

**T.C.
YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**ELASTOPLASTİK SİSTEMLERDEKİ
ELASTİK OLMAYAN YERDEĞİŞTİRME ORANI**

GÜL BARAN

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
YAPI PROGRAMI**

**DANIŞMAN
YRD. DOÇ. DR. MURAT SERDAR KIRÇIL**

İSTANBUL, 2012

T.C.
YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ELASTOPLASTİK SİSTEMLERDEKİ
ELASTİK OLMAYAN YERDEĞİŞTİRME ORANI

Gül BARAN tarafından hazırlanan tez çalışması 04.07.2012 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda **YÜKSEK LİSANS TEZİ** olarak kabul edilmiştir.

Tez Danışmanı

Yrd. Doç. Dr. Murat Serdar KIRÇIL
Yıldız Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri

Yrd. Doç. Dr. Murat Serdar KIRÇIL
Yıldız Teknik Üniversitesi

Doç. Dr. Güray ARSLAN
Yıldız Teknik Üniversitesi

Yrd. Doç. Dr. Beyza TAŞKIN
İstanbul Teknik Üniversitesi

ÖNSÖZ

Tez çalışmam boyunca bilgi ve tecrübelerini benden esirgemeyen ve çalışmamın ortaya çıkmasında yardımcı olan değerli hocam Sayın Yrd. Doç. Dr. Murat Serdar KIRÇIL' a ve katkılarından dolayı Araş. Gör. Muzaffer BÖREKÇİ' ye teşekkür ederim.

Ayrıca, çalışmalarım süresince desteğini ve anlayışını esirgemeyen müdürüm İnş. Yük. Mühendisi Mehmet Gökhan GÜLER' e teşekkür ederim.

Bana tüm hayatım boyunca gösterdikleri fedakarlık ve sevgi için çok sevdiğim değerli aileme en içten duygularıyla minnettarım.

Haziran, 2012

Gül BARAN

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
SİMGE LİSTESİ	vi
KISALTMA LİSTESİ	vii
ŞEKİL LİSTESİ.....	viii
ÇİZELGE LİSTESİ	x
ÖZET.....	xi
ABSTRACT	xiii
BÖLÜM 1.....	1
GİRİŞ.....	1
1.1 Literatür Özeti	1
1.1.1 Veletsos ve Newmark (1960).....	1
1.1.2 Newmark ve Hall (1982)	1
1.1.3 Shimazaki ve Sozen (1984)	2
1.1.4 Nassar ve Krawinkler (1991).....	2
1.1.5 Vidic, Fajfar ve Fischinger (1994).....	2
1.1.6 Miranda	3
1.1.7 Miranda ve Ruiz-Garcia	3
1.1.8 Aydınoglu ve Kaçmaz (2002)	5
1.1.9 Chopra ve Chintanapakdee (2004).....	6
1.1.10 Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik 2007 (DBYBHY 2007)	7
1.1.10.1 Doğrusal ve Doğrusal Olmayan Spektral Yerdeğiştirme	7
1.1.10.2 Spektral Yerdeğiştirme Oranı	7
1.1.11 Katsayılar Yöntemi (FEMA).....	10
1.2 Tezin Amacı	12
1.3 Bulgular	12

BÖLÜM 2	14
TEK SERBESTLİK DERECELİ SİSTEMLER	14
2.1 Tek Serbestlik Dereceli Sistemler	15
2.2 Newmark Doğrusal İvme Metodu	18
2.3 Newmark Doğrusal Olmayan İvme Metodu	22
BÖLÜM 3	26
YAPILARIN ELASTİK ÖTESİ DAVRANIŞI	26
3.1 Yapıların Elastik Ötesi Davranışı	28
3.2 Elastoplastik İdealleştirme	31
3.3 Elastik Olmayan Yerdeğiştirme Oranı	33
BÖLÜM 4	35
ÇALIŞMA KAPSAMINDA YAPILAN SAYISAL İNCELEMELER	35
4.1 Çalışmada Kullanılan Yer Hareketi Kayıtları	35
4.2 Yöntem	38
4.3 Regresyon Çözümlemesi	50
4.4 Hata Ölçütleri ve İstatistiksel Değerlendirme	51
4.4.1 Hata Ölçütü	51
4.4.2 Ağırlıklı Ortalama Hata	51
BÖLÜM 5	55
SONUÇ VE ÖNERİLER	55
KAYNAKLAR	61
ÖZGEÇMİŞ	63

SİMGE LİSTESİ

a	Modal ivme
a_y	Eşdeğer modal akma ivmesi
C_R	Dayanım azaltma katsayısı bilinen sistemler için elastik olmayan yerdeğiştirme oranı
C_μ	Süneklik katsayısı bilinen sistemler için elastik olmayan yerdeğiştirme oranı
d	Modal yerdeğiştirme
f_0	Sistemin doğrusal davranış göstermesi için gereken en küçük dayanım
f_y	Sistemin akma dayanımı
L_R	Dayanımı bilinen sistemlerde sistemin periyodu (T_n) ≈ 0 için doğrusal olmayan yerdeğiştirme oranı
L_μ	Sünekliği bilinen sistemlerde sistemin periyodu (T_n) ≈ 0 için doğrusal olmayan yerdeğiştirme oranı
m	TSD sistemin kütlesi
R	Dayanım azaltma katsayısı
S_{ae}	Elastik spektral ivme
S_{de}	Elastik spektral yerdeğiştirme
S_{di}	Elastik olmayan spektral yerdeğiştirme
T	TSD sistemin doğal titreşim periyodu
T_B	Karakteristik periyot
T_1	Birinci mod periyodu
t	Zaman
u	Yerdeğiştirme
\dot{u}	Hız
\ddot{u}	İvme
u_m	Doğrusal olmayan sistem için en büyük dayanıma karşı gelen yerdeğiştirme
u_0	Doğrusal sistemin belirli bir dış yük altında yapacağı en büyük yerdeğiştirme
u_y	Doğrusal olmayan sistemin akma yerdeğiştirmesi
ω_1	Birinci doğal titreşim moduna ait doğal açısal frekans
ω_B	Karakteristik periyoda karşı gelen doğal açısal frekans
μ	Süneklik katsayısı
β	Newmark yönteminde bir katsayı
γ	Newmark yönteminde bir katsayı
ξ	Sönüm oranı

KISALTMA LİSTESİ

DBYBHY	Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
FEMA	Federal Emergency Management Agency
NEHRP	National Earthquake Hazards Reduction Program
TERDC	Turkish Earthquake Resistant Design Code
TSD	Tek Serbestlik Dereceli

ŞEKİL LİSTESİ

	Sayfa
Şekil 1. 1	Miranda'nın önerdiği bağıntı ile yerdeğiştirme oranı (Miranda,2000)..... 3
Şekil 1. 2	San Francisco Körfezi ve Meksika yer hareketi kayıtlarına ait elastik olmayan yerdeğiştirme oranları..... 4
Şekil 1. 3	(a) San Francisco kayıtları (b) Meksika kayıtları 5
Şekil 1. 4	Önerilen C_R bağıntısı için elde edilen grafikler 6
Şekil 1. 5	DBYBHY - 2007'ye göre modal yerdeğiştirme isteminin belirlenmesi ($T_n \geq T_B$) 8
Şekil 1. 6	DBYBHY-2007'ye göre modal yerdeğiştirme isteminin belirlenmesi ($T_n < T_B$) 9
Şekil 1. 7	İki adet doğru ile idealize edilmiş tipik bir yerdeğiştirme-taban kesme kuvveti eğrisi 11
Şekil 2. 1	Çok serbestlik dereceli sistemde kat kütlelerinin idealleştirilmesi..... 15
Şekil 2. 2	Tek serbestlik dereceli sistemin serbest cisim diyagramı 15
Şekil 2. 3	Kritik altı sönümlü, kritik sönümlü, kritik üstü sönümlü tek serbestlik dereceli sistemin serbest titreşimi 17
Şekil 2. 4	Doğrusal ivme grafiği 19
Şekil 2. 5	Sekant rijitliği (k_{sec}) ve teğet rijitliği (k_T) 22
Şekil 2. 6	Yapılan kabule göre oluşan sayısal yaklaşım ve gerçek durumun gösterimi 23
Şekil 2. 7	(a) Değiştirilmiş Newton-Raphson iterasyonu (b) Newton-Raphson iterasyonu 24
Şekil 3. 1	Farklı malzemeler için kuvvet yerdeğiştirme ilişkileri 28
Şekil 3. 2	Elastoplastik çevrim eğrisi..... 29
Şekil 3. 3	Tek serbestlik dereceli sistemde kuvvet – yerdeğiştirme ilişkisi ve elastoplastik idealleştirme 29
Şekil 3. 4	Elastoplastik sistemde kuvvet - yerdeğiştirme ilişkisi 30
Şekil 3. 5	Elastoplastik bir sistemin idealize edilmiş çevrimsel yükleme - boşaltma davranışı 31
Şekil 3. 6	Elastoplastik ve eşdeğer doğrusal sistemin gösterimi 32
Şekil 4. 1	A/B zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi ($R=1.5$)..... 38
Şekil 4. 2	A/B zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi ($R=2$)..... 39
Şekil 4. 3	A/B zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi ($R=3$)..... 39
Şekil 4. 4	A/B zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi ($R=4$)..... 40
Şekil 4. 5	A/B zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi ($R=5$)..... 40

