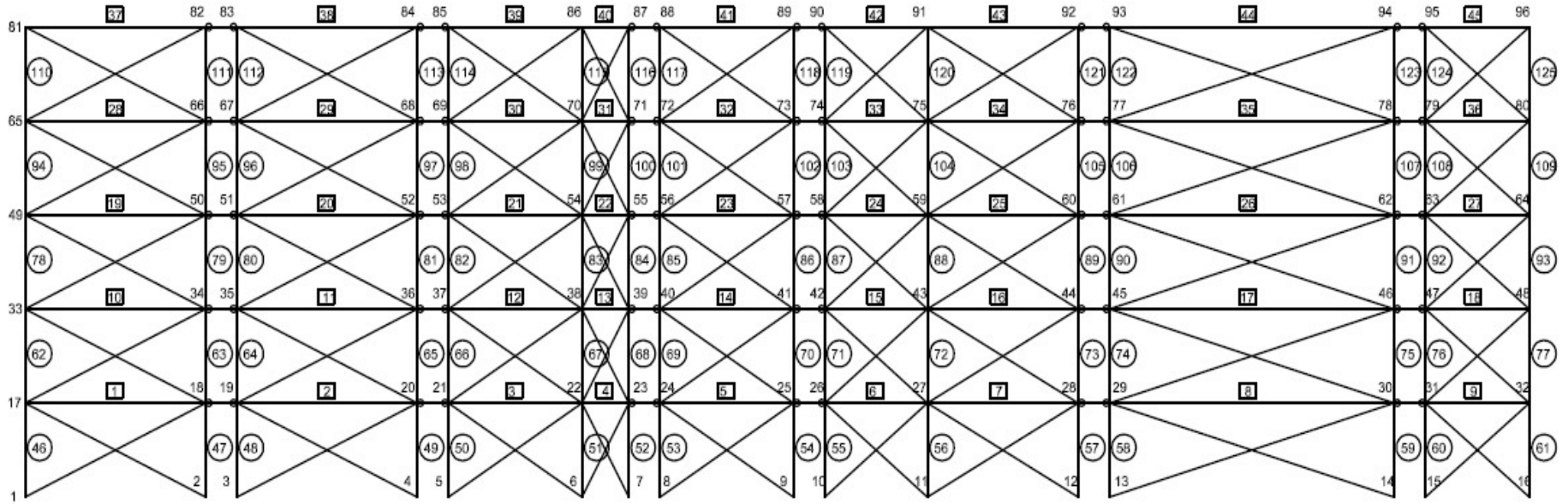
4.1 İncelenen Taşıyıcı Sistem Modeli

Çerçeve türü taşıyıcı sisteme sahip bina modeli, toplam 5 kata sahip yapının mevcut betonarme projesinden düzlem olarak hazırlanmıştır. Yapıda tüm katların yüksekliği 2.75 m'dir. Döşeme sistemi dolgulu dişli döşemedir. Şekil 4.1'de binanın genel görünüşü görülmektedir. Yapının zemin kat kalıp planı Şekil 4.2'de yer almaktadır. Taşıyıcı sistem modelinin Y-Y ve X-X doğrultusundaki iki boyutlu analiz modeli Şekil 4.3 ve Şekil 4.4'de görülmektedir.

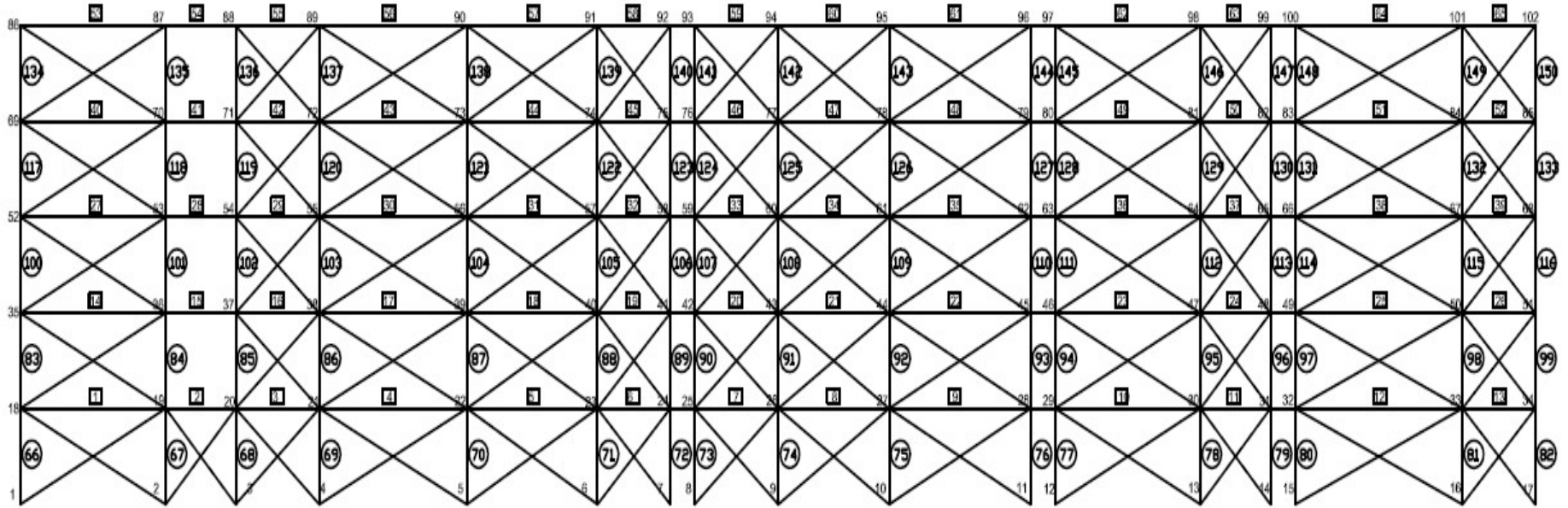


Şekil 4.1 : Bina'nın genel görünüşü.





Şekil 4.3 : Y-Y doğrultusu taşıyıcı sistem modeli.



Şekil 4.4 : X-X doğrultusu taşıyıcı sistem modeli.

4.1.1 Bina bilgileri

Kat adedi : 5

Bina kat yüksekliği : 2.75 m

Toplam bina yüksekliği : 13.75

Bina oturma alanı : 297 m²

Kullanım amacı : Konut

Döşeme türü : Asmolen dolgulu dişli döşeme

Bina proje tarihi : 1979

4.1.2 Malzeme bilgileri

Betonun dayanımı : C14 ($f_{ck} = 14$ Mpa)

Donatı çeliği : S220 ($f_{yk} = 220$ Mpa)

Betonun elastisite modülü (E_c) : 26200 Mpa

Donatı çeliği elastisite modülü (E_s) : 200000 Mpa

4.1.3 Proje parametreleri

Deprem bölgesi : 1

Etkin yer ivme katsayısı (A_0) : 0.4

Bina önem katsayısı (I) : 1

Yerel zemin sınıfı : Z2

Spektrum karakteristik periyotları : $T_A = 0.15$ s, $T_B = 0.4$ s

Taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R) : 4

4.1.4 Yükler

Normal katlar için hesap yükü : 13 kN/m²

Çatı katı için hesap yükü : 11.5 kN/m²

4.2 Deprem Yüğü Hesabı

Bu bölümde taşıyıcı sistem modelinin 2007 tarihli DBYBHY'e göre X ve Y deprem yüğü hesabı yapılmıştır. Hesaplama da kullanılan değışkenler Çizelge 4.1 de gösterilmiştir.

Çizelge 4.1 : Deprem hesabında kullanılan değışkenler.

A₀	0.4
I	1
R	4
Z₂	T _A = 0.15s T _B = 0.40s

DRAIN-2DX programından elde edilen X ve Y doğrultusundaki periyotlar T_Y>T_X>T_B olduğu için , S(T)=2.5(T_B/T)^{0.8} bağıntısıyla hesaplanmıştır (Çizelge 4.2).

Çizelge 4.2 : S(T), spektrum katsayısının hesaplanması.

Periyod (s)		S(T)
T_X	0.614	1.774
T_Y	0.688	1.62

Binanın toplam ağırlığı, toplam eşdeğer deprem yüğü yönteminde verilen

$$W = \sum_{i=1}^N w_i \quad (4.1)$$

Bağıntısıyla hesaplanmıştır. Yapı ağırlığı Çizelge 4.3 de gösterilmiştir.

Çizelge 4.3 : Yapı ağırlığı hesabı.

KAT	Hesap Yüğü (kN/m²)	Kat Alanı (m²)	Kat Ağırlığı (kN)	Bina Toplam Ağırlığı (kN)
5	11.5	294.26	3382	3382
4	13	294.26	3824	7206
3	13	294.26	3824	11030
2	13	294.26	3824	14854
1	13	294.26	3824	18678
Toplam			18678	

Binanın tümüne etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti), V_t

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{Ra(T_1)} \geq 0.10A_0IW \quad (4.2)$$

Bağıntısı ile belirlenmiştir.

$$V_{tx} = 3313 \text{ kN}$$

$$V_{ty} = 3026 \text{ kN}$$

4.3 Kullanılan Analiz Programı: DRAIN-2DX

Bu tez çalışmasında zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz için DRAIN-2DX kullanılmıştır. DRAIN-2DX, yapıyı iki boyutlu olarak statik ve dinamik analizi yapabilen genel amaçlı bir bilgisayar programıdır. Yapılan analizler için DRAIN-2DX’de tanımlanan iki tip kullanılmıştır. Bunlar, Tip 7 ve Tip 9’dur. Doğrusal olmayan statik ve dinamik analizler yapılabilen bu program, dinamik analiz için yer ivmesi, yerdeğiştirme ve dinamik yükler gibi değerleri hesaba katmaktadır. Program, kesit özelliklerinin ve moment-eğrilik ilişkisinin dışarıdan verilmesini gerektirmektedir. DRAIN-2DX Tip 7’de, betonarme kiriş ve kolon elemanların çevrimsel davranışları, eleman uç noktalarında tanımlanmıştır. Analizlerde geliştirilmiş Clough malzeme modeli [7] kullanılmıştır. Bu model rijitlik ve dayanım azaltımını dikkate almaktadır.

4.3.1 Dolgu duvar modeli

Taşıyıcı sistem modeli yanında dolgu duvar modeli de sisteme tanıtılmıştır. DRAIN-2DX programının içinde yer alan Tip 9, taşıyıcı olmayan dolgu duvarlar için kullanılmaktadır. Taşıyıcı olmayan elemanların çatlamadan sonra da bir miktar yük aldığı ve kapasite aşıldıktan sonra ilave yük almadıkları, ancak bir süre daha çatlama yerdeğiştirmesinin %10'u mertebesine kadar mevcut yükün taşınabileceği kabul edilmiştir.

Al-Chaar yöntemi, yatay yükler etkisi altındaki dolgu duvarlı çerçevenin şekildeğiştirmeleri esas alınarak geliştirilmiştir. Duvarın yük aldığı köşegen doğrultusunda basınç etkisi yük almadığı köşegen doğrultusu ise, köşelerde duvar ve çerçeve birleşimlerinde açılmalar ve dolayısıyla o doğrultuda çekme etkileri oluşmaktadır.

4.4 Kiriş ve Kolonlarda Yığılı Plastik Davranışın İdealleştirilmesi

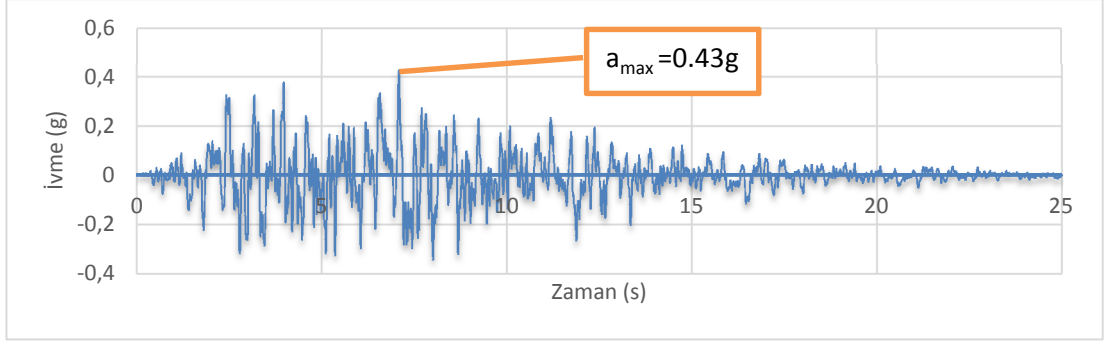
Bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvveti etkisindeki plastikleşen betonarme kesitlerin akma yüzeylerinin modellenmesinde 2007 DBYBHY bölüm 7.4.11'de tanımlanan koşullara göre belirlenen etkileşim diyagramları kullanılmıştır. Mevcut malzeme dayanımları ve maksimum birim şekildeğiştirme değerleri aşağıdaki gibi seçilmiştir.

Beton için $\varepsilon_{cu} = 0.0035$; Donatı çeliği için $\varepsilon_{su} = 0.01$

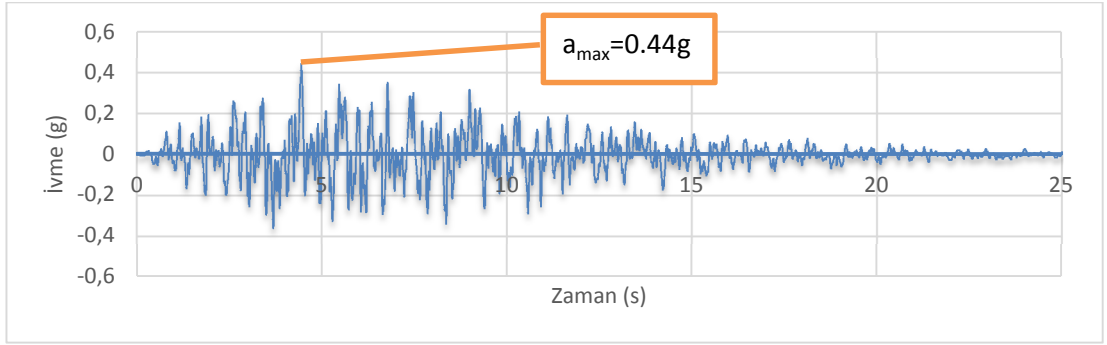
4.5 Kullanılan Deprem Kayıtları

Zaman tanım analizinde kullanılmak üzere 2007 tarihli DBYBHY'de öngörülen tasarım ivme spektrumunu tanımına uygun olarak benzeştirilmiş 7 adet deprem ivme kaydı seçilmiştir.

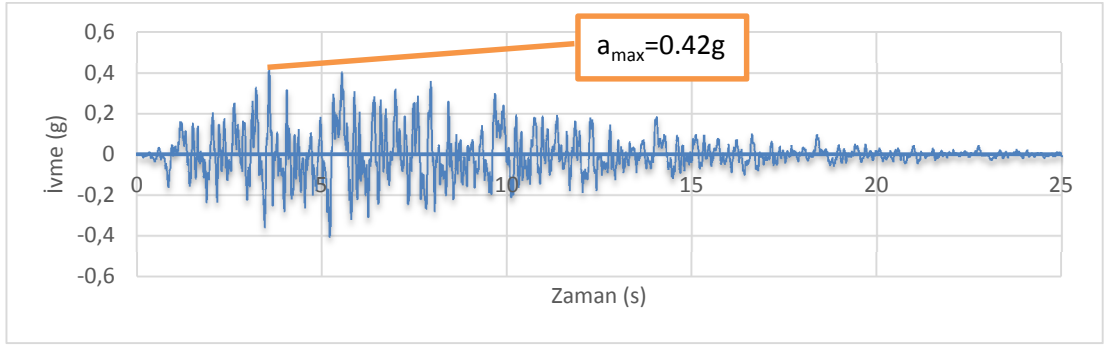
Kullanılan deprem kayıtlarına ait ivme'leri Şekil 4.5, Şekil 4.6, Şekil 4.7, Şekil 4.8, Şekil 4.9, Şekil 4.10 ve Şekil 4.11'de görülebilir.



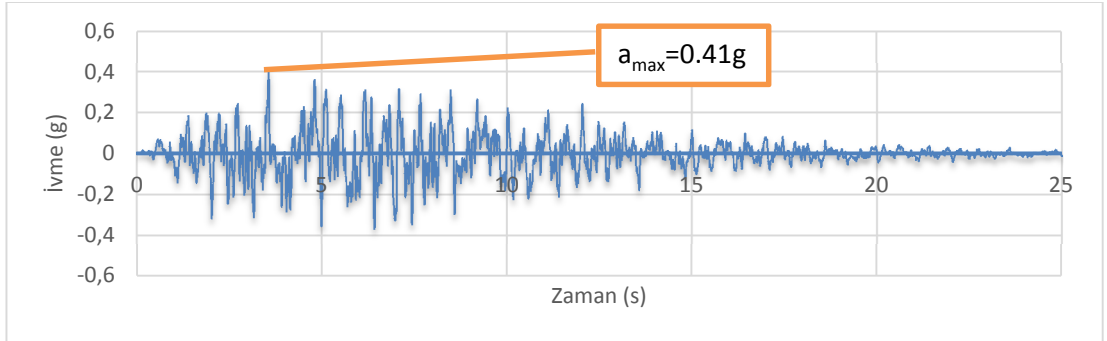
Şekil 4.5 : 1. Deprem kaydı.



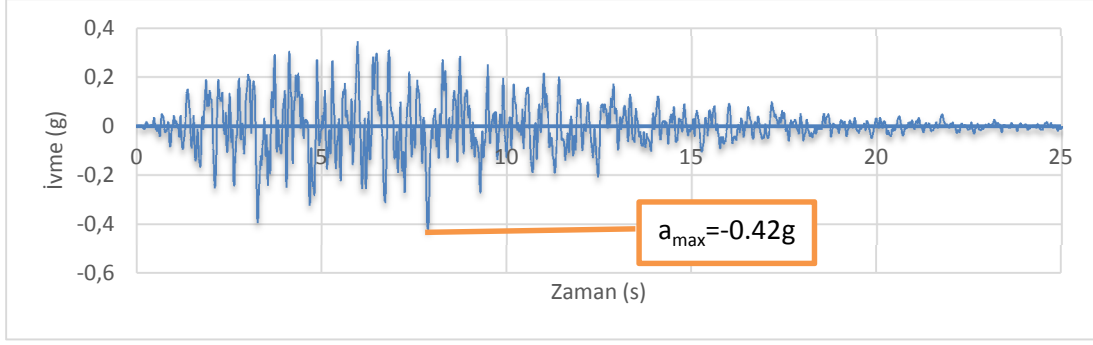
Şekil 4.6 : 2. Deprem kaydı.



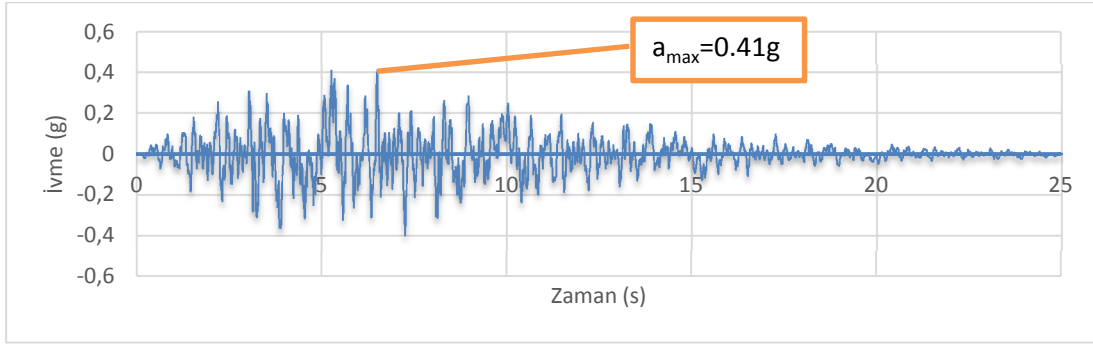
Şekil 4.7 : 3. Deprem kaydı.



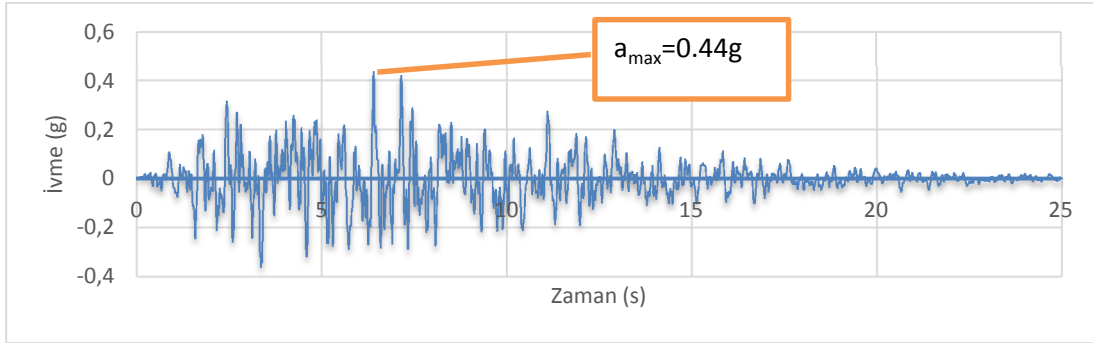
Şekil 4.8 : 4. Deprem kaydı.



Şekil 4.9 : 5.Deprem kaydı.



Şekil 4.10 : 6.Deprem kaydı.



Şekil 4.11 : 7.Deprem kaydı.

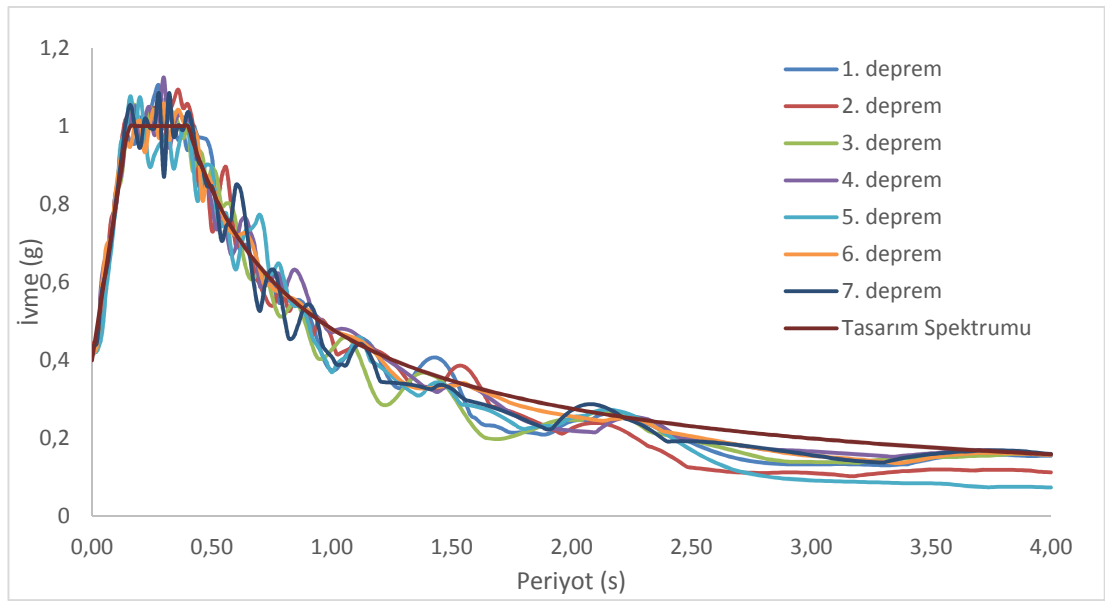
4.5.1 Kullanılan deprem kayıtlarının uygunluğunun kontrolü

Belirlenen 7 deprem kaydının, DBYBHY'e göre, sağlaması gereken üç şart vardır. Burada seçilen deprem kayıtlarının bu şartları sağlama durumu kontrol edilecektir.

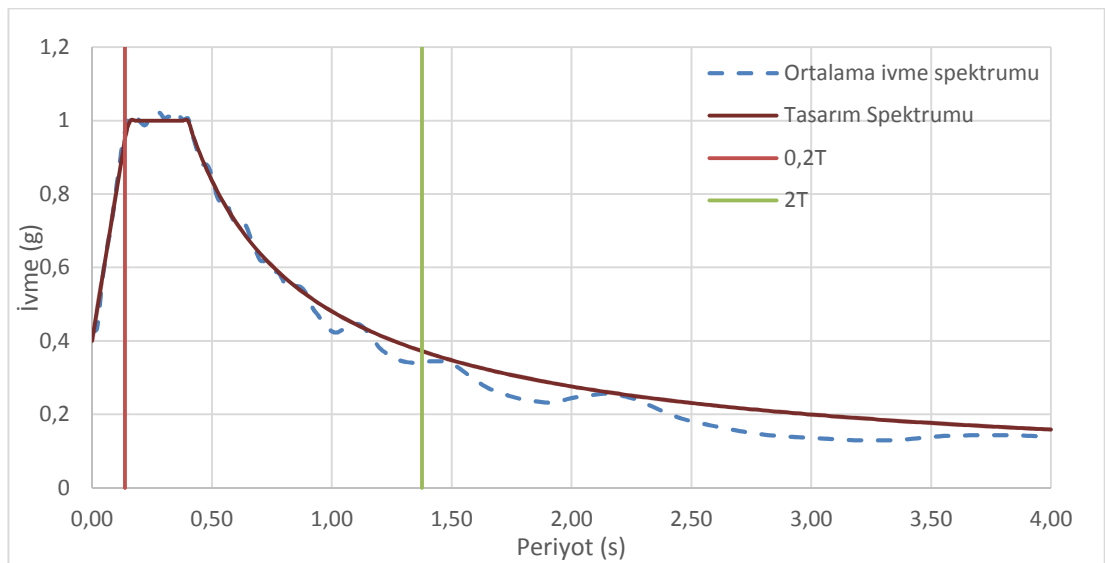
1- Kuvvetli yer hareketi kısmının süresi, binanın birinci doğal titreşim periyodunun 5 katından (3.44) ve 15 saniyeden daha kısa olmayacaktır. Kullanılan deprem kayıtlarının süresi yeterli uzunluktadır.

2- Kullanılan deprem hareketinin sıfır periyoda karşı gelen spektral ivme değerlerinin ortalaması yapı 1. Deprem bölgesinde olması sebebiyle 0.4g'den düşük olmamalıdır. Sıfır periyoda karşı gelen ivme değerleri ortalaması = 0.425 g (Şekil 4.12)

3- Yapay olarak üretilen her bir ivme kaydına göre %5 sönüm oranı için yeniden bulunacak spektral ivme değerlerinin ortalaması, gözönüne alınan deprem doğrultusundaki birinci hakim periyod T_1 'e göre $0.2T_1$ ile $2T_1$ arasındaki periyotlar için elastik spektral ivmelerin %90'ından az olmayacaktır. Yedi kayıt için %5 sönüm için ivme-zaman davranış spektrumları SEISMOSIGNAL [11] yazılımı kullanılarak elde edilmiştir. Bu spektrumların ortalaması Şekil 4.13'da verilmiştir.



Şekil 4.12 : %5 Sönüm için elde edilen davranış spektrumları.

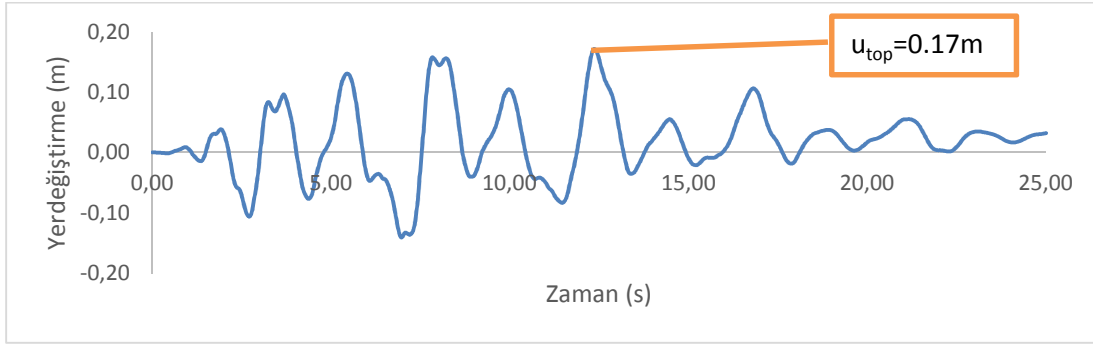


Şekil 4.13 : Kullanılan deprem kayıt spektrumlarının ortalaması.

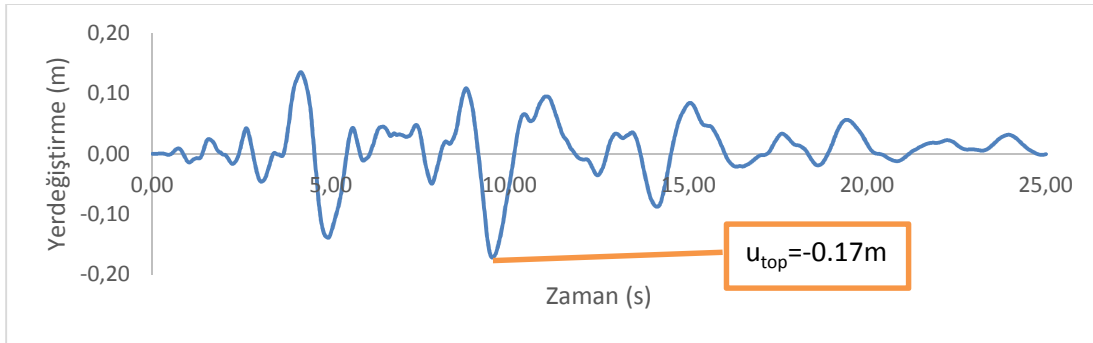
4.6 Zaman Tanım Alanın Doğrusal Olmayan Analiz Sonuçları

ZTADOA sonucunda her 7 kayıt için yapının X doğrultusunda elde edilen sonuçlar özetlenmiştir. Yapının zamana bağlı olarak en üst kattaki tepe yerdeğiştirmesi ve taban kesme kuvveti değişimi aşağıdaki şekillerde görülebilir.

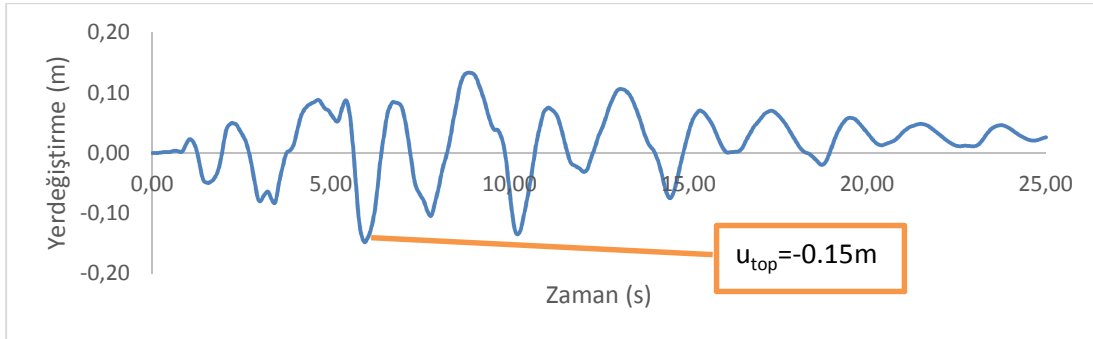
şekil 4.14, şekil 4.15, şekil 4.16, şekil 4.17, şekil 4.18, şekil 4.19 ve şekil 4.20’de X-X doğrultusundaki 7 adet deprem kaydında elde edilen maksimum tepe yerdeğiştirme değerleri de eğriler üzerinde işaretlenmiştir.



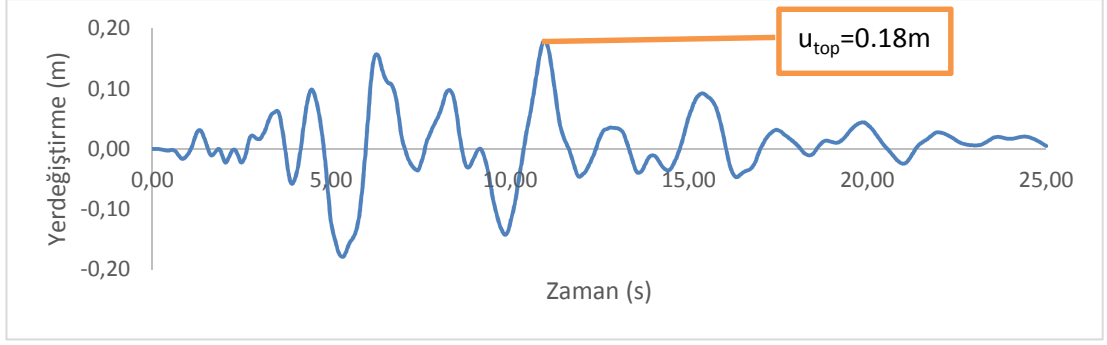
şekil 4.14 : 1. Deprem kaydı – zamana bağlı tepe yerdeğiştirmesi.