Şekil 4. 6	A/B zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi (R=6).....	41
Şekil 4. 7	C zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi (R=1.5).....	41
Şekil 4. 8	C zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi (R=2).....	42
Şekil 4. 9	C zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi (R=3).....	42
Şekil 4. 10	C zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi (R=4).....	43
Şekil 4. 11	C zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi (R=5).....	43
Şekil 4. 12	C zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi (R=6).....	44
Şekil 4. 13	D zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi (R=1.5)	44
Şekil 4. 14	D zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi (R=2)	45
Şekil 4. 15	D zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi (R=3)	45
Şekil 4. 16	D zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi (R=4)	46
Şekil 4. 17	D zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi (R=5)	46
Şekil 4. 18	D zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi (R=6)	47
Şekil 4. 19	Tüm zemin sınıfları için C_R -R-T ilişkisi (R=1.5)	47
Şekil 4. 20	Tüm zemin sınıfları için C_R -R-T ilişkisi (R=2)	48
Şekil 4. 21	Tüm zemin sınıfları için C_R -R-T ilişkisi (R=3)	48
Şekil 4. 22	Tüm zemin sınıfları için C_R -R-T ilişkisi (R=4)	49
Şekil 4. 23	Tüm zemin sınıfları için C_R -R-T ilişkisi (R=5)	49
Şekil 4. 24	Tüm zemin sınıfları için C_R -R-T ilişkisi (R=6)	50
Şekil 4. 25	A/B zemin sınıfı için $(C_R)_{\text{tahmin}} - (C_R)_{\text{gerçek}}$ ilişkisi	52
Şekil 4. 26	C zemin sınıfı için $(C_R)_{\text{tahmin}} - (C_R)_{\text{gerçek}}$ ilişkisi	53
Şekil 4. 27	D zemin sınıfı için $(C_R)_{\text{tahmin}} - (C_R)_{\text{gerçek}}$ ilişkisi	53
Şekil 4. 28	Tüm zemin sınıfları için $(C_R)_{\text{tahmin}} - (C_R)_{\text{gerçek}}$ ilişkisi	54
Şekil 5. 1	A/B zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi	56
Şekil 5. 2	C zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi	56
Şekil 5. 3	D zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi	57
Şekil 5. 4	Tüm zemin sınıfları için C_R -R-T ilişkisi	57
Şekil 5. 5	A/B zemin sınıfı için $(C_R)_{\text{tahmin}}$ -R-T ilişkisi	58
Şekil 5. 6	C zemin sınıfı için $(C_R)_{\text{tahmin}}$ -R-T ilişkisi	59
Şekil 5. 7	D zemin sınıfı için $(C_R)_{\text{tahmin}}$ -R-T ilişkisi	59
Şekil 5. 8	Tüm zemin sınıfları için $(C_R)_{\text{tahmin}}$ -R-T ilişkisi	60

ÇİZELGE LİSTESİ

	Sayfa
Çizelge 1. 1	Miranda ve Ruiz Garcia'nın önerdikleri bağıntı için buldukları katsayılar 4
Çizelge 2. 1	Doğrusal ve doğrusal olmayan sistemler için Newmark yöntemi hesap adımları..... 25
Çizelge 4. 1	NEHRP'e göre zemin sınıfları 36
Çizelge 4. 2	Yer hareketi kayıtları 37
Çizelge 4. 3	Zemin sınıfları için bulunan regresyon katsayıları..... 50
Çizelge 4. 4	Zemin sınıfları için bulunan ağırlıklı ortalama hatalar 52
Çizelge 5. 1	Zemin sınıfları için bulunan regresyon katsayıları..... 58

**ELASTOPLASTİK SİSTEMLERDEKİ
ELASTİK OLMAYAN YER DEĞİŞTİRME ORANI**

Gül BARAN

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yüksek Lisans Tezi

Tez Danışmanı: Yrd. Doç. Dr. Murat Serdar KIRÇIL

Günümüz depreme dayanıklı yapı tasarımı düşüncesi can kaybını önlemek ilkesinden hareketle ortaya çıkmıştır. Dünyanın dört bir yanında uzun yıllar süren bilimsel çalışmaların sonucunda, olgunlaşarak ortaya çıkan bu yaklaşım, birçok modern deprem yönetmeliğinde olduğu gibi ülkemizde yürürlükte bulunan deprem yönetmeliğinde de (DBYBHY 2007) şu ifade ile belirtilmektedir:

Hafif şiddetteki depremlerde binalardaki yapısal ve yapısal olmayan sistem elemanlarının herhangi bir hasar görmemesi, orta şiddetteki depremlerde yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda oluşabilecek hasarın sınırlı ve onarılabilir düzeyde kalması, şiddetli depremlerde ise can güvenliğinin sağlanması amacı ile kalıcı yapısal hasar oluşumunun sınırlandırılmasıdır.

Bu ifadeden de anlaşılacağı gibi binalardan beklenen performans, tasarım depremi altında (50 yıllık süre içerisinde aşılma olasılığı %10 olan deprem) can güvenliğinin korunmasıdır. Bu düşünce uygulamada olumlu sonuçlar vermiş; başka bir deyişle, hedefe ulaşmış olmakla beraber, hala bazı zaafaları bünyesinde taşımaktadır. Bunlardan en önemlisi güncel deprem yönetmeliklerine uyularak tasarlanmış, projelendirilmiş ve inşa edilmiş yapılarda bile, tasarım depremi altındaki performansın tahmininin çok zor olmasıdır. Bu amaçla şiddetli depremler sonucu yapının taşıyıcı sisteminde meydana

gelen yatay yer değiştirmelerin tahminine yönelik yöntemler geliştirilmiştir. Buna paralel olarak birçok araştırmacı, özellikle elastoplastik sistemlerde yer hareketi sırasında oluşabilecek elastik olmayan yerdeğiştirme taleplerinin tahminine yönelik ampirik bağıntılar önermişlerdir.

Bu çalışmada, dayanımı bilinen elastoplastik TSD sistemlerin elastik olmayan yerdeğiştirme oranları incelenmiştir. Elde edilen sonuçlardan yararlanarak elastik olmayan yerdeğiştirme oranının tahmini için bir bağıntı önerilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Elastik yerdeğiştirme, elastik olmayan yerdeğiştirme, elastik olmayan yerdeğiştirme oranı

**INELASTIC DISPLACEMENT RATIO
FOR ELASTOPLASTIC SYSTEMS**

Gül BARAN

Department of Civil Engineering

MSc. Thesis

Advisor: Assist. Prof. Dr. Murat Serdar KIRÇIL

The principle of earthquake resistant design is emerged to prevent earthquake loss. As a result of scientific studies, coming out of this approach has developed in current design codes likewise TERDC (Turkish Earthquake Resistant Design Code) 2007.

The general principle of earthquake resistant design in accordance with TERDC 2007 is to prevent structural and non-structural elements of buildings from any damage in low-intensity earthquakes, to limit the damage in structural and non-structural elements to repairable levels in medium-intensity earthquakes, and to prevent the overall or partial collapse of building in high-intensity earthquakes in order to avoid the loss of life.

The expected performance of buildings is as can be seen from this statement, under the design earthquake (10 % probability of exceedance in 50 years) to provide life safety demand. This idea has given favorable results related to design aims. Although this approach is reached the expected design requirements still have some deficiencies within. Especially even the building which designed and built in accordance with current seismic codes, performance evaluation is very difficult to estimate under the design earthquake. Different methods are proposed to predict the lateral displacements in case of strong earthquakes. Therefore many researchers proposed empirical

equations to predict inelastic displacement demands especially in elastoplastic systems during an earthquake ground motion.

In this study, inelastic displacement ratios of elastoplastic single-degree-of-systems are examined by using with strength reduction factor (R). The results obtained using the proposed correlation for the prediction of inelastic displacement ratio.