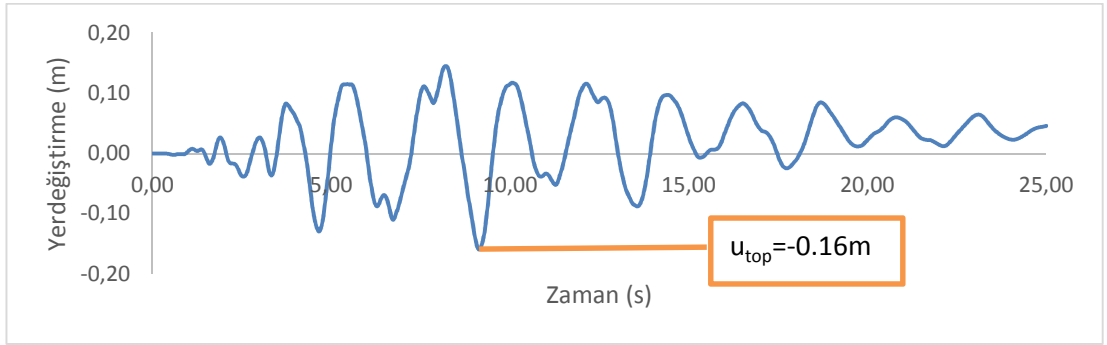
şekil 4.15 : 2. Deprem kaydı – zamana bağlı tepe yerdeğiştirmesi.



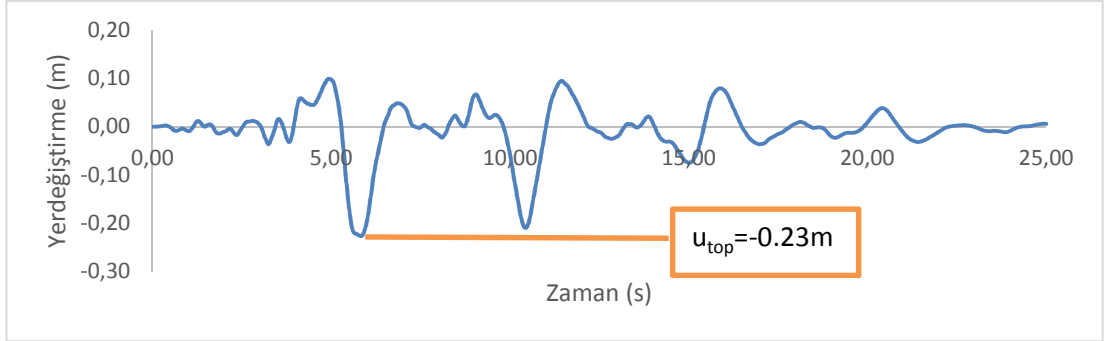
şekil 4.16 : 3. Deprem kaydı – zamana bağlı tepe yerdeğiştirmesi.



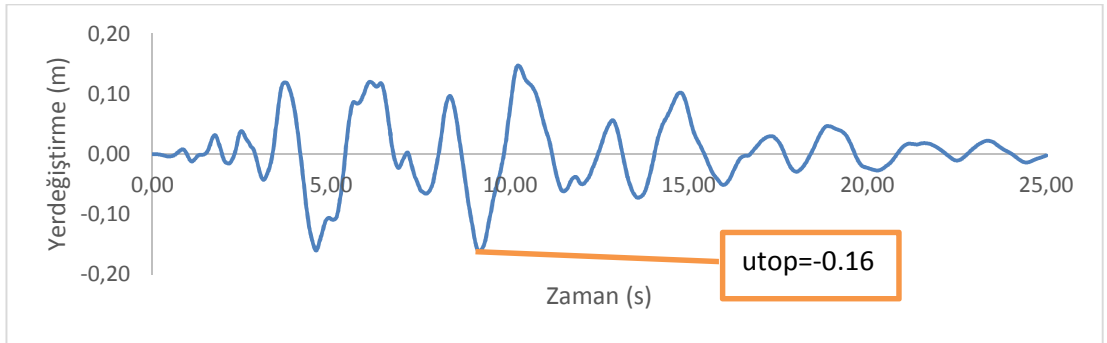
Şekil 4.17 : 4. Deprem kaydı – zamana bağlı tepe yerdeğiştirmesi.



Şekil 4.18 : 5. Deprem kaydı – zamana bağlı tepe yerdeğiştirmesi.

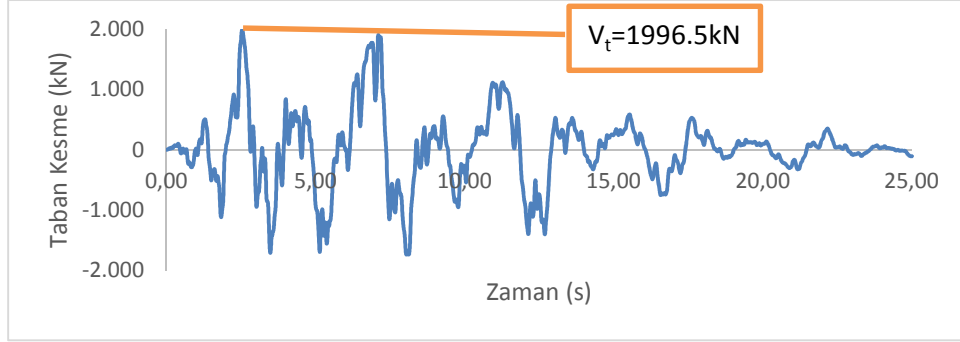


Şekil 4.19 : 6. Deprem kaydı – zamana bağlı tepe yerdeğiştirmesi.

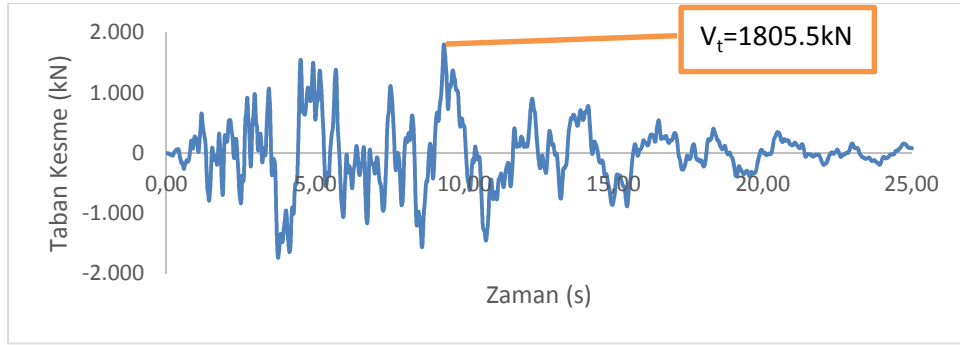


Şekil 4.20 : 7. Deprem kaydı – zamana bağlı tepe yerdeğiştirmesi.

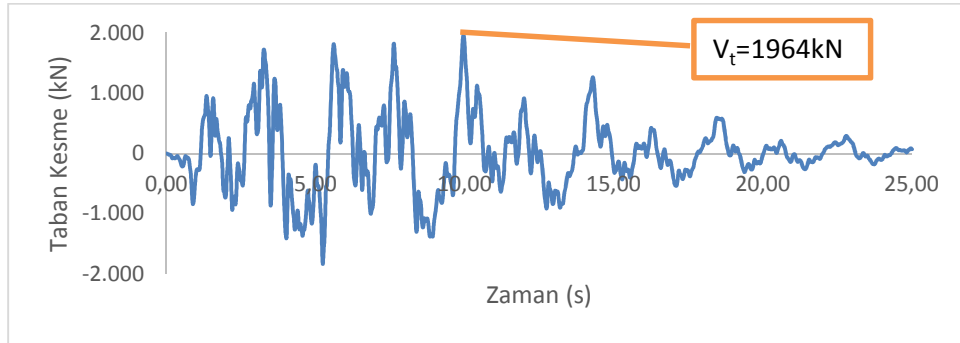
Şekil 4.21, Şekil 4.22, Şekil 4.23, Şekil 4.24, Şekil 4.25, Şekil 4.26 ve Şekil 4.27’de ise X-X doğrultusundaki 7 adet deprem kaydında elde edilen maksimum taban kesme kuvveti değerleri de eğriler üzerinde işaretlenmiştir.



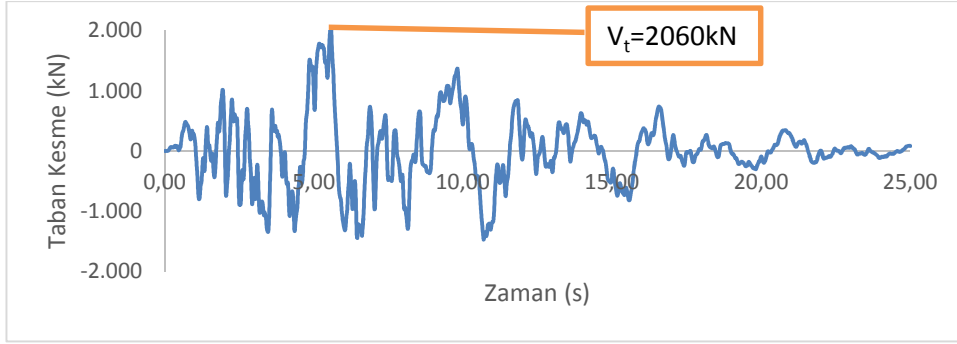
Şekil 4.21 : 1. Deprem kaydı – zamana bağlı taban kesme kuvveti.



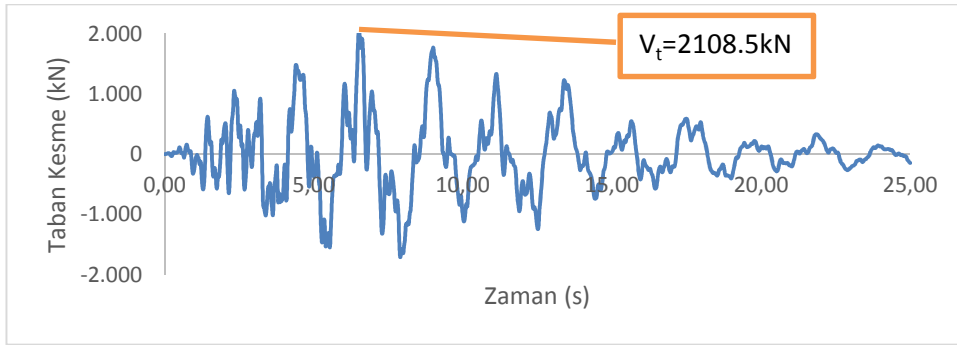
Şekil 4.22 : 2. Deprem kaydı – zamana bağlı taban kesme kuvveti.



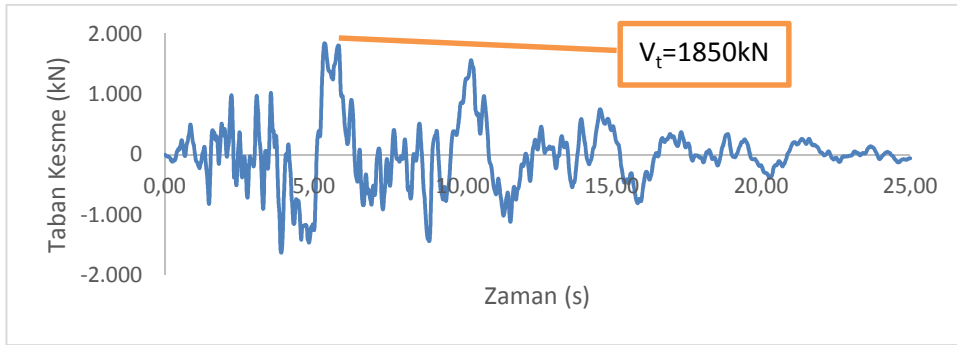
Şekil 4.23 : 3. Deprem kaydı – zamana bağlı taban kesme kuvveti.



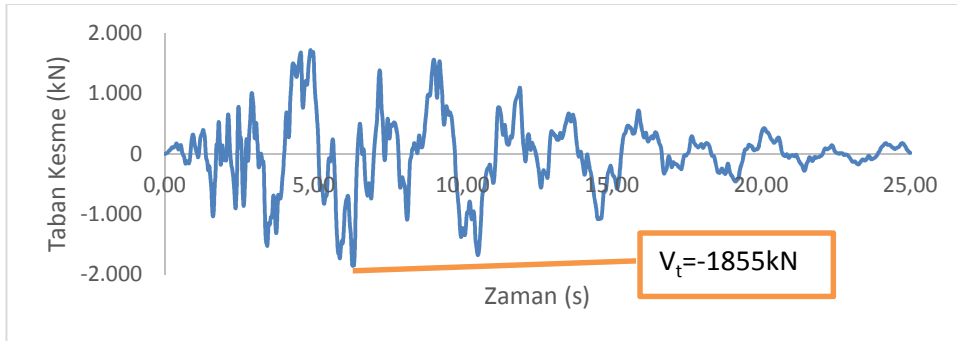
Şekil 4.24 : 4. Deprem kaydı – zamana bağlı taban kesme kuvveti.



Şekil 4.25 : 5. Deprem kaydı – zamana bağlı taban kesme kuvveti.



Şekil 4.26 : 6. Deprem kaydı – zamana bağlı taban kesme kuvveti.



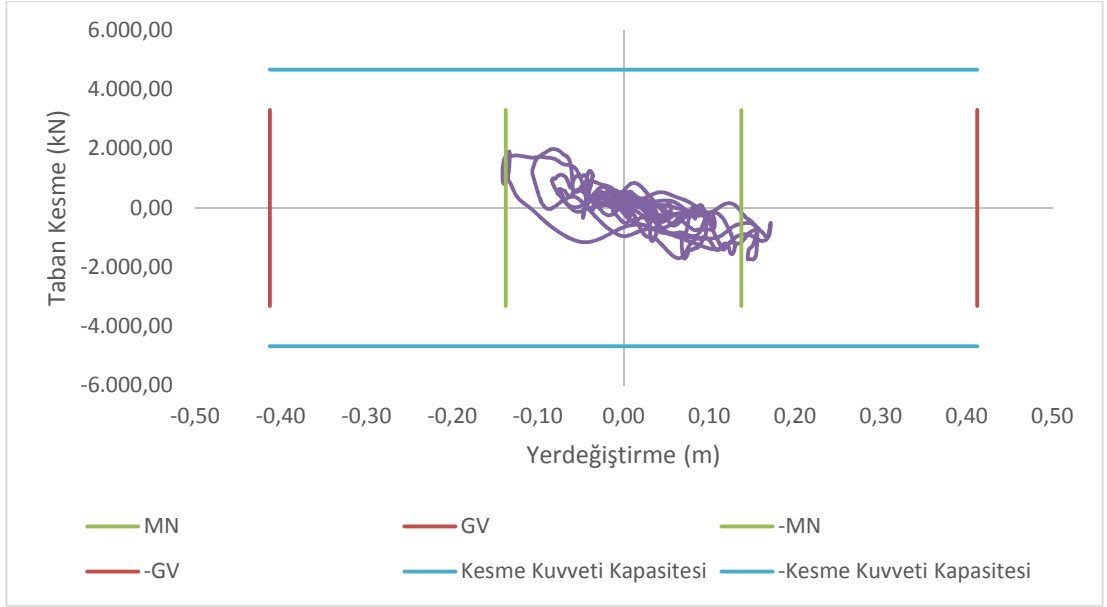
Şekil 4.27 : 7. Deprem kaydı – zamana bağlı taban kesme kuvveti.

Çizelge 4.4’de herbir deprem kaydı ile bulunan maksimum taban kesme kuvveti ve tepe yerdeğiştirme değerleri gösterilmiş ve DBYBHY’e göre 7 depremde de çıkan sonuçların ortalaması bulunmuştur.

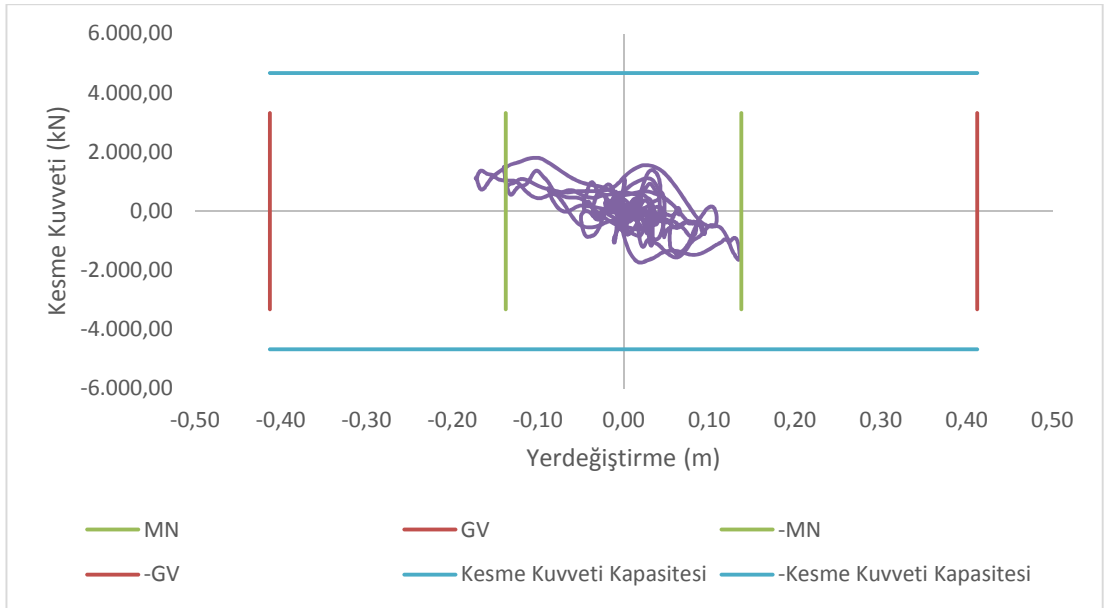
Çizelge 4.4 : Maksimum taban kesme kuvveti ve tepe yerdeğiştirmesi.

Yükleme	V_{tx} (kN)	U_{topx} (m)
DK1	1996.5	0.172
DK2	1805.5	0.172
DK3	1963.7	0.148
DK4	2059.8	0.179
DK5	2108.5	0.159
DK6	1850.2	0.227
DK7	1855.1	0.162
Ortalama	1948.5	0.174

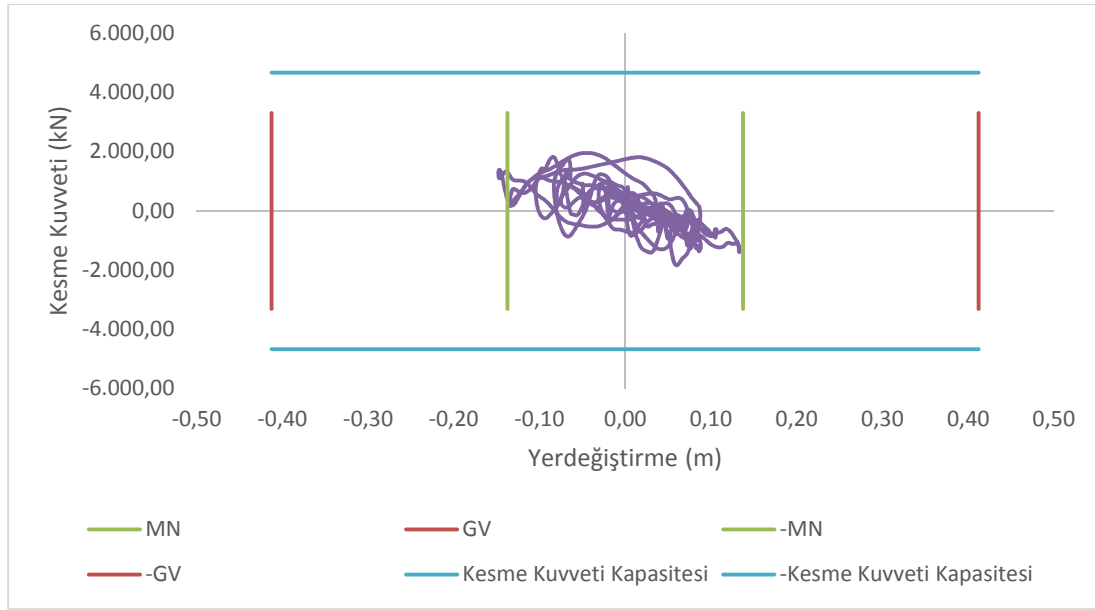
Yapının zamana bağlı olarak bulunan en st kattaki tepe yerdeğiştirmesiyle taban kesme kuvvetinin çevrimsel eğrisi aşağıdaki şekillerde görülebilir. ZTADOA yöntemi ile her 7 kayıt altında elde edilen maksimum kat yerdeğiştirmeleri ve taban kesme kuvvetleri, kolonların kesme kuvveti kapasitesi ve ASCE 41-06’a göre performans noktasına denk gelen göreli kat ötelemesi sınır değerleri ile karşılaştırılmıştır. (şekil 4.28, şekil 4.29, şekil 4.30, şekil 4.31, şekil 4.32, şekil 4.33 ve şekil 4.34)



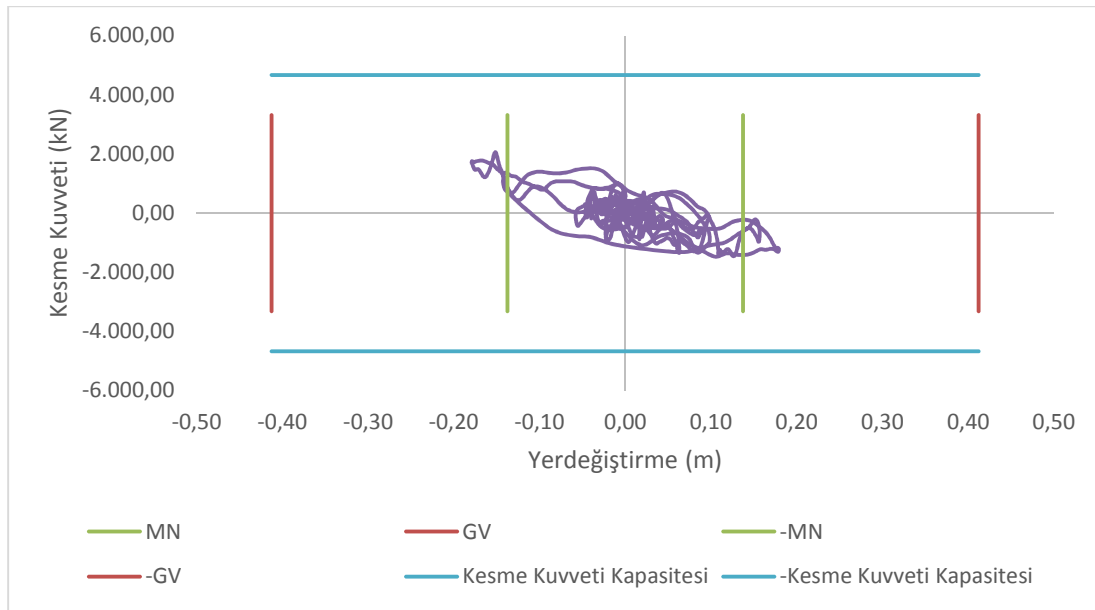
Şekil 4.28 : 1. Deprem kaydı (yerdeğiştirme – taban kesme kuvveti) değişimi.



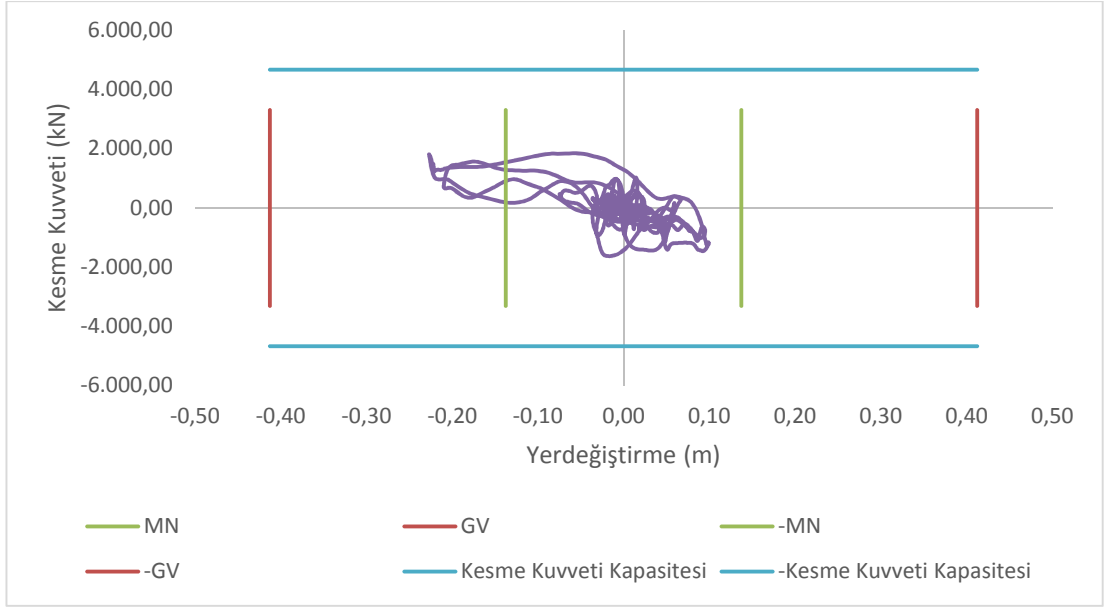
Şekil 4.29 : 2. Deprem kaydı (yerdeğiştirme – taban kesme kuvveti) değişimi.



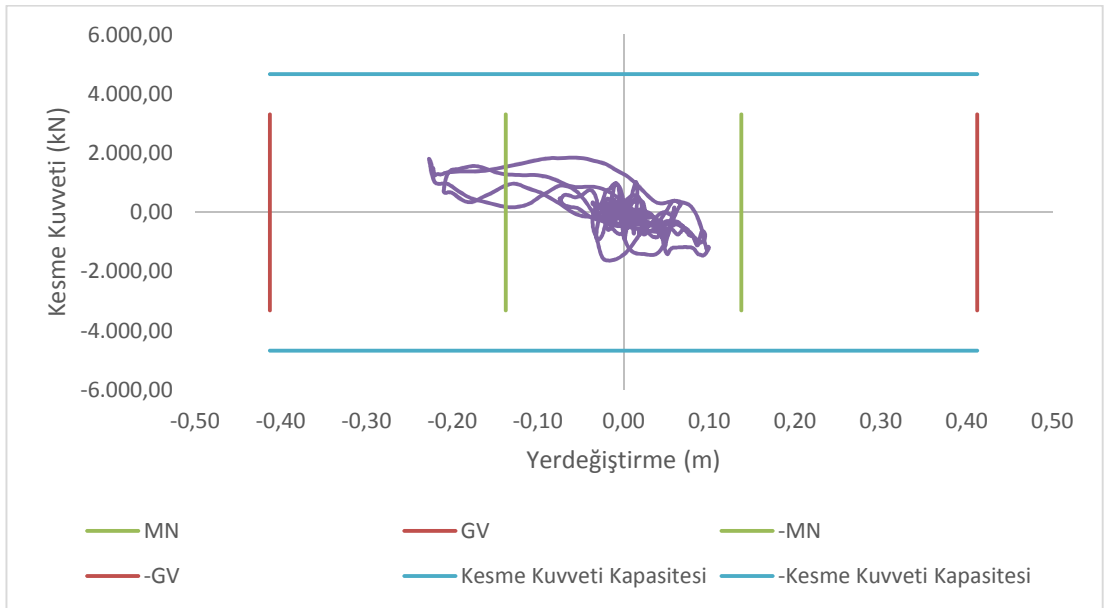
Şekil 4.30 : 3. Deprem kaydı (yerdeğiştirme – taban kesme kuvveti) değişimi.



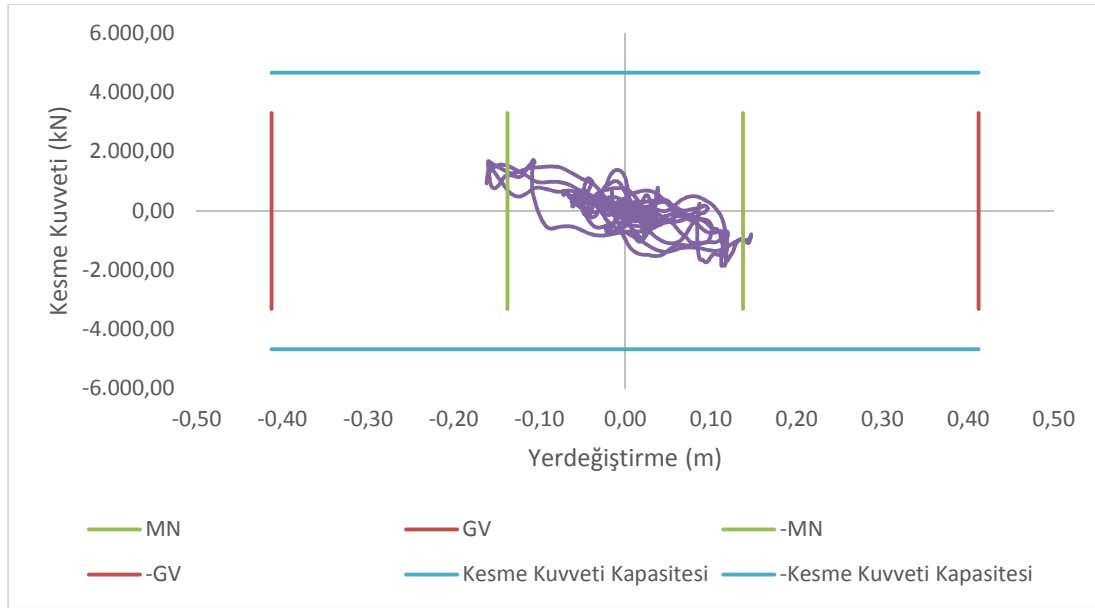
Şekil 4.31 : 4. Deprem kaydı (yerdeğiştirme – taban kesme kuvveti) değişimi.



Şekil 4.32 : 5. Deprem kaydı (yerdeğiştirme – taban kesme kuvveti) değişimi.



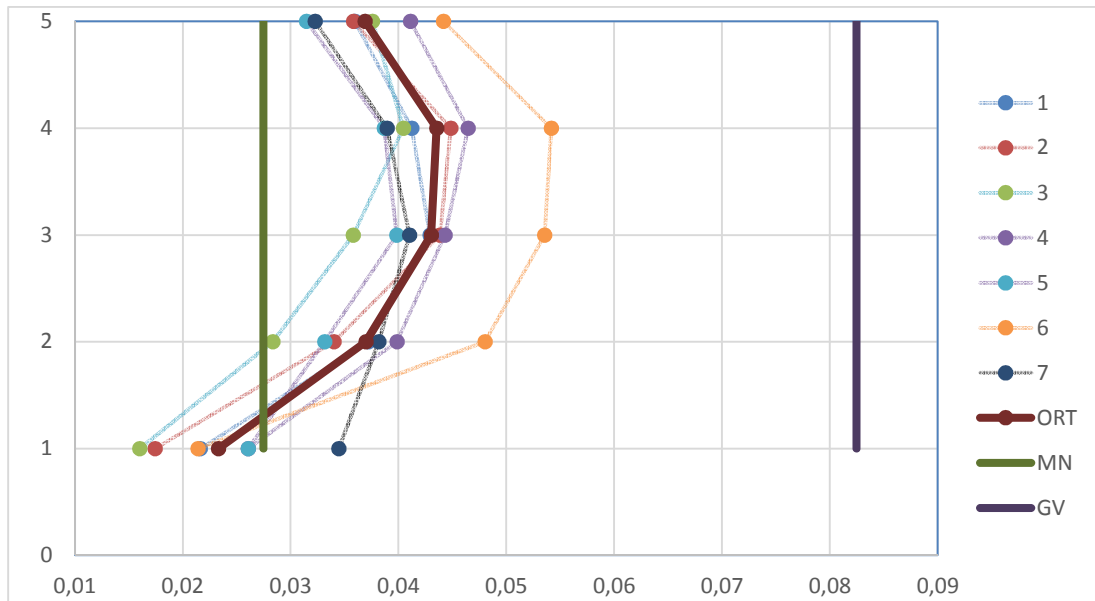
Şekil 4.33 : 6. Deprem kaydı (yerdeğiştirme – taban kesme kuvveti) değişimi.