Key words: elastic displacement, inelastic displacement, inelastic displacement ratio

1.1 Literatür Özeti

1.1.1 Veletsos ve Newmark (1960)

Veletsos ve Newmark, TSD sistemlerde 3 adet yer hareketi kullanarak elastik ve elastik olmayan sistemler arasındaki en büyük yerdeğiştirme ilişkisini araştırmışlardır. Bu çalışma ile belirli bir değerden daha yüksek periyoda sahip (esnek yapıların) elastoplastik sistemlerin maksimum yerdeğiştirmesinin, aynı periyot ve sönüme sahip elastik sistemlerin maksimum yerdeğiştirmesi ile oldukça yakın olduğunu gözlemlemişler ve eşit yerdeğiştirme kuralını ortaya çıkarmışlardır. Aynı zamanda kısa periyotlu yapılarda ise elastik olmayan yerdeğiştirmelerin elastik yerdeğiştirmelerden daha yüksek değere sahip olduğunu gözlemlemişlerdir.

1.1.2 Newmark ve Hall (1982)

Veletsos ve Newmark'ın çalışmasının temelinde yapılan çalışmalar ile Newmark ve Hall (1982) olarak bilinen elastik tepki spektrumundan elastik olmayan tepki spektrumu elde edilen yöntemi geliştirilmiştir.

$$C = \mu, \quad T < T_a = 1/33 \text{ s} \quad (1.1)$$

$$C = \mu / (2\mu - 1)^{B'} \quad T_a \leq T < T_b = 0.125 \text{ s} \quad (1.2)$$

$$C = \mu / \sqrt{2\mu - 1} \quad T_b \leq T < T_c' \quad (1.3)$$

$$C = T_c / T' \quad T_c' \leq T < T_c \quad (1.4)$$

$$C = 1, \quad T \geq T_c \quad (1.5)$$

$$\beta = \log(T/T_a) / 2\log(T_b/T_a) \quad (1.6)$$

$$T_c' = [(2\mu - 1)^{1/2} / \mu] T_c \quad (1.7)$$

1.1.3 Shimazaki ve Sozen (1984)

El-Centro deprem kaydını kullanarak, 5 farklı çevrimsel model kabulü ile elastik ve elastik olmayan sistemlerin yerdeğiştirme taleplerinin oranı ile ilgili çalışmalar yapmışlardır. Bu alışmalar sonucunda karakteristik periyottan dūřuk periyotlarda elastik olmayan yerdeğiştirmelerin, elastik yerdeğiştirmelerden fazla olduğunu ve bu miktarın çevrimsel modele ve yatay dayanıma göre değiştiğini belirtmişlerdir.

1.1.4 Nassar ve Krawinkler (1991)

Nassar ve Krawinkler tarafından sabit sūneklik katsayısı için önerilmiş $R_y(T, \mu)$ bağıntısından tūretilen elastik olmayan yerdeğiştirme arpanı C_R için aşağıdaki denklem verilmiştir (Aydınoğlu ve Kaçmaz,2002).

$$C_R = 1/R_y [1+(1/c) (R_y^c - 1)] \quad (1.8)$$

$$c = T(1+T) + 0.42T \quad (1.9)$$

T : yapı periyodu

1.1.5 Vidic, Fajfar ve Fischinger (1994)

Vidic, Fajfar ve Fischinger tarafından sabit sūneklik katsayısı için önerilmiş $R_y(T, \mu)$ bağıntısından tūretilen elastik olmayan yerdeğiştirme arpanı C_R için aşağıdaki bağıntı verilmiştir:

$$C_R = 1/R_y \{1+ [0.74 (R_y - 1)T_0/T]^{1.053}\} \quad T < T_0 \quad (1.10)$$

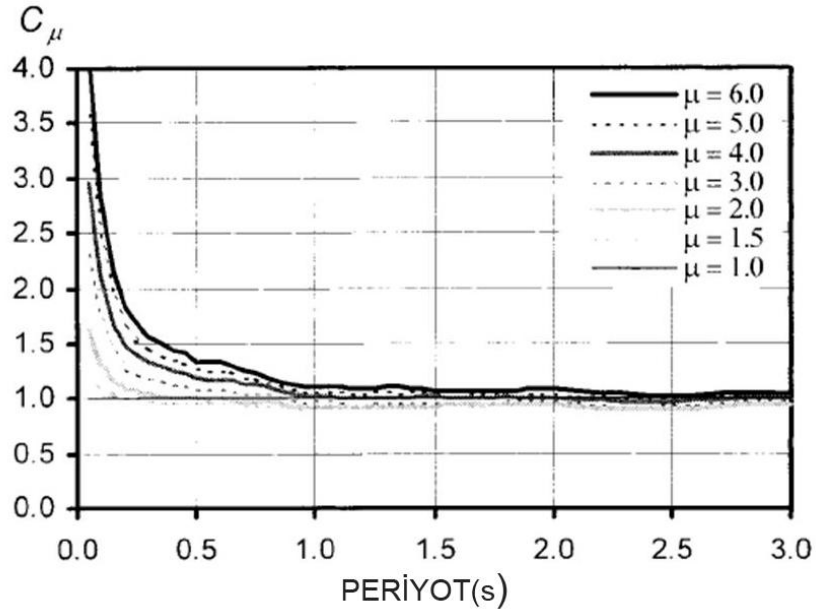
$$C_R = 1/R_y \{1+ [0.74 (R_y - 1)]^{1.053}\} \quad T \geq T_0 \quad (1.11)$$

Burada T_0 yerdeğiştirme sūnekliėi katsayısına ve geçiş periyoduna bağlı karakteristik periyodu gösterir (Aydınoğlu ve Kaçmaz,2002).

1.1.6 Miranda

1991 yılından itibaren bu konu üzerinde çalışmalar yapmıştır. Farklı zemin sınıflarında kaydedilmiş 124 yer hareketini kullanarak 50 farklı periyot için elastoplastik malzeme kabulü ile analizler yapmış ve farklı zeminler için bağıntılar önermiştir. 2000 yılından itibaren çalışmalarını genişleterek, Kaliforniya'daki değişik depremler sırasında kaydedilen 264 yer hareketi ile farklı zemin koşulları, deprem büyüklükleri ve odak uzaklıklarını dikkate alarak yerdeğiştirme oranlarını araştırmıştır. Çalışmaları sonucu elastoplastik sistemler için geçerli olan bir bağıntı önermiştir.

$$C_{\mu} = \left[1 + \left(\frac{1}{\mu} - 1 \right) \exp(-12T_{\mu}^{-0.8}) \right]^{-1} \quad (1.12)$$



Şekil 1. 1 Miranda'nın önerdiği bağıntı ile yerdeğiştirme oranı (Miranda, 2000)

1.1.7 Miranda ve Ruiz-Garcia

2002 yılında yaptıkları çalışmada aynı sistem için bulunan C_{μ} değerinin, C_R değerinden küçük olduğunu göstererek sabit süneklik için sistemdeki şekil değiştirmelerin güvensiz tarafta kalacağını belirtmişlerdir. 216 yer hareketi kaydını kullanarak elastoplastik malzeme kabulü ile farklı zemin sınıflarını, deprem büyüklüğünü, depremin kaynağa

olan uzaklığını ve akma sonrası rijitliğinin etkilerini dikkate alarak analizler yapmışlardır. Çalışmaları sonucu aşağıdaki bağıntıyı önermişlerdir:

$$C_R = 1 + \left[\frac{1}{a(T/T_s)^b} - \frac{1}{c} \right] (R_y - 1) \quad (1.13)$$

Çizelge 1. 1 Miranda ve Ruiz Garcia'nın önerdikleri bağıntı için buldukları katsayılar

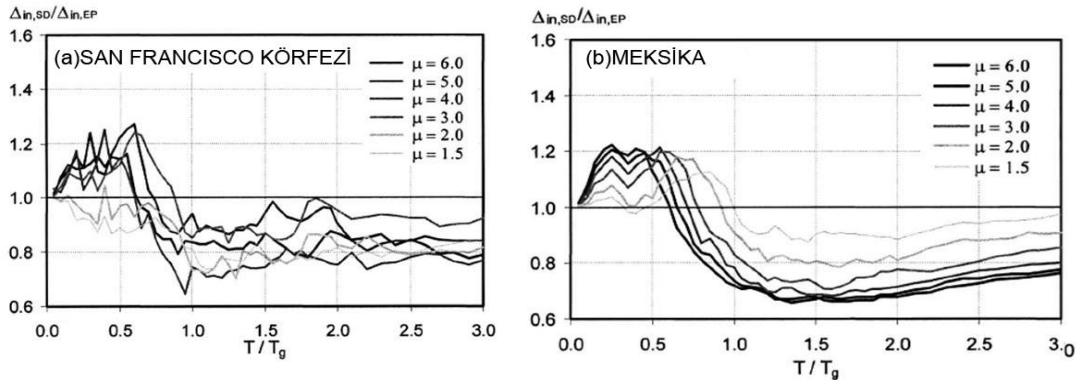
Zemin Sınıfı	a	b	c	T _s (s)
B	42	1.60	45	0.75
C	48	1.80	50	0.85
D	57	1.85	60	1.05