Şekil 4.34 : 7. Deprem kaydı (yerdeğiştirme – taban kesme kuvveti) değişimi.

ZTADOA neticesinde 7 kayıtında da bulunan taban kesme kuvvetleri eşdeğer deprem kuvveti yöntemiyle bulunan taban kesme kuvvetinden daha düşüktür. Ayrıca grafiklerden gözüktüğü üzere tepe yerdeğiştirmesi ASCE 41-06'ya göre performans değerlendirmesinde, Minimum Hasar Sınırı ve Güvenlik Sınırı arasında kalan Belirgin Hasar Bölgesindedir.

Azaltılmış görelî kat ötelemeleri ve ASCE 41-06'ya göre deprem performans noktasına gelen değerler Şekil 4.35'da karşılaştırılmıştır.

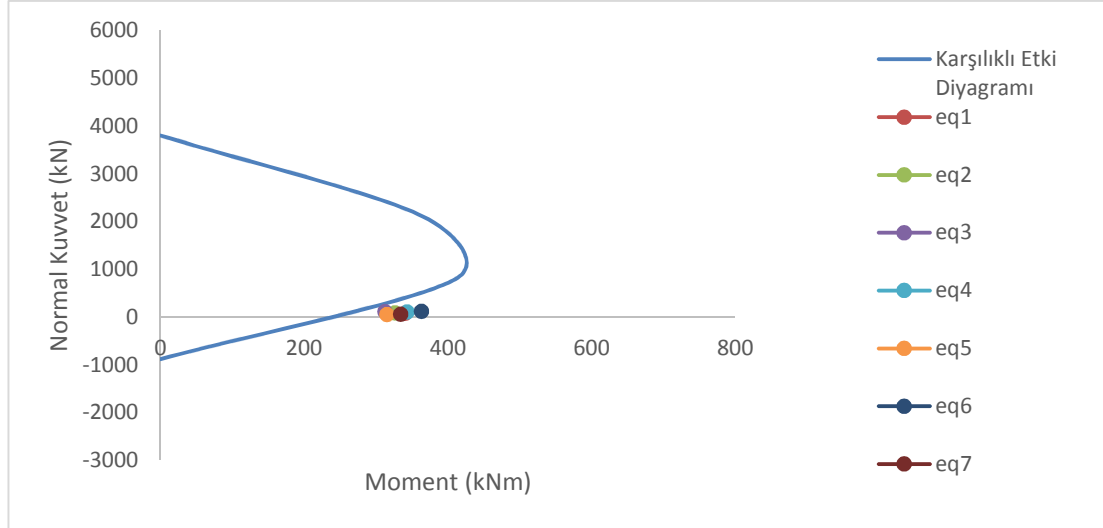


Şekil 4.35 : Azaltılmış görelî kat ötelemelerinin kıyaslanması.

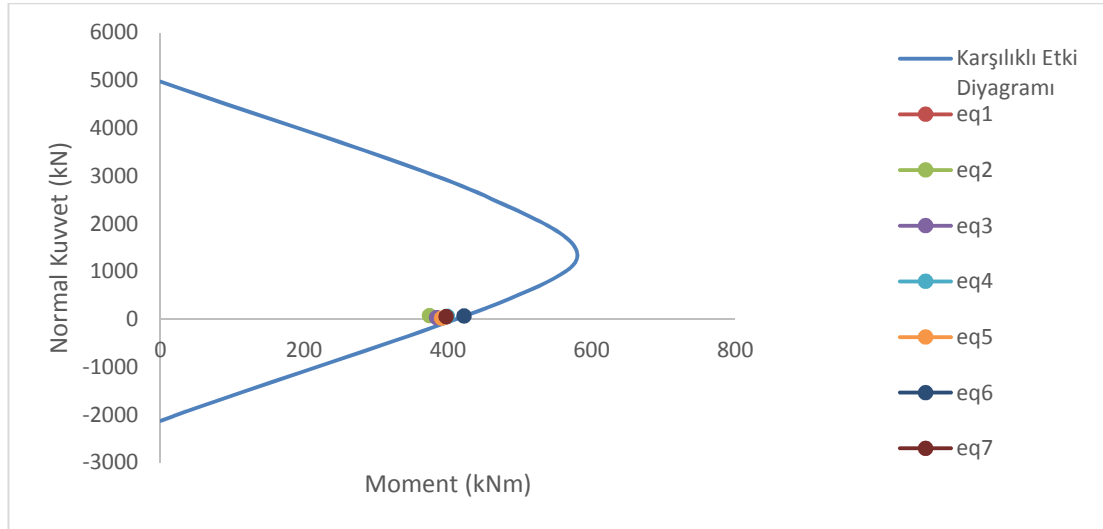
4.7 Kolonlar için Karşılıklı Etki Diyagramı Hesabı

X ve Y doğrultusunda yapılan performans değerlendirmesi sonucu bulunan “İleri Hasar Bölgesinde” yer alan kolonların karşılıklı etki diyagramları elde edilerek deprem yüklemelerinde hesaplanan en büyük iç kuvvetler ile karşılaştırılmıştır. (Çizelge 4.5 – Çizelge 4.8)

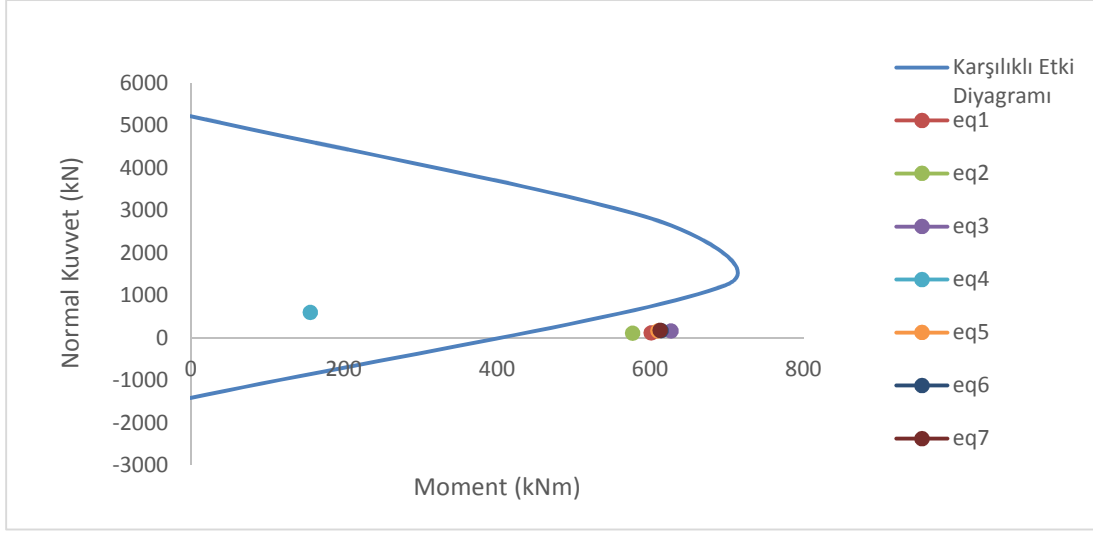
Çizelge 4.5 : SZ06 kolonunun karşılıklı etki diyagramı (X doğrultusu).



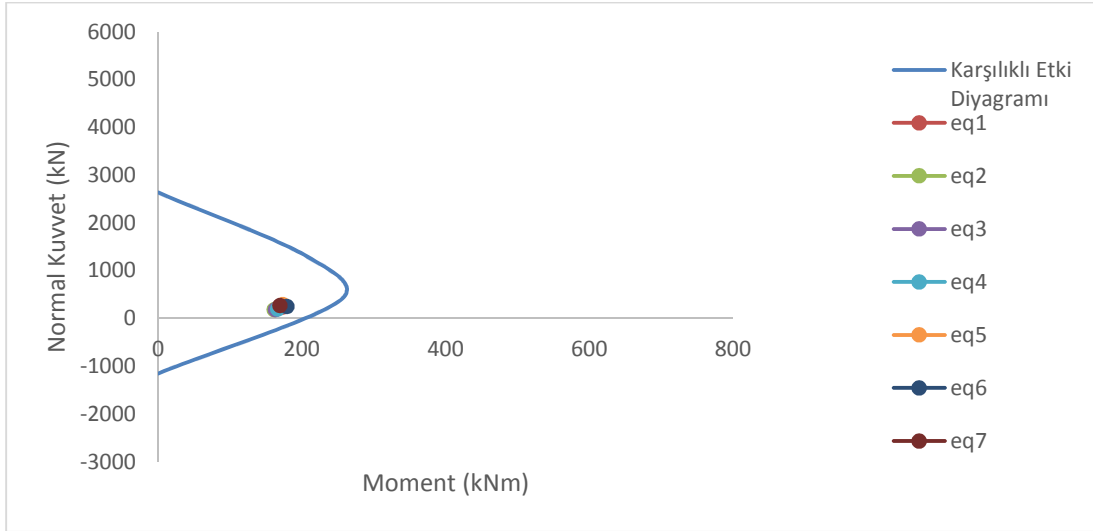
Çizelge 4.6 : SZ09 kolonunun karşılıklı etki diyagramı (X doğrultusu).



Çizelge 4.7 : SZ17 kolonunun karşılıklı etki diyagramı (X doğrultusu).



Çizelge 4.8 : SZ13 kolonunun karşılıklı etki diyagramı (Y doğrultusu).



Karşılıklı etki diyagramlarında her bir deprem kaydı için oluşan en büyük eğilme momenti ve normal kuvvet değerlerinin karşılaştırılmasında SZ06 kolonunun her bir deprem etkisinde güç tükenmesinin ötesinde iç kuvvetlere maruz kaldığı; SZ09 kolonunun her bir deprem etkisinde kapasite sınırında olduğu; SZ17 kolonun bir deprem hariç diğer depremler etkisinde güç tükenmesinin ötesinde iç kuvvetlere maruz kaldığı ve SZ13 kolonunun ise her bir deprem etkisinde kapasitesini aşmadığı halde deplasmandan dolayı ileri hasar bölgesinde olduğu görülmüştür.

4.8 ZTADOA Sonucu Eleman Hasar Durumları

ZTADOA yöntemi ile yapılan analizler sonucunda ortalamaya en yakın olan 1. Deprem kaydı ile elde edilmiştir. Yedi deprem kaydı ile yapılan analizlerden hasar durumları belirlenmesi için 1. Deprem kaydının sonuçları kullanılmıştır. Yapının sadece giriş katında bulunan kolon ve kirişler için hasar durumları belirlenmiştir. X ve Y doğrultusunda elde edilen sonuçlar Çizelge 4.9 ve Çizelge 4.10’da gösterilmiştir.

Çizelge 4.9 : X doğrultusunda hasar durumu.

Çubuk No	Φ_y	Φ_u	Φ_t	ϵ_c	ϵ_s	Hasar Durumu
66	0,00750	0,03646	0,06150	0,00507	0,01767	BHB
67	0,00801	0,03646	0,06175	0,00495	0,01789	BHB
68	0,01227	0,02220	0,06973	0,00965	0,00917	BHB
69	0,00722	0,03650	0,06360	0,00528	0,01824	BHB
70	0,00715	0,03650	0,06230	0,00521	0,01783	BHB
71	0,00355	0,01380	0,06385	0,01433	0,02844	İHB
72	0,00527	0,01730	0,06876	0,01257	0,01974	BHB
73	0,00547	0,01670	0,07040	0,01319	0,01989	BHB
74	0,00443	0,01330	0,06433	0,01542	0,02124	İHB
75	0,00158	0,00585	0,04270	0,02316	0,03961	GB
76	0,00444	0,02370	0,06376	0,00780	0,02854	BHB
77	0,00777	0,03650	0,06150	0,00499	0,01775	BHB
78	0,00294	0,00921	0,06050	0,02137	0,02823	GB
79	0,01141	0,06130	0,08666	0,00456	0,01450	BHB
80	0,00531	0,02870	0,06760	0,00699	0,02477	BHB
81	0,00326	0,01110	0,06047	0,01664	0,02992	İHB
82	0,00492	0,01910	0,07272	0,01214	0,02202	BHB
1	0,00505	0,12500	0,80066	0,02173	0,19444	GB
2	0,00505	0,12500	2,05733	0,05563	0,49984	GB
3	0,00505	0,12500	1,89333	0,05121	0,45998	GB
4	0,00505	0,12500	0,79733	0,02164	0,19363	GB
5	0,00505	0,12500	0,8780	0,02381	0,21324	GB
6	0,00505	0,12500	2,24533	0,06071	0,54552	GB
7	0,00505	0,11800	2,05133	0,05889	0,49496	GB
8	0,00505	0,13100	1,18600	0,03061	0,28960	GB
9	0,00505	0,13500	0,88200	0,02210	0,21603	GB
10	0,00505	0,12200	0,80533	0,02241	0,19502	GB
11	0,00505	0,12200	2,16866	0,06013	0,52540	GB
12	0,00505	0,13500	0,57400	0,01443	0,14054	GB
13	0,00505	0,13500	2,15000	0,05368	0,52681	GB

Çizelge 4.10 : Y doğrultusunda hasar durumu.

Çubuk No	Φ_y	Φ_u	Φ_t	ϵ_c	ϵ_s	Hasar Durumu
46	0,00302	0,00961	0,08244	0,02697	0,04063	GB
47	0,00307	0,00932	0,08251	0,02789	0,03977	GB
48	0,00385	0,01130	0,08151	0,02254	0,03207	GB
49	0,07200	0,03650	0,10810	0,04795	-0,0079	GB
50	0,00585	0,01370	0,09756	0,02326	0,02258	GB
51	0,01330	0,06100	0,36120	0,01403	0,06542	GB
52	0,00504	0,01890	0,10088	0,01669	0,03071	İHB
53	0,00337	0,01040	0,08570	0,02678	0,03492	GB
54	0,00765	0,03650	0,10850	0,00791	0,03222	BHB
55	0,00301	0,01010	0,08192	0,02509	0,04208	GB
56	0,00918	0,04996	0,15853	0,00914	0,03365	BHB
57	0,00313	0,01210	0,08492	0,02127	0,04411	GB
58	0,00772	0,04220	0,13502	0,00923	0,03397	BHB
59	0,00731	0,03650	0,10975	0,00825	0,03235	BHB
60	0,00284	0,01170	0,08228	0,02159	0,04587	GB
61	0,00633	0,03650	0,11765	0,00957	0,03395	BHB
1	0,00505	0,12500	0,24913	0,00684	0,06041	GB
2	0,00505	0,12500	0,26660	0,00732	0,06466	GB
3	0,00505	0,11300	0,27053	0,00822	0,06482	GB
4	0,00505	0,11300	0,34606	0,01048	0,08295	GB
5	0,00505	0,12200	0,31760	0,00891	0,07683	GB
6	0,00505	0,11300	0,33626	0,01019	0,08059	GB
7	0,00505	0,13500	0,27160	0,00690	0,06642	GB
8	0,00505	0,13100	0,18693	0,00493	0,04553	GB
9	0,00505	0,11800	0,33166	0,00962	0,07992	GB

Zemin kattaki kolon ve kirişlerin hasar oranları Çizelge 4.11 ve Çizelge 4.12’de özetlenmiştir.

Çizelge 4.11 : X doğrultusunda hasar oranı.

		Kesit	%
Kolon	Minimum Hasar Bölgesi	0	0
	Belirgin Hasar Bölgesi	12	70,59
	İleri Hasar Bölgesi	3	17,65
	Göçme Bölgesi	2	11,76
Kiriş	Minimum Hasar Bölgesi	0	0
	Belirgin Hasar Bölgesi	0	0
	İleri Hasar Bölgesi	0	0
	Göçme Bölgesi	13	100

Çizelge 4.12 : Y doğrultusunda hasar oranı.

		Kesit	%
Kolon	Minimum Hasar Bölgesi	0	0
	Belirgin Hasar Bölgesi	4	26,67
	İleri Hasar Bölgesi	1	6,67
	Göçme Bölgesi	10	66,67
Kiriş	Minimum Hasar Bölgesi	0	0
	Belirgin Hasar Bölgesi	0	0
	İleri Hasar Bölgesi	0	0
	Göçme Bölgesi	9	100

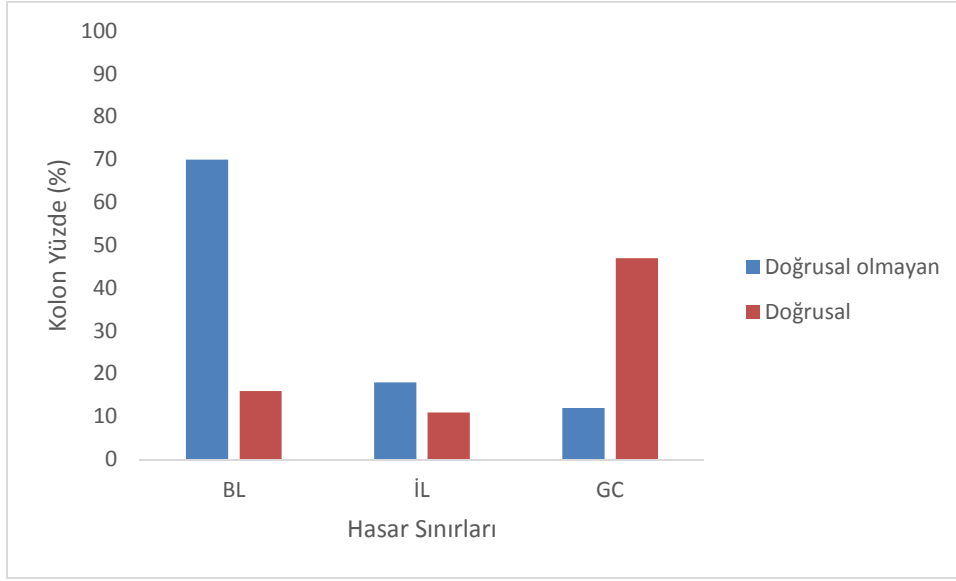
5. SONUÇLAR

Bu çalışmada, 2007 tarihli DBYBHY’de mevcut binaların deprem performanslarının belirlenmesi amacıyla önerilen doğrusal elastik olmayan değerlendirme yöntemlerinden Zaman Tanım Alanında Yöntemi ile sayısal bir inceleme yapılmış ve elde edilen sonuçlar değerlendirilmiştir. Elde edilen sonuçlar eşdeğer deprem yükü, kesme kuvveti kapasitesi ve doğrusal elastik hesap yöntemi analiz sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Zaman Tanım Alanı Analizi neticesinde bulunan göreceli kat ötelemeleri sınır değerleri ASCE 41-06’dan alınmıştır.

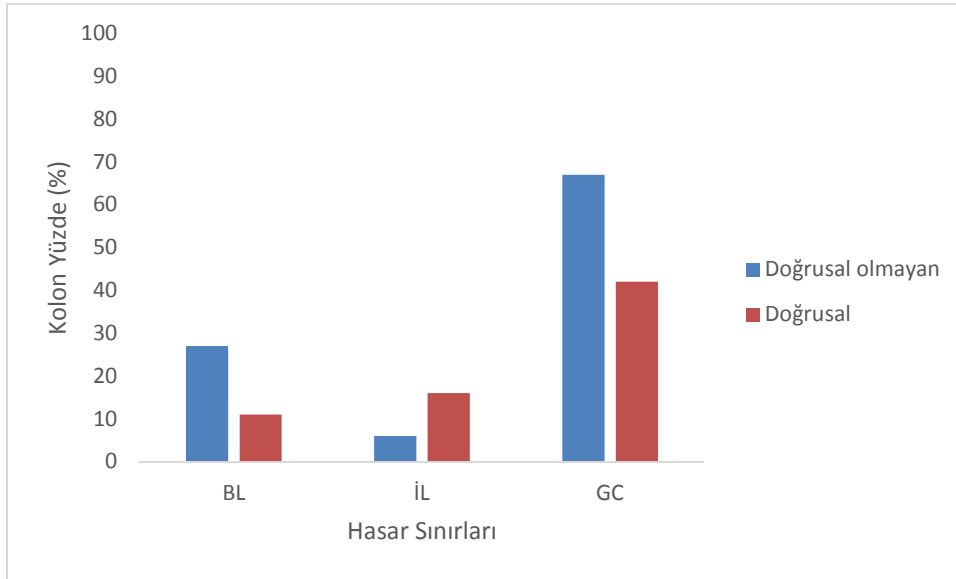
Doğrusal olmayan yöntemde, yapılan performans analizi sonucunda yapının Göçme Durumu performans seviyesinde olduğu görülmüştür. Kirişlerin tamamının göçme bölgesinde olması ve X doğrultusundaki kolonların çoğunun belirgin hasar bölgesinde olmasına rağmen Y doğrultusundaki kolonların %70’i göçme bölgesinde olması sebebiyle yapı ‘‘Göçme Durumu’’ndadır.

DBYBHY uyarınca doğrusal elastik hesap yöntemiyle yapılan performans analizi ile yapının ‘‘Göçme Durumu’’nda olduğu görülmüştür. Her iki yöntem ile tespit edilen kesit hasar sınırları ve yüzdeleri doğrultusunda belirlenen performans düzeyleri aynı tespit edilmiştir. Aşağıdaki çizelgelerde her iki yöntem için çıkan sonuçlar karşılaştırılmıştır. (Çizelge 5.1 ve Çizelge 5.2)

Çizelge 5.1 : X doğrultusunda doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemler ile yapılan kolon performans analizi sonuçları.



Çizelge 5.2 : Y doğrultusunda doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemler ile yapılan kolon performans analizi sonuçları.



Bölüm 4.7’de incelenen SZ06, SZ09, SZ17 ve SZ13 kolonları doğrusal olmayan analiz ve doğrusal analiz yöntemiyle bulunan hasar sınırları karşılaştırılmıştır. X doğrultusunda doğrusal olmayan analizde ileri hasar bölgesinde bulunan kolonlar, doğrusal analiz yöntemiyle yapılan analiz sonucunda SZ06 ve SZ17 kolonları ileri hasar bölgesinde SZ09 kolonu göçme bölgesinde bulunmuştur. Y doğrultusunda ise doğrusal olmayan analiz yöntemide ileri hasar bölgesinde bulunan kolon, doğrusal analiz yöntemiyle göçme bölgesinde bulunmuştur. (Çizelge 5.3)

Çizelge 5.3 : Doğrusal ve doğrusal olmayan yöntem ile yapılan kolon performans analizi karşılaştırılması.

Doğrultu	Kolon Numarası	Doğrusal Olmayan Analiz	Doğrusal Analiz
X-X	SZ06	İL	İL
	SZ09	İL	GC
	SZ17	İL	İL
Y-Y	SZ13	İL	GC

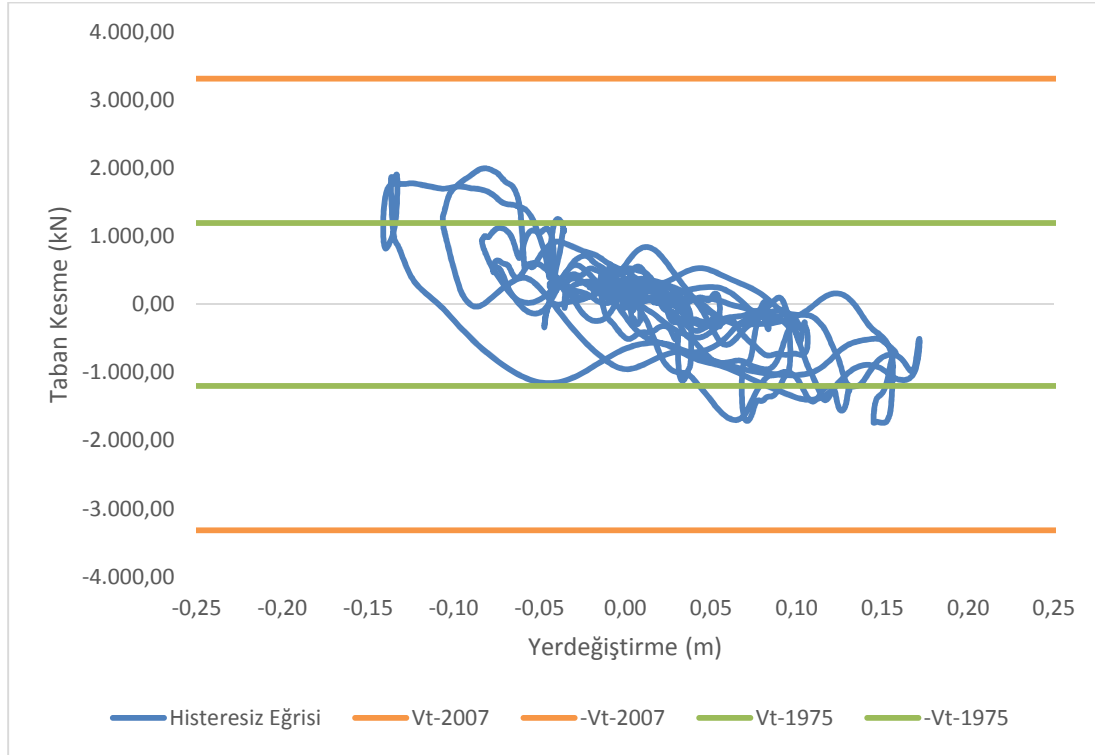
Dolgu duvar etkisi göz önüne alınarak yapılan analizlerin yanında, binada bulunan bütün dolgu duvarlar kaldırılarak yapılan analizde bulunan sonuçlar incelenmiştir. Binanın dolgu duvar kaldırıldıktan sonraki periyodu, taban kesme kuvveti, tepe yer değiştirmesi ve hasarlı durum periyot değerleri Çizelge 5.4’de görülmektedir. Dolgu duvarsız yapının periyodu uzamış, yer değiştirme miktarı artmıştır. Taban kesme kuvveti ve hasarlı durum periyot değerinde önemli bir değişim yoktur. Hasarlı durum periyotları arasındaki farkın az olmasının sebebi bina çatladıktan sonra duvar etkisinin ortadan kalkmasıdır. Binada bütün katlarda duvarlar iptal edilmemiş ve kullanılmaktadır. Genellikle bu şekilde olmamakta, giriş katların dükkan olarak kullanılmasından dolayı duvarlar kaldırılmaktadır. Bu tür yapıların da ayrıca incelenmesi gerekmektedir.

Çizelge 5.4 : Dolgu duvarlı ve dolgu duvarsız analiz sonuçlarının karşılaştırılması.

Duvar Durumu	Tepe Yerdeğiştirmesi (m)	Taban Kesme Kuvveti (kN)	Yapı Periyodu (sn)	Hasarlı Durum Periyodu (sn)
Dolgu Duvarlı	0,172	1964,9	0,614	2,241
Dolgu Duvarsız	0,208	1996,5	0,85	2,353

ZTADOA neticesinde elde edilen taban kesme kuvvetleri, DBYBHY ve ABYYHY’ye göre hesaplanan eşdeğer deprem yükü ile karşılaştırılmıştır. Eğer bu yapı DBYBHY’ye göre tasarlanmış olsaydı, daha büyük bir deprem kuvvetine göre tasarlanmış ve güvenli tarafda kalınmış olacaktı. Yapının bulunduğu yöre için 1975 tarihli ABYYHY ikinci derece, ancak 2007 tarihli DBYBHY ise birinci derece deprem bölgesi tanımını yapmaktadır. ABYYHY’ye göre hesaplanan eşdeğer deprem kuvveti DBYBHY’ye göre daha küçük bir değer olduğu görülmüştür. Şekil 5.1’de 7 Deprem

kaydının ortalamasına en yakın olan 1. Deprem kaydının X doğrultusundaki Tepe yerdeğiştirme- Taban kesme kuvveti, DBYBHY ve ABYYHY ile hesaplanan yapıya etkiyen yatay deprem kuvvetleri karşılaştırılmıştır. ABYYHY ile hesaplanan taban kesme kuvvetinin yapılan analizler sonucu oluşan taban kesme kuvvetinden daha küçük olduğu görülmüştür. Bu yüzden yapının ABYYHY'ye göre yetersiz olduğu görülmektedir.



Şekil 5.1 : 2007 ve 1975 yönetmeliklerine göre yapıya etkiyen deprem kuvvetleri.

Yapılan analizler sonucunda göçme Durumunda bulunan bu yapının, deprem yükleri etkisinde yapısal performansının en azından can güvenliği düzeyine yükseltilmesinin gerekli olduğu anlaşılmaktadır. Bu amaçla binanın taşıyıcı sistemine yatay deprem yüklerini güvenlilikle karşılayacak betonarme perdelerin eklenmesi ve eksenel yük taşıma kapasiteleri yetersiz olan kolonlarında ayrıca mantolanması önerilebilir.

ZTADOA yönteminde elde edilen sonuçlar, seçilen kayıtların niteliğine doğrudan bağlı olmaktadır. Farklı deprem kaydı grubunun seçilmesi durumunda, farklı sonuçların elde edilebileceği açıktır.

KAYNAKLAR

- [1] **DBYBHY**, (2007). Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (TDY-07), Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.
- [2] **Aydınoğlu N., Önem G.**, (2010). Evaluation of Analysis Procedures for Seismic Assessment and Retrofit Design, Earthquake Engineering In Europe Geotechnical, Geological, and Earthquake Engineering, 2010, Volume 17, Part 3, 171-198.
- [3] **Priestley M. J. N., Calvi G. M., Kowalsky M. J.**, (2007). Displacement Based Seismic Design of Structures, IUSS Press.
- [4] **Güler K., Arslan Y., Güler M. G.**, (2010). The Seismic Performance Evaluation of A RC Building By Using Linear And Nonlinear Methods, Proceedings of the Fourteenth European Conference on Earthquake Engineering Ohrid Macedonia, 30 Ağustos, 30-3 Eylül.
- [5] **Fahjan Y.**, (2008). Türkiye Deprem Yönetmeliği (TDY-07) Tasarım İvme Spektrumuna Uygun Gerçek Deprem Kayıtlarının Seçilmesi ve Ölçeklenmesi, İMO Teknik Dergi 4423-4444, Yazı 292, İstanbul.
- [6] **ASCE41-06**, (2007). Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers, Washington DC.
- [7] **PRAKASH V., POWELL G., CAMPBELL S.**, (1993). Drain 2d kullanım kılavuzu V 1.10. California Üniversitesi, Berkeley CA.
- [8] **Özer E.**, (2007). Yapı sistemlerinin Lineer Olmayan Analizi Ders Notları, İstanbul.
- [9] **Çakıroğlu A., Özer E.**, (1980). Malzeme ve Geometri Değişimleri Bakımından Lineer Olmayan Sistemler, Cilt 1, İTÜ Kütüphanesi, İstanbul.
- [10] **Çakıroğlu A., Özer E., Girgin K.**, (1999). Yield Conditions and Yield Vector for Combined Biaxial Bending of Rectangular Reinforced Concrete Sections, Uğur Ersoy Symposium in Structural Engineering, 121-135, Ankara, 1-2 July 1999.
- [11] **Seismosoft**, (2010). Seismosignal v4.1.2, www.seismosoft.com .
- [12] **ABYYHY**, (1975). Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (TDY-75), İmar ve İskan Bakanlığı, Ankara.
- [13] **Applied Technology Council**, (1996). ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Washington DC.
- [14] **Federal Emergency Management Agency**, (2000). FEMA-273 NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington DC.

- [15] **Federal Emergency Management Agency**, (2004). FEMA-356 Presandard and Commentary for the Seismic Rehabilitatin of Buildings, Washington DC.
- [16] **Federal Emergency Management Agency**, (2005). FEMA-440 Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, Washington DC.
- [17] **TS 500**, (2000). Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Endüstisi, Ankara.