T_s : karakteristik periyot

a,b,c : zemin durumlarına bağlı katsayılar

2004 ve 2005 yıllarında ise yumuşak zeminler üzerinde çalışmalar yaparak elastik olmayan yerdeğiştirme oranlarını elde etmişlerdir. Çalışmaları sonucu şu bağıntıları önermişlerdir:

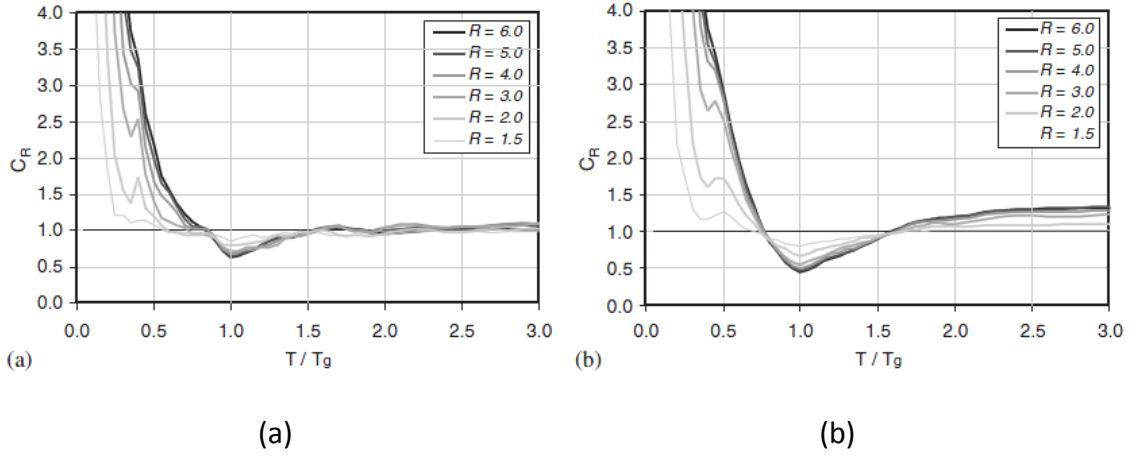
$$\begin{aligned} \tilde{C}_\mu = & 1 + (\mu - 1) \left[\theta_1 + \theta_2 \left(\frac{T}{T_g} + 1.8 \right)^{-4.2} \right] \\ & + \theta_3 (\mu - 1)^{0.5} \left(\frac{T_g}{T} \right) \exp \left[\left(2.3 - \frac{32}{\mu} \right) \left(\ln \left\{ \frac{T}{T_g} \right\} - 0.1 \right)^2 \right] \\ & - 0.08 (\mu - 1) \left(\frac{T_g}{T} \right) \exp \left[-70 \left(\ln \left(\frac{T}{T_g} + 0.67 \right) \right)^2 \right] \end{aligned} \quad (1.14)$$



Şekil 1. 2 San Francisco Körfezi ve Meksika yer hareketi kayıtlarına ait elastik olmayan yerdeğiştirme oranları

$$\begin{aligned} \tilde{C}_R = & \theta_1 + (R-1) \left[\frac{1}{\theta_2 (T/T_g)^2} \right] + \theta_3 (T_g/T) \exp \left[-4.5 \left\{ \ln \left(\frac{T}{T_g} - 0.05 \right) \right\}^2 \right] \\ & + \theta_4 (T_g/T) \exp \left[\theta_5 \left\{ \ln \left(\frac{T}{T_g} + 0.67 \right) \right\}^2 \right] \end{aligned} \quad (1.15)$$

T_g : Yer hareketinin hakim periyodu

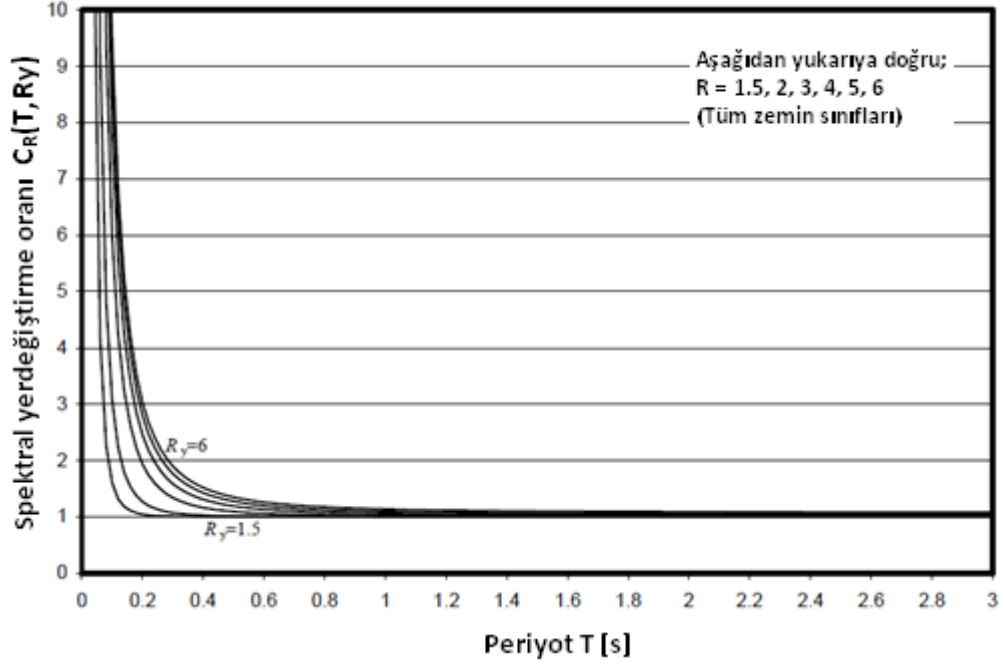


Şekil 1. 3 (a) San Francisco kayıtları (b) Meksika kayıtları

1.1.8 Aydınoğlu ve Kaçmaz (2002)

2002 yılında yaptıkları araştırmayla 9 farklı depreme ait 146 adet yer hareketi kaydını kullanarak TSD sistemler için elastoplastik çevrim kabulü ile $R = 1.5, 2, 3, 4, 5, 6$ ve $\xi = 0.05$ için yerdeğiştirme oranlarını elde etmişler ve C_R için bir bağıntı önermişlerdir.

$$C_R = 1 + \frac{(R-1)^{0.5}}{300} + \frac{1}{10T^2} \exp \left(-20 \frac{T^{0.5}}{R^2} \right) \quad (1.16)$$



Şekil 1. 4 Önerilen C_R bağıntısı için elde edilen grafikler

1.1.9 Chopra ve Chintanapakdee (2004)

Yaptıkları araştırmayla 214 adet yer hareketini kullanarak iki doğrulu sistemler için sabit dayanım ve sabit süneklik azalması için elastik olmayan yerdeğiştirme sabitlerini elde etmişlerdir. Çalışmaları sonucu şu bağıntıları önermişlerdir:

$$C_R = 1 + \left[(L_R - 1)^{-1} + \left(\frac{a}{R_y^b} + c \right) \left(\frac{T_n}{T_c} \right)^d \right]^{-1} \quad (1.17)$$

$$L_R = \frac{1}{R_y} \left(1 + \frac{R_y - 1}{a} \right) \quad (1.18)$$

$$C_\mu = 1 + \left[(L_\mu - 1)^{-1} + \left(\frac{a}{\mu^b} + c \right) \left(\frac{T_n}{T_c} \right)^d \right]^{-1} \quad (1.19)$$

a, b, c ve d sabitleri yer hareketi gruplarına göre belirlenmiştir.

T_c elastik tepki spektrumunda sabit ivme bölgesinden sabit hız bölgesine geçiş periyodunu, T_n ise sistemin periyodunu ifade etmektedir.

1.1.10 Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik 2007 (DBYBHY 2007)

1.1.10.1 Doğrusal ve Doğrusal Olmayan Spektral Yerdeğiştirme

Doğrusal elastik olmayan (nonlinear) spektral yerdeğiştirme, S_{di1} , itme analizinin ilk adımında, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) moda ait $T_1^{(1)}$ başlangıç periyoduna karşı gelen doğrusal elastik (linear) spektral yerdeğiştirme S_{de1} 'e bağlı olarak aşağıdaki bağıntısından elde edilir:

$$S_{di1} = C_{R1} S_{de1} \quad (1.20)$$

Doğrusal elastik (linear) spektral yerdeğiştirme S_{de1} , itme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme S_{ae1} 'den hesaplanır:

$$S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{(W_1^{(1)})^2} \quad (1.21)$$

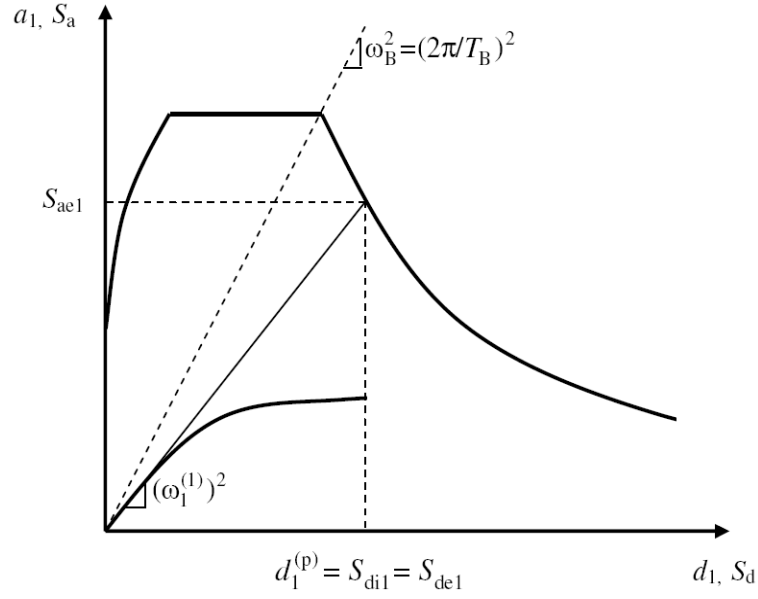
1.1.10.2 Spektral Yerdeğiştirme Oranı

Doğrusal Spektral yerdeğiştirme oranı C_{R1} , başlangıç periyodu $T_1^{(1)}$ 'in değerine ($T_1^{(1)} = 2\pi/\omega_1^{(1)}$) bağlı olarak (1.20) veya (1.21)'e göre belirlenir.

$T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun, DBYBHY 2.4'de tanımlanan ivme spektrumundaki karakteristik periyot T_B 'ye eşit veya daha uzun olması durumunda ($T_1^{(1)} \geq T_B$ veya $(\omega_1^{(1)})^2 \leq \omega_B^2$), doğrusal elastik olmayan (nonlinear) spektral yerdeğiştirme S_{di1} , eşit yerdeğiştirme kuralı uyarınca doğal periyodu yine $T_1^{(1)}$ olan eşlenik doğrusal elastik sistem'e ait doğrusal elastik yerdeğiştirme S_{de1} 'e eşit alınacaktır. Buna göre (1.20) bağıntısındaki spektral yerdeğiştirme oranı:

$$C_{R1} = 1 \quad (1.22)$$

$T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun, DBYBHY 2.4'te tanımlanan ivme spektrumundaki karakteristik periyot T_B 'den daha kısa olması durumunda ($T_1^{(1)} < T_B$ veya $(\omega_1^{(1)})^2 > \omega_B^2$) ise (1.20) bağıntısındaki spektral yerdeğiştirme oranı C_{R1} , ardışık yaklaşımla aşağıdaki şekilde hesaplanacaktır:



Şekil 1. 5 DBYBHY-2007'ye göre modal yerdeğiştirme isteminin belirlenmesi ($T_n \geq T_B$)

(a) İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı, Şekil 1.6(a)'da gösterildiği üzere, yaklaşık olarak iki doğrusu (bi-linear) bir diyagrama dönüştürülür. Bu diyagramın başlangıç doğrusunun eğimi, itme analizinin ilk adımındaki ($i=1$) doğrunun eğimi olan birinci moda ait özdeğere, $(\omega_1^{(1)})^2$, eşit alınır ($T_1^{(1)} = 2\pi/\omega_1^{(1)}$).

(b) Ardışık yaklaşımın ilk adımında $C_{R1} = 1$ kabulü yapılarak, diğer deyişle Denk. (1.22) kullanılarak eşdeğer akma noktasının koordinatları eşit alanlar kuralı ile belirlenir. Şekil 1.6(a)'da görülen a_{y1}^0 esas alınarak C_{R1} aşağıdaki şekilde tanımlanır:

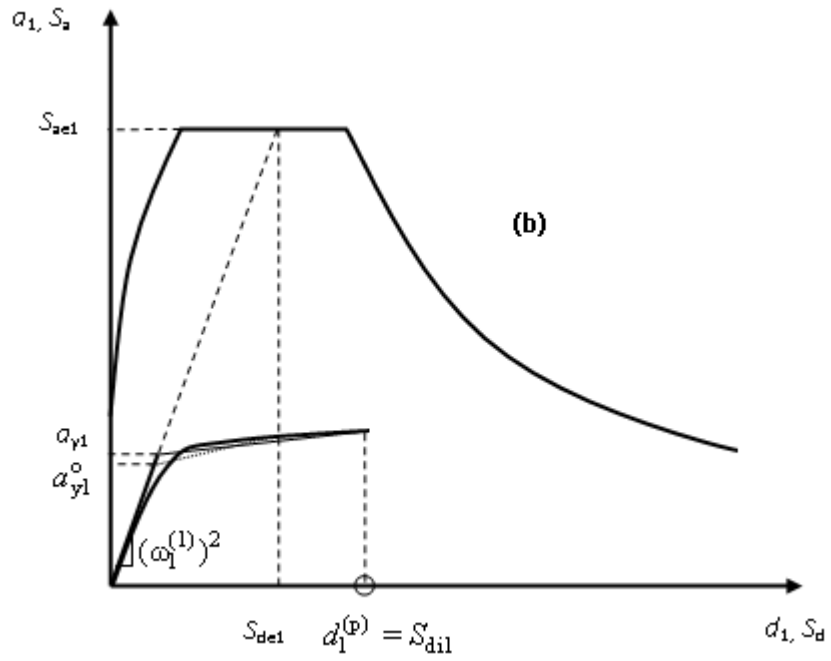
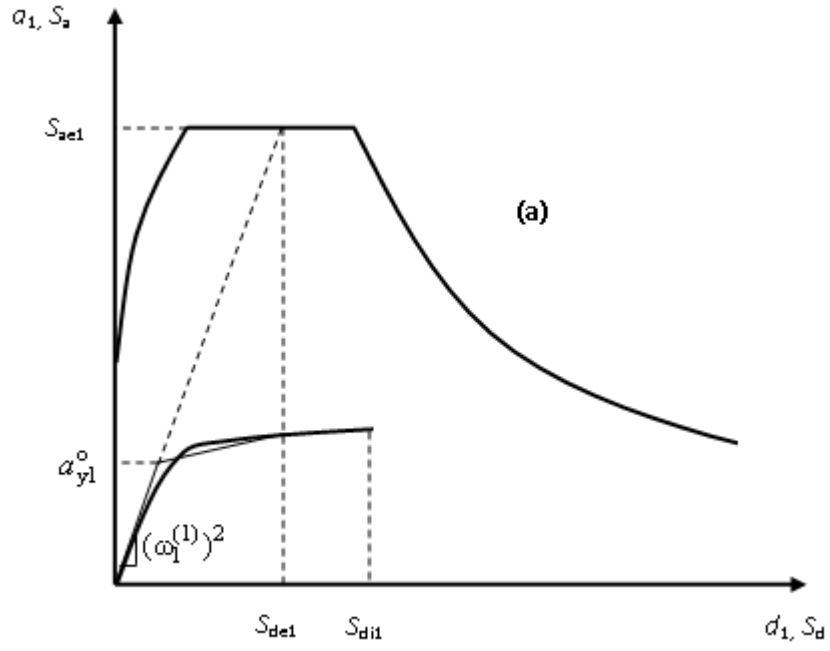
$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1)T_B / T_1^{(1)}}{R_{y1}} \geq 1 \quad (1.23)$$

Bu bağıntıda R_{y1} birinci moda ait dayanım azaltma katsayısı'nı göstermektedir:

$$R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}} \quad (1.24)$$

(c) (1.23) bağıntısından bulunan C_{R1} kullanılarak (1.20) bağıntısına göre hesaplanan S_{d1} esas alınarak eşdeğer akma noktası'nın koordinatları, Şekil 1.6(b)'de gösterildiği üzere, eşit alanlar kuralı ile yeniden belirlenir ve bunlara göre a_{y1} ,

R_{y1} ve C_{R1} tekrar hesaplanır. Ardışık iki adımda elde edilen sonuçların kabul edilebilir ölçüde birbirlerine yaklaştıkları adımda ardışık yaklaşıma son verilir.