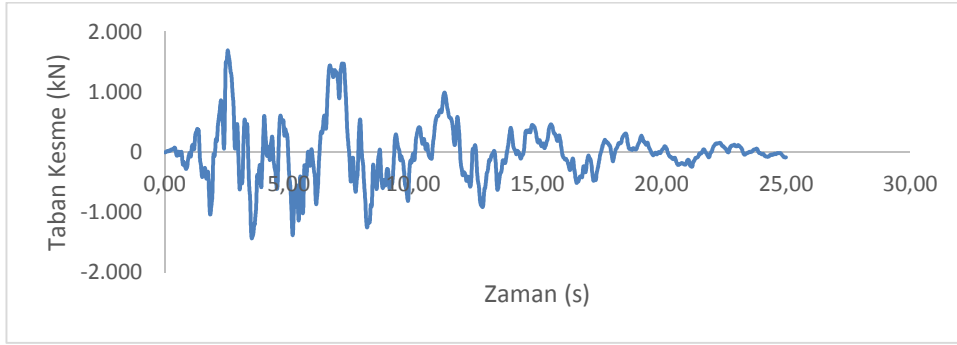
EKLER

EK A: Y doğrultusuna ait zamana bağlı taban kesme kuvveti.

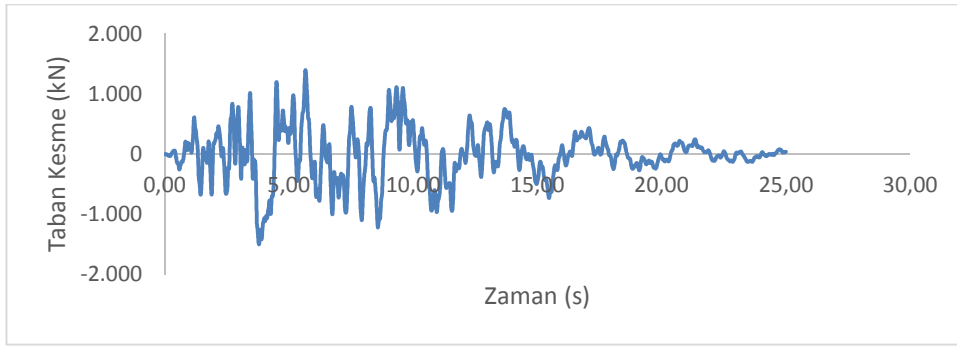
EK B: Y doğrultusuna ait yerdeğiştirme-taban kesme kuvveti değişimi.

EK C: Zemin kat kolon aplikasyon planı.

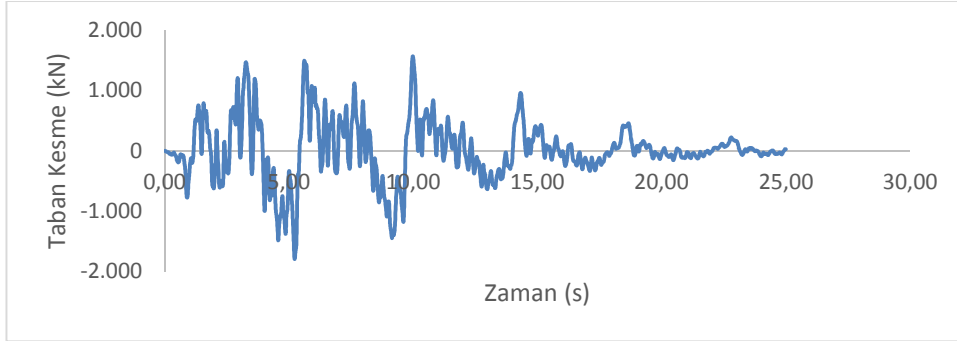
EK A



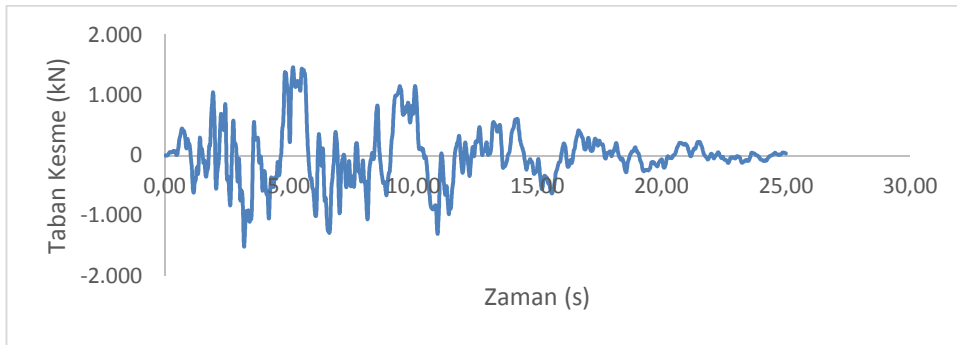
Şekil A.1: 1. Deprem kaydı- zamana bağlı taban kesme kuvveti.



Şekil A.2: 2. Deprem kaydı- zamana bağlı taban kesme kuvveti.

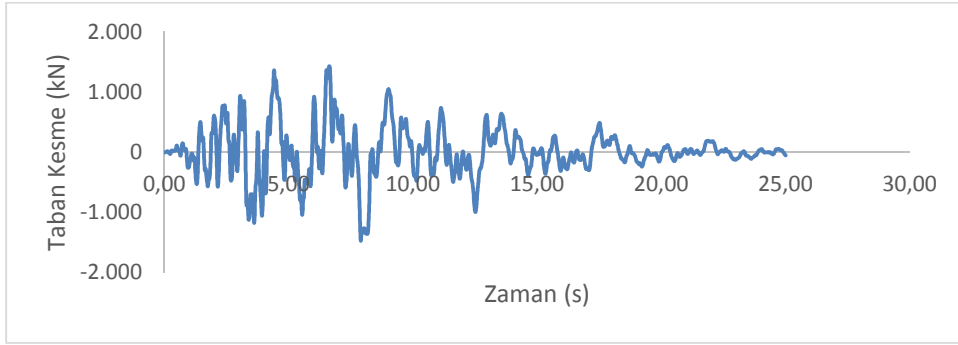


Şekil A.3: 3. Deprem kaydı- zamana bağlı taban kesme kuvveti.

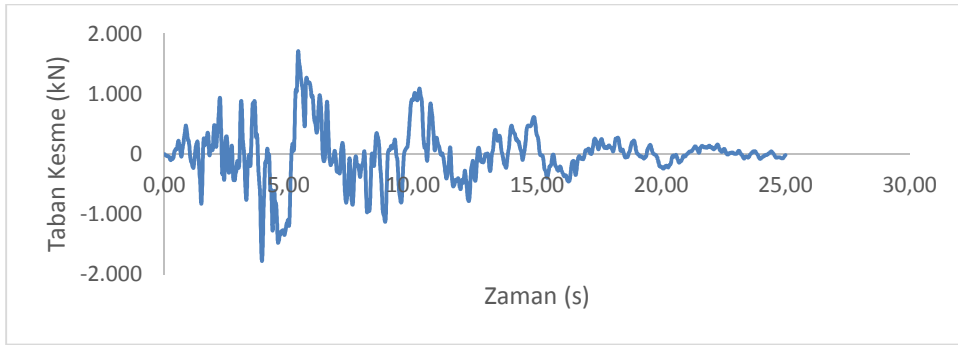


Şekil A.4: 4. Deprem kaydı- zamana bağlı taban kesme kuvveti.

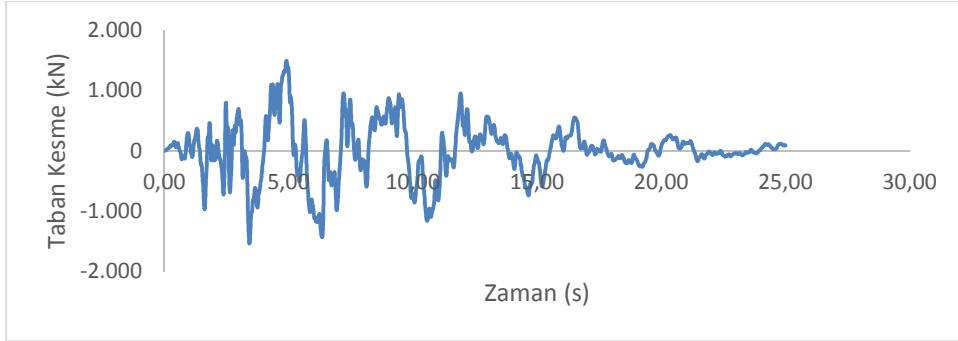
EK A (DEVAMI)



Şekil A.5: 5. Deprem kaydı- zamana bağlı taban kesme kuvveti.

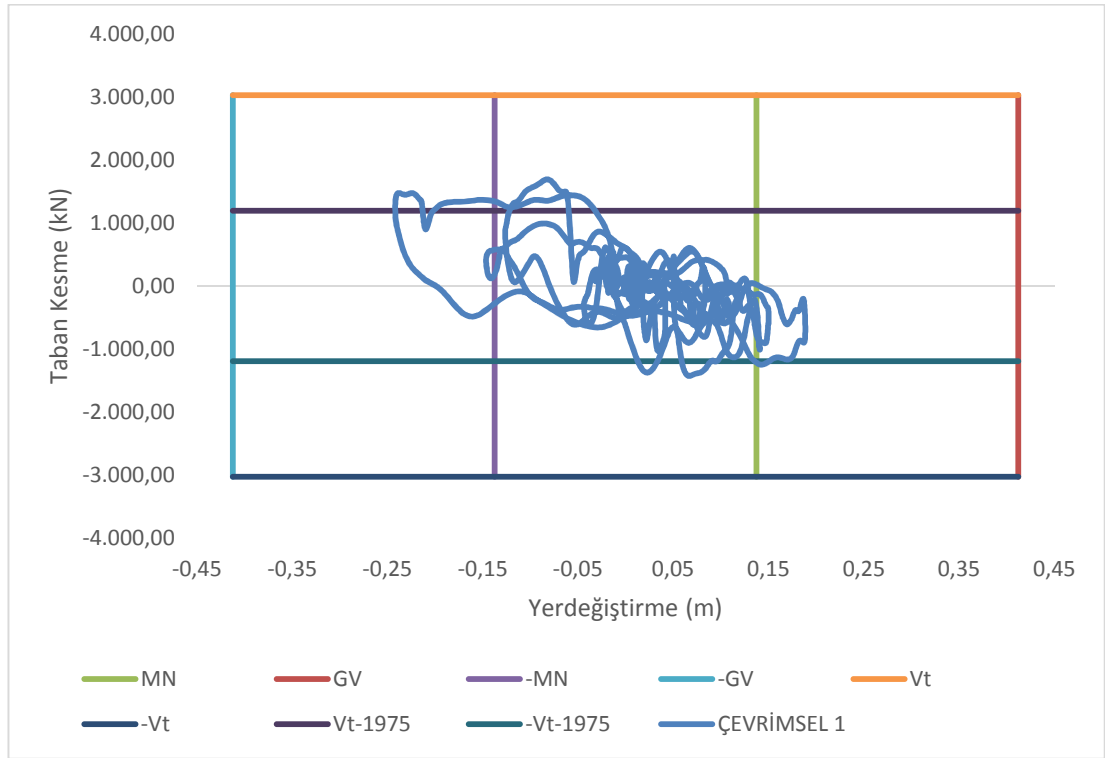


Şekil A.6: 6. Deprem kaydı- zamana bağlı taban kesme kuvveti.

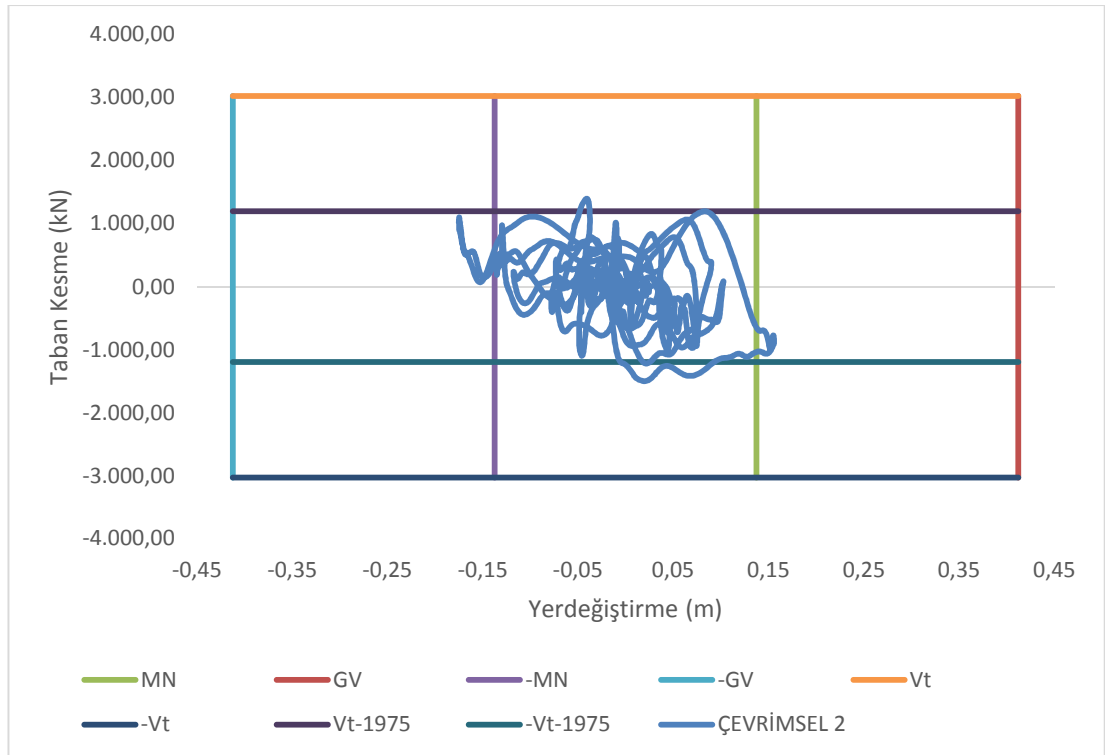


Şekil A.7: 7. Deprem kaydı- zamana bağlı taban kesme kuvveti.

EK B

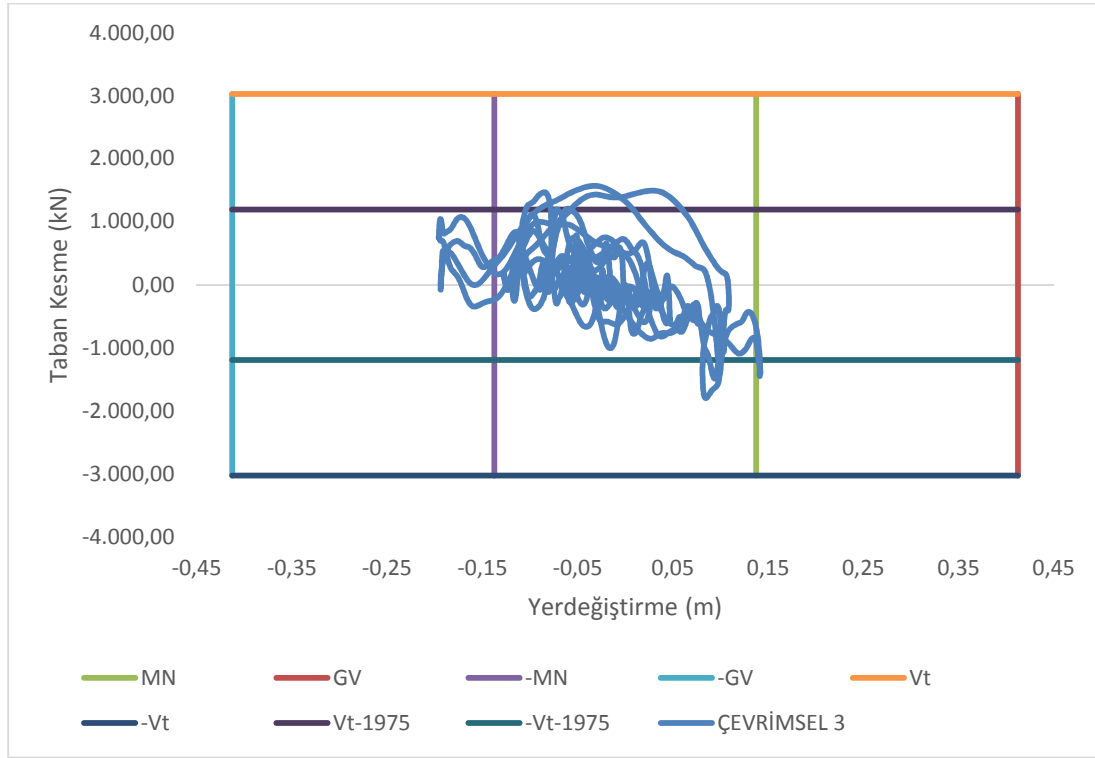


Şekil B.1: 1. Deprem kaydı (yerdeğiştirme-taban kesme kuvveti) değişimi.