Şekil 1. 6 DBYBHY-2007'ye göre modal yerdeğiştirme isteminin belirlenmesi ($T_n < T_B$)

1.1.11 Katsayılar Yöntemi (FEMA)

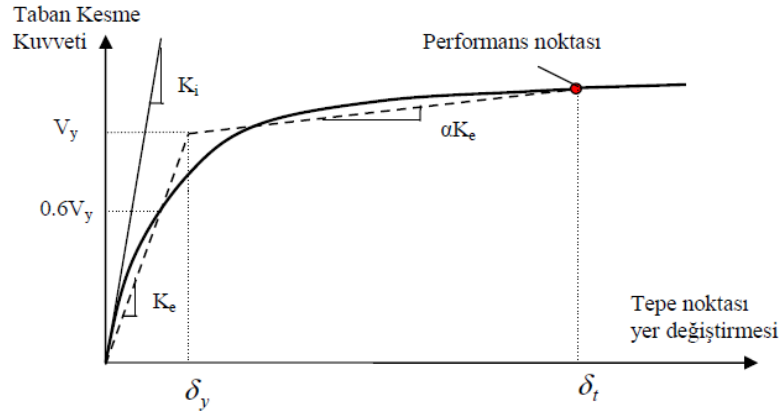
Amerika Birleşik Devletleri'nde deprem yönetmeliklerinin yanı sıra Federal Afet Yönetim Kurumu (FEMA) tarafından yayınlanan ve uygulanan standartlar mevcuttur.

FEMA, elastik olmayan yerdeğiştirme talebini katsayılar yöntemi ile elde etmektedir.

Tek serbestlik dereceli bir sisteme ait spektral yerdeğiştirmenin bazı düzeltme katsayılarıyla çarpılması suretiyle çok serbestlik dereceli sistemin kontrol noktasına (çoğunlukla en üst kat) ait hedef yerdeğiştirme bulunmaktadır ki hedef yerdeğiştirme yapının tasarım depremi altında yapabileceği en büyük elastik olmayan yerdeğiştirme olarak düşünülebilir.

Yöntem, esasen doğrusal olmayan çözümlenmeleriyle elde edilen itme eğrisinden faydalanır. İtme eğrisi (Yerdeğiştirme-Taban kesme kuvveti) doğrularla idealize edilebilir. Basitleştirilmiş bir hesap yapılacaksa, kapasite eğrisi iki adet doğruyla idealize edilebilir. Böylece, etkili rijitliğin (K_e) hesabı kolaylaşmış olur. İki adet doğru ile idealize edilmiş tipik bir taban kesme kuvveti-yerdeğiştirme eğrisi Şekil 1.7' de verilmiştir. Bu şekilde K_i başlangıçtaki yapı yatay rijitliğini, K_e ise etkili yatay rijitliği temsil etmektedir. Bu akma dayanımının %60'ı kadar bir yük esas alınarak hesaplanır.

Etkili rijitlik başlangıç doğrusunun eğimidir. İkinci doğrunun eğimi (αK_e) ise doğrunun altında ve üstünde kalan alanların eşitliğinden hareketle belirlenir. İkinci doğru gerçek eğriyle hedef yerdeğiştirme noktasında kesişmelidir. Bunun için iki eğrinin kesişme noktası hedef yerdeğiştirme kabul edilir ve (1.26) bağıntısıyla bulunan hedef yerdeğiştirme ile karşılaştırılır. Fark %5'ten az ise iki eğrinin kesişme noktası hedef yerdeğiştirme olarak kabul edilebilir. Aksi halde, kesişme noktasının, (1.26) bağıntısıyla bulunan yerdeğiştirme değeri olduğu kabul edilerek, yeni bir idealleştirme yapılır ve buna bağlı olarak yeni bir hedef yerdeğiştirme bulunur. Bu şekilde tekrarlanacak bir iteratif yaklaşımla hedef yerdeğiştirme belirlenir.



Şekil 1. 7 İki adet doğru ile idealize edilmiş tipik bir yerdeğiştirme-taban kesme kuvveti eğrisi

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (1.25)$$

T_e : Doğrusal dinamik çözümleme ile bulunan yapı periyodu

K_i : Yapının başlangıç (elastik) yatay rijitliği

K_e : Etkili rijitlik

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (1.26)$$

Bu bağıntıda, g yerçekimi ivmesi, S_a ise etkili periyoda karşılık gelen spektral ivmedir.

C_0 katsayısı, eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemin spektral yerdeğiştirmesiyle, binanın tepe noktası yerdeğiştirmesi arasındaki ilişkiyi kurar. Bu katsayı için 1. titreşim moduna ait modal katılım çarpanı ($C_0 = \phi_1^{tepe} \Gamma_1$) kullanılabilir.

ϕ_1^{tepe} : Birinci mod tepe noktası genliği

Γ_1 : Birinci mod katılım çarpanı

C_1 katsayısı ile, yapının doğrusal ve doğrusal olmayan davranışları sırasında ortaya çıkan yerdeğiştirmeler arasındaki fark gözetilir. Yapının davranışının doğrusal kalması için gerekli olan dayanımın akma dayanımına oranına bağlı olarak kullanılır. Eşit yerdeğiştirme kuralının geçerli olmadığı bölgelerde hesaplanır.

C_2 katsayısı, çevrimsel azalmayı dikkate almak için kullanılır.

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{R-1}{T_e} \right)^2 \quad (1.27)$$

FEMA 356’da belirtildiği üzere:

$$C_1 = 1.0 \text{ eğer } T_e > T_s \quad (1.28)$$

$$C_1 = [1 + (R-1)T_s/T_e]/R \text{ eğer } T_e < T_s \quad (1.29)$$

T_s : Tasarım spektrumunda sabit ivme bölgesinden sabit hız bölgesine geçişi temsil eden karakteristik periyottur.

FEMA 440’da belirtildiği üzere:

$$C_1 = 1 + \frac{R-1}{aT_e^2} \quad (1.30)$$

$$R = \frac{S_a}{V_y / W} C_m \quad (1.31)$$

C_m : Yüksek modların etkisinin dikkate alınabilmesini sağlayan etkin kütle katsayısıdır.

C_1 bağıntısındaki a katsayısı FEMA 440 ile tanımlanan B, C ve D zemin sınıfları için sırasıyla 130, 90 ve 60 olarak alınmaktadır.

R değeri ise elastik olmayan dayanım talebinin akma dayanımına oranı olarak tanımlanmaktadır.

1.2 Tezin Amacı

Tezin amacı tek serbestlik dereceli elastoplastik sistemlerde elastik olmayan (inelastik) yerdeğiştirme oranının yapı dayanım ve rijitliğine göre değişiminin incelenmesidir.

1.3 Bulgular

Yapılan incelemelerde yapı dayanım ve rijitliğinin zemin sınıfı ile beraber elastik olmayan yerdeğiştirme oranı üzerinde etkili olduğu görülmüştür. Dayanım azaltma katsayısının (R) artmasıyla orantılı olarak doğrusal olmayan yerdeğiştirme oranının (C_R) arttığı gözlenmiştir.

Yapının doğal titreşim periyodunun çok küçük olduğu durumlarda elastik olmayan yerdeğiştirme değerinin elastik yerdeğiştirme değerinden çok büyük olduğu görülmektedir. Yapının doğal titreşim periyodunun artışıyla ise elastik olmayan yerdeğiştirme değerinin elastik yerdeğiştirme değerine yaklaştığı gözlenmiştir (eşit yerdeğiştirme kuralı).

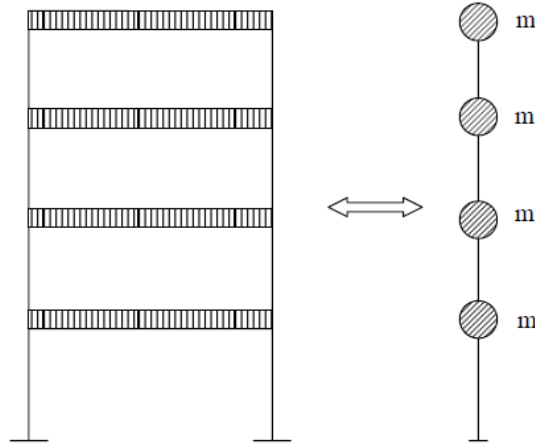
TEK SERBESTLİK DERECELİ SİSTEMLER

Bir yapının yer hareketi altında incelenmesi sırasındaki ilk adım, basit bir modelle temsil edilmesidir.