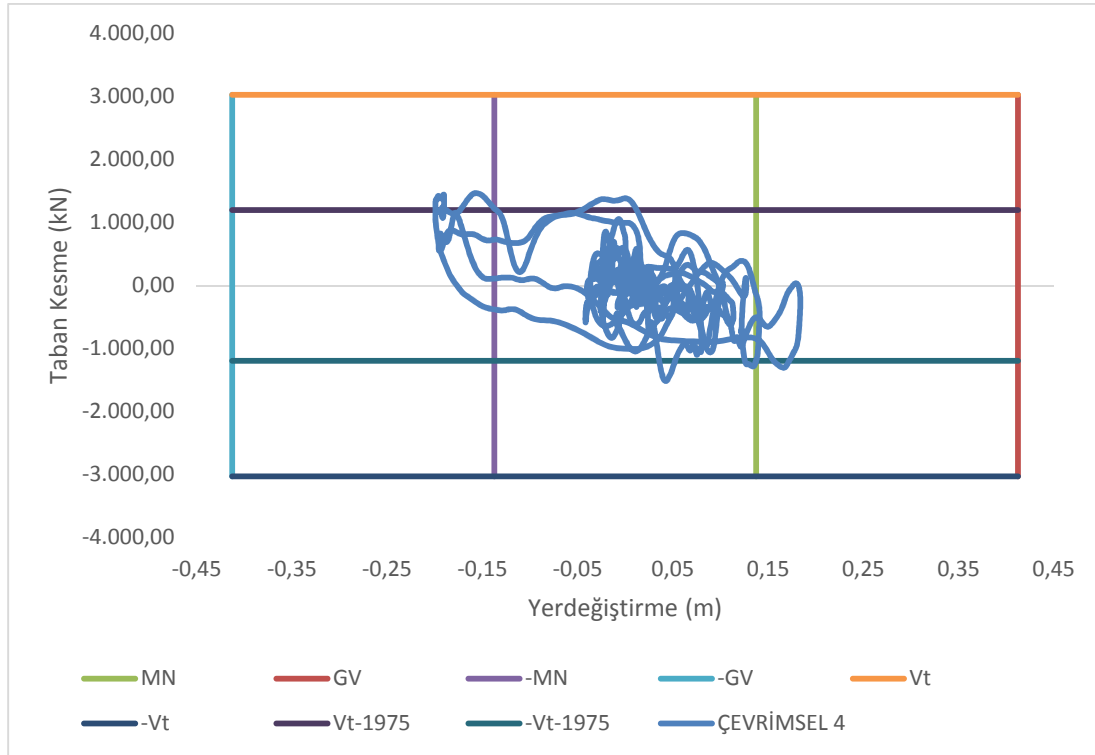


Şekil B.2: 2. Deprem kaydı (yerdeğiştirme-taban kesme kuvveti) değişimi.

EK B (DEVAMI)

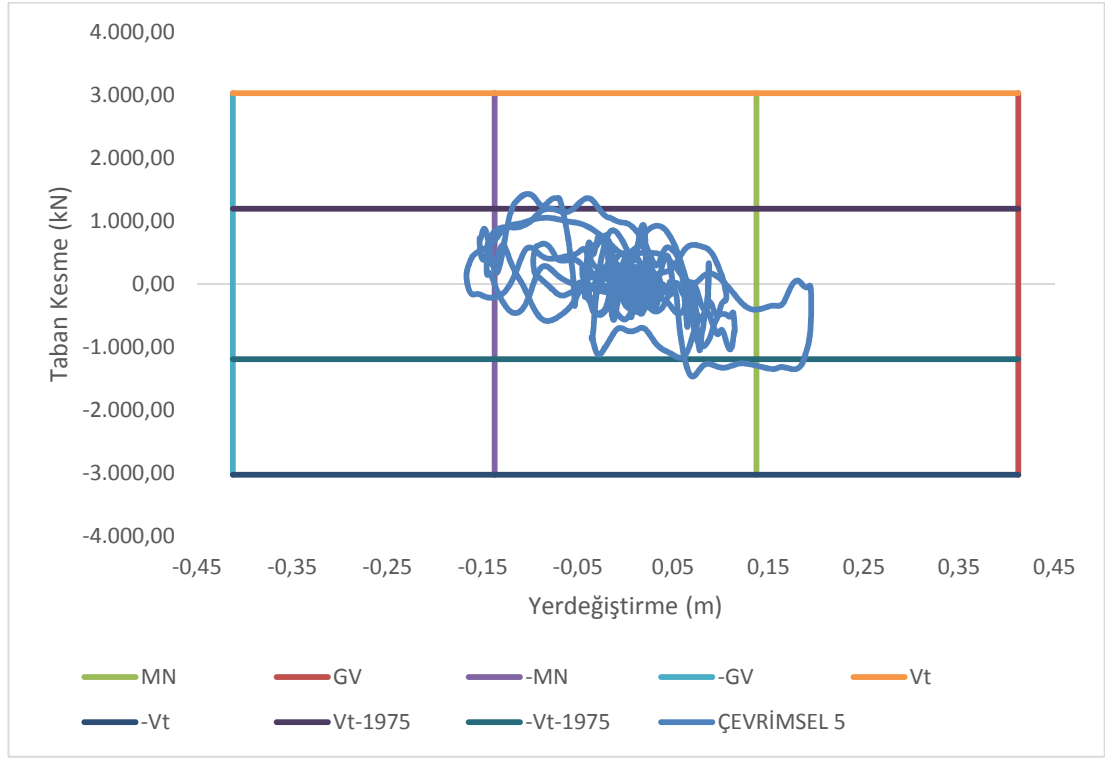


Şekil B.3: 3. Deprem kaydı (yerdeğiştirme-taban kesme kuvveti) değişimi.

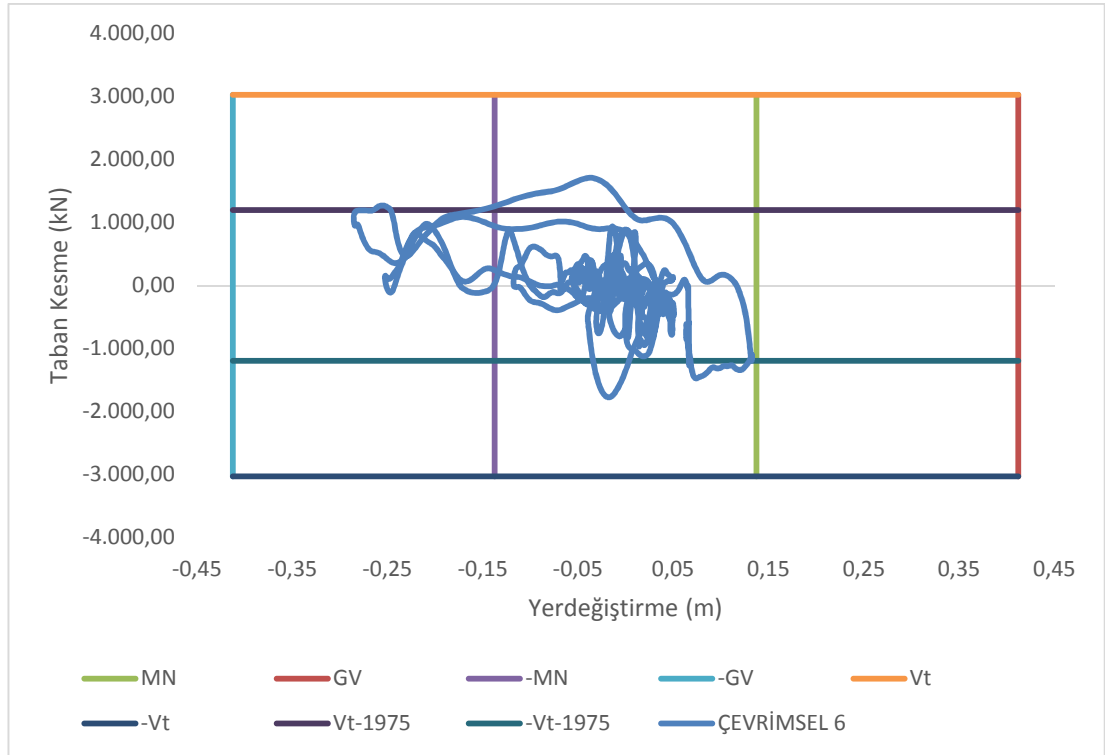


Şekil B.4: 4. Deprem kaydı (yerdeğiştirme-taban kesme kuvveti) değişimi.

EK B (DEVAMI)

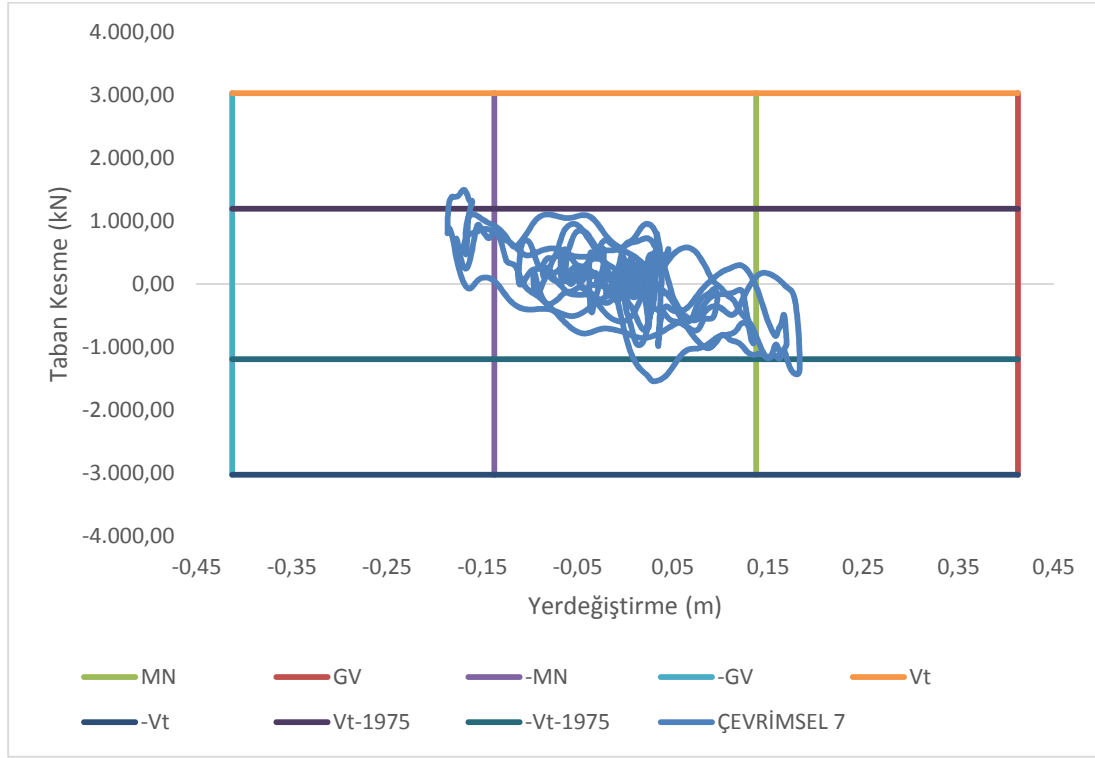


Şekil B.5: 5. Deprem kaydı (yerdeğiştirme-taban kesme kuvveti) değişimi.



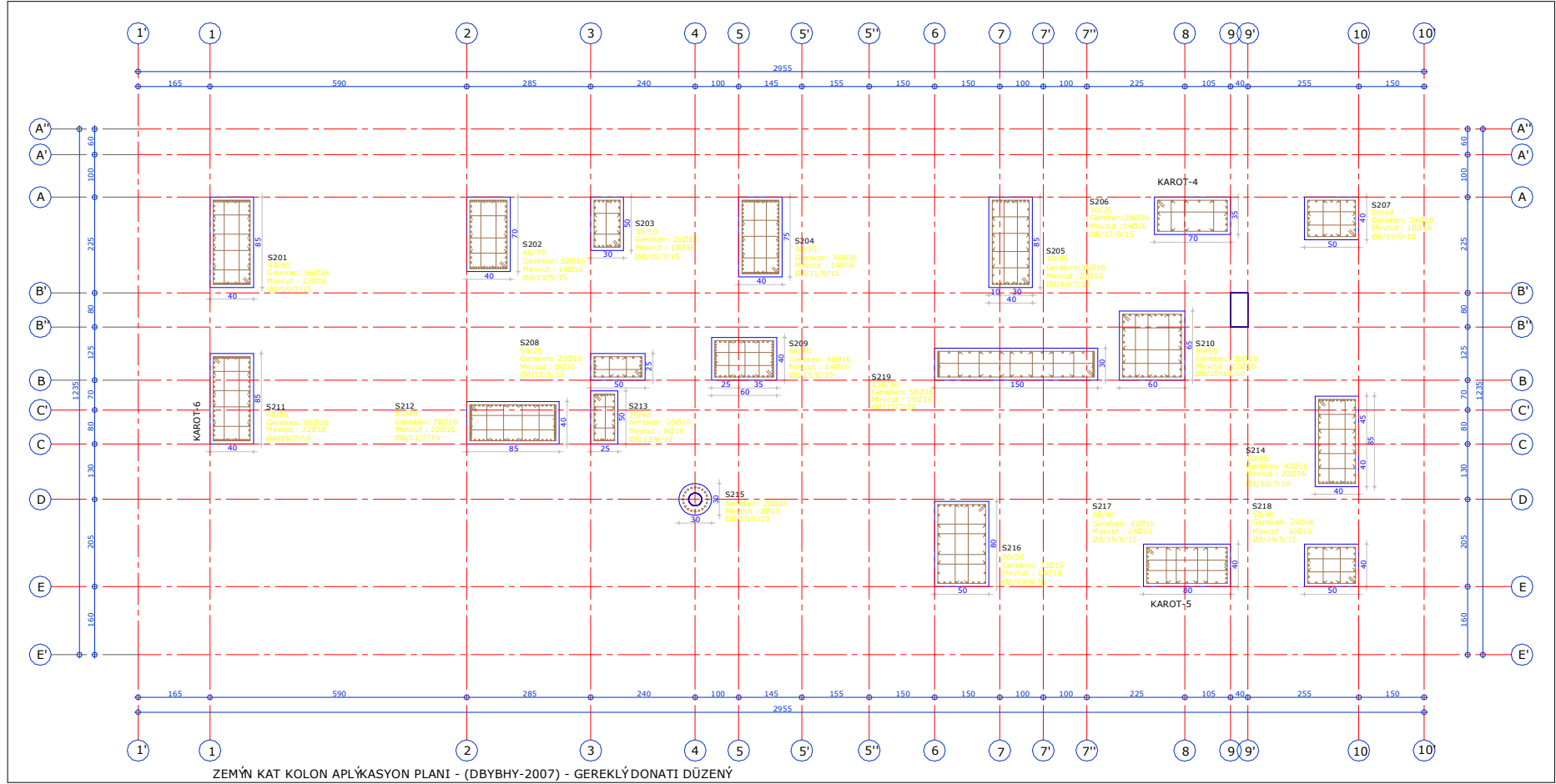
Şekil B.6: 6. Deprem kaydı (yerdeğiştirme-taban kesme kuvveti) değişimi.

EK B (DEVAMI)



Şekil B.7: 7. Deprem kaydı (yerdeğiştirme-taban kesme kuvveti) değişimi.

EK C



Şekil C.1: Zemin kat kolon aplikasyon planı.

ÖZGEÇMİŞ



Ad-Soyad : Onur Arslan
Doğum Tarihi ve Yeri: 1989 İstanbul
E-posta : m.onurarslan@gmail.com

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** : 2011, Anadolu Üniversitesi, Mimarlık Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü

MESLEKİ DENEYİM : Yapı Merkezi Prefabrikasyon Avrasya Projesi Üretim Mühendisi (2013 – Devam ediyor)