Yapının titreşim durumundaki konumunun belirlenmesi için gerekli olan parametre sayısı serbestlik derecesi olarak tanımlanır. Sistemin hareket halinde bulunduğu konum, tek bir parametrenin verilmesi ile belirlenebiliyorsa tek serbestlik dereceli sistem olarak isimlendirilir.

Yapılar sürekli sistemler olmasına rağmen yani kütleleri yapı boyunca sürekli dağılmasına rağmen, serbestlik derecesini azaltmak ve karmaşık hesaplardan kurtulmak için kat kütlelerinin, her katın seviyesinde toplu halde bulunduğu yaklaşımıyla sistem idealize edilir.

Yine dinamik serbestlik derecesini azaltmak için döşemelerin ve kirişlerin sonsuz rijit olduğu, sistemin kat hizalarında yalnızca yatay yerdeğiştirme yaptığı kabul edilerek, n katlı bir sistem için n serbestlik dereceli bir model tanımlanmış olur.



Şekil 2. 1 Çok serbestlik dereceli sistemde kat kütlelerinin idealleştirilmesi

2.1 Tek Serbestlik Dereceli Sistemler

Bir sistemin hareket halinde bulunduğu konum, tek bir parametrenin verilmesi ile belirlenebiliyorsa, bu tür sistemler tek serbestlik dereceli sistemler olarak isimlendirilir. Şekil 2.2' de m kütleli sistemin yatay rijitliği k, sönümü ise c ile gösterilmiştir.



Şekil 2. 2 Tek serbestlik dereceli sistemin serbest cisim diyagramı

Sistemin dinamik davranışının belirlenmesi için sistemin hareket denkleminin yazılması gerekir. F_1 atalet kuvvetini, F_D sönüm kuvvetini, F_s elastik yay kuvvetini, $P(t)$ ise sisteme etkileyen dış kuvveti göstermek üzere sisteme etkileyen kuvvetler, yatay kuvvetlerin denge denkleminde aşağıdaki şekilde ifade edilir:

$$F_1 + F_s + F_D = P(t) \quad (2.1)$$

Newton'un ikinci kanununa göre kütle momentumunun değişimi, üzerine etkileyen toplam kuvvete eşit olacaktır.

$$F(t) = \frac{d}{dt} \left(m \frac{du}{dt} \right) = \frac{d}{dt} (m\dot{u}) \quad (2.2)$$

$$F(t) = m\ddot{u} \quad (2.3)$$

Sönüm kuvveti, sönüm katsayısı ile hızın çarpımından şu şekilde elde edilir:

$$F_D = c\dot{u}(t) \quad (2.4)$$

Elastik yay kuvveti, elastik yay sabiti ile yerdeğiştirmenin çarpımından aşağıdaki şekilde bulunur:

$$F_s = ku \quad (2.5)$$

F_1 atalet kuvveti, F_D sönüm kuvveti, F_s elastik yay kuvveti (2.1) bağıntısında yerine konulursa aşağıdaki bağıntı elde edilir:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = P(t) \quad (2.6)$$

Sistem yalnızca yer hareketi etkisi altında iken dış kuvvet sıfır alınır. Kütlenin mutlak yerdeğiştirmesi ise yer hareketi ve görelü ötelemenin toplamı olduğu için;

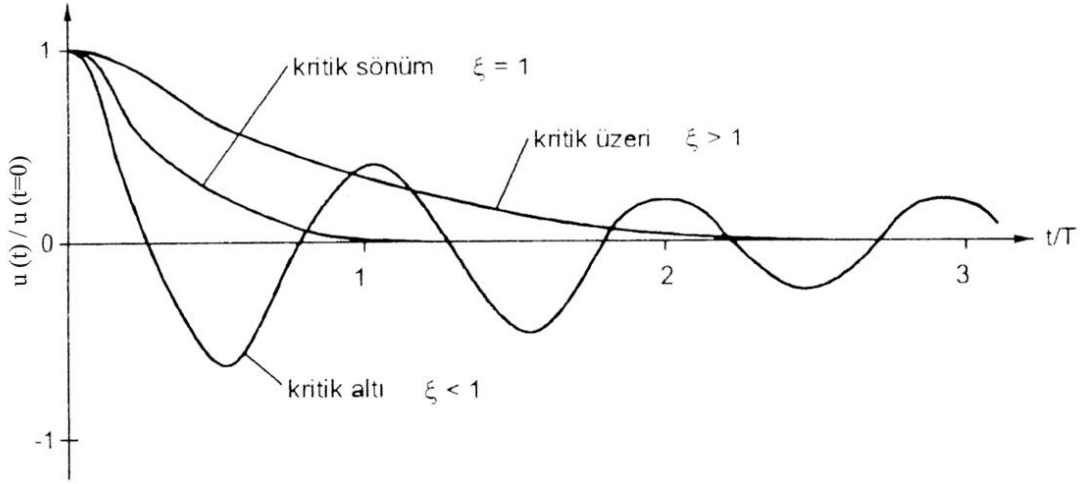
$u_t = u + u_g$ yazılarak, bu ifade (2.6)'da yerine konulursa aşağıdaki şekli alır.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \quad (2.7)$$

Yer hareketi etkisindeki tek serbestlik dereceli sistemin dinamik davranışı (2.7) denklemleri ile belirlenir. Bir yapının yer hareketi altında incelenmesi sırasındaki ilk adım, basit bir modelle temsil edilmesidir.

C_0 katsayısı, eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemin spektral yerdeğiştirmesiyle, binanın tepe noktası yerdeğiştirmesi arasındaki ilişkiyi kurar. Bu katsayı için birinci titreşim moduna ait modal katılım çarpanı ($C_0 = \phi_1^{tepe} \Gamma_1$) kullanılabilir.

c sönümü, titreşim durumunda yok edilen enerjinin bir ölçüsüdür. Buna karşılık, ξ sönüm oranı ise, boyutsuz bir büyüklük olup, sistemin kütlesi ve rijitliğine bağlıdır. Şekil 2.3, bir $u(t=0)$ başlangıç yerdeğiştirmesi ile başlayan hareketin $u(t)$ yerdeğiştirmesini göstermektedir. Görüldüğü gibi, $c > c_{cr}$ veya $\xi > 1$ olması durumunda sistem titreşim yapmadan denge konumuna dönmektedir. Buna karşılık $c < c_{cr}$ veya $\xi < 1$ ise, sistem titreşim yaparak ve genlikleri azalarak denge konumuna dönmektedir. Buna karşılık $c = c_{cr}$ veya $\xi = 1$ durumu ise, açıklanan her iki durum arasındaki sınıra karşılık gelir.



Şekil 2. 3 Kritik altı sönümlü, kritik sönümlü, kritik üstü sönümlü tek serbestlik dereceli sistemin serbest titreşimi

Bu sınırdaki sönüm, titreşen ve titreşmeyen hareketi ayıran c_{cr} kritik sönüm olarak isimlendirilir. Yapılardaki sönüm kritik sönümün altında ($c < c_{cr}$ veya $\xi < 1$) bulunur ve genellikle sönüm oranının $\xi < 0.1$ olduğu durumlar söz konusudur. Böyle bir sistemin $u_0 = u(t=0)$ başlangıç yerdeğiştirmesi ve $\dot{u}_0 = \dot{u}(t=0)$ başlangıç hızı ile harekete başladığı ve yer hareketi olmadığı kabul edilirse, ω_D sönümlü sistemin serbest titreşim frekansı olmak üzere, serbest titreşim hareketinin yerdeğiştirmesi $u(t)$;

$$u(t) = e^{-\xi\omega t} \left[u_0 \cos \omega_D t + \frac{\dot{u}_0 + \xi\omega u_0}{\omega_D} \sin \omega_D t \right] \quad (2.8)$$

$$\omega_D = \omega \sqrt{1 - \xi^2} \quad (2.9)$$

olarak ortaya çıkar. Sistemin sönümsüz ve sönümlü serbest titreşim periyotları ise şu şekildedir:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (2.10)$$

$$T_D = \frac{2\pi}{\omega_D} = \frac{T}{\sqrt{1 - \xi^2}} \quad (2.11)$$

Yerdeğiştirmenin bir t zamanı ile $t+T_D$ zamanındaki oranı zamandan bağımsız olarak elde edilir:

$$\frac{u(t)}{u(t+T_D)} = \exp(\xi\omega T_D) = \exp\left[\frac{2\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}}\right] \quad (2.12)$$

Bu oranın logaritması, logaritmik azalım olarak isimlendirilir ve küçük sönüm oranları için $\sqrt{1-\xi^2} \approx 1$ kabul edilebileceği göz önüne alınarak aşağıdaki gibi basitleştirilebilir:

$$\delta = \ln \frac{u(t)}{u(t+T_D)} = \frac{2\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \approx 2\pi\xi \quad (2.13)$$

Yer hareketi etkisi altında ve başlangıçta durgun olan bir sistem için hareket denkleminin çözümü ise, Duhamel İntegrali olarak bilinir:

$$u(t) = -\frac{1}{\omega_D} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega_D(t-\tau) d\tau \quad (2.14)$$

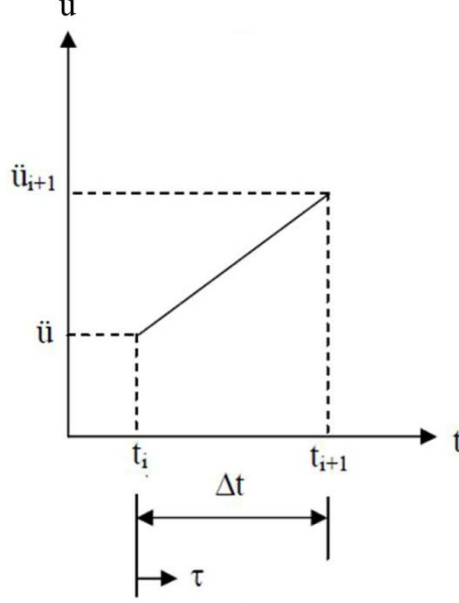
Bu integralin hesaplanması pratik açıdan çok zor olduğundan, çeşitli sayısal yöntemler geliştirilmiştir. Çözüm için Newmark doğrusal ivme metodu gibi ardışık hesap yöntemleri kullanılabilir.

2.2 Newmark Doğrusal İvme Metodu

Bir titreşim diferansiyel denkleminin analitik çözümü çeşitli parametrelere, başlangıç şartlarına ve zorlanmış titreşim ise zorlama kuvvetinin fonksiyonuna bağlıdır. Bu fonksiyon, zamana bağlı bir trigonometrik fonksiyon olarak tanımlanabiliyorsa, titreşim diferansiyel denklemini kolayca çözülebilir. Trigonometrik bir fonksiyonla tanımlanamayan zorlama fonksiyonlarından oluşan titreşim diferansiyel denklemini çözmek, çok zor ve uzundur. Bu nedenle hareket denkleminin sayısal bir çözüm yöntemi olan Newmark Doğrusal İvme Metodu pratik bir yoldur.

Newmark Dođrusal İvme Metodu, ivmenin küçük zaman aralıklarında doğrusal olarak değiştiği kabulüne dayanır. Zaman aralığının küçük sečilmesi sonuçlardaki hassasiyeti arttırır. Her zaman aralığındaki yerdeğiştirme, hız ve ivme değerleri hesaplanır. Bu zaman aralıklarındaki fark değerleri, bir önceki yerdeğiştirme, hız ve ivme değerlerine

eklenerek yeni yerdeğiştirme, hız ve ivme değerleri hesaplanır. Bu işlem yeni zaman değerleri için tekrarlanarak sonuç değerler elde edilir. Böylece titreşimin başlangıcından itibaren tüm değişkenlerin zamana göre değişimi bulunmuş olur.



şekil 2. 4 Doğrusal ivme grafiği

Herhangi bir τ anındaki ivme:

$\ddot{u}(\tau)$ = ilk ivme değeri + o ana kadar olan ivme değişimi

$$\ddot{u}(\tau) = \ddot{u}_i + \frac{\tau}{\Delta t} (\ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i) \quad (2.15)$$

İvme ifadesinin integralinden, herhangi bir τ anındaki hız:

$$\dot{u}(\tau) = \dot{u}_i + \ddot{u}_i \tau + \frac{\tau^2}{2\Delta t} (\ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i) \quad (2.16)$$

şeklinde elde edilir.

Δt zaman adımı için hız denklemi ($\tau = \Delta t$ için):

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \frac{\Delta t}{2} (\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i) \quad (2.17)$$

Herhangi bir τ anındaki yerdeğiştirme, bir önceki adımdaki hız ifadesinin integralini alarak aşağıdaki şekilde elde edilir:

$$u(\tau) = u_i + \dot{u}_i \tau + \ddot{u}_i \frac{\tau^2}{2} + \frac{\tau^3}{6\Delta t} (\ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i) \quad (2.18)$$

Δt zaman adımı için yerdeğiştirme denklemi ($\tau = \Delta t$ için):

$$u_{i+1} = u_i + \dot{u}_i \Delta t + (\Delta t)^2 \left(\frac{1}{6} \ddot{u}_{i+1} - \frac{1}{3} \ddot{u}_i \right) \quad (2.19)$$

şeklini alır. Bu denklem doğrusal ivme metodunun denklemdir. Ortalama ivme ve doğrusal ivme metotları için Newmark denklemleri şu şekildedir:

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1-\gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{u}_{i+1} \quad (2.20)$$

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)\dot{u}_i + [(0.5-\beta)(\Delta t)^2]\ddot{u}_i + [\beta(\Delta t)^2]\ddot{u}_{i+1} \quad (2.21)$$

Eğer $\gamma = 1/2$ ve $\beta = 1/6$ alınırsa doğrusal ivme kabulü,

$\gamma = 1/2$ ve $\beta = 1/4$ alınırsa ortalama ivme kabulü yapılmış olur.

(2.20) bağıntısı kullanılarak;

$$\dot{u}_{i+1} - \dot{u}_i = (\Delta t)\ddot{u}_i - (\gamma\Delta t)\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{u}_{i+1} \quad (2.22)$$

$$\Delta \dot{u}_i = (\Delta t)\ddot{u}_i + \gamma(\Delta t)(\ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i) \quad (2.23)$$

$$\Delta \dot{u}_i = (\Delta t)\ddot{u}_i + \gamma(\Delta t)(\Delta \ddot{u}_i) \quad (2.24)$$

elde edilir.

(2.21) bağıntısı kullanılarak;

$$u_{i+1} - u_i = (\Delta t)\dot{u}_i + 0.5(\Delta t)^2\ddot{u}_i + \beta(\Delta t)^2\ddot{u}_i + \beta(\Delta t)^2\ddot{u}_{i+1}$$

$$\Delta u_i = (\Delta t)\dot{u}_i + \frac{\Delta t^2}{2}\ddot{u}_i + \beta(\Delta t)^2\Delta \ddot{u}_i \quad (2.25)$$

$$\Delta \ddot{u}_i = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}\Delta u_i - \frac{1}{\beta(\Delta t)}\dot{u}_i - \frac{1}{2\beta}\ddot{u}_i \quad (2.26)$$

$$\Delta \dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta\Delta t}\Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta}\dot{u}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{u}_i \quad (2.27)$$

elde edilir.

Tek serbestlik dereceli sistemin hareket denkleminde, (2.25) ve (2.26) değerleri yerine yazılırsa;

$$m\Delta\ddot{u}_i + c\Delta\dot{u}_i + k\Delta u_i = \Delta p_i \quad (2.28)$$

$$\begin{aligned} \frac{m}{\beta(\Delta t)^2} \Delta u_i - \frac{m}{\beta\Delta t} \dot{u}_i - \frac{m}{2\beta} \ddot{u}_i + \frac{c\gamma}{\beta\Delta t} \Delta u_i - \frac{c\gamma}{\beta\Delta t} \Delta \dot{u}_i + c\Delta t \ddot{u}_i - \frac{c\gamma}{2\beta} \Delta t \ddot{u}_i + k\Delta u_i = \Delta p_i \\ - \left(\frac{m}{\beta\Delta t} + \frac{c\gamma}{\beta} \right) \dot{u}_i - \left[\frac{m}{2\beta} + c\Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \right] \ddot{u}_i + \left(\frac{m}{\beta(\Delta t)^2} + \frac{c\gamma}{\beta\Delta t} + k \right) \Delta u_i = \Delta p_i \end{aligned} \quad (2.29)$$

$$a = \frac{m}{\beta\Delta t} + \frac{c\gamma}{\beta} \quad (2.30)$$

$$b = \frac{m}{2\beta} + c\Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \quad (2.31)$$

$$\hat{k} = \frac{m}{\beta(\Delta t)^2} + \frac{c\gamma}{\beta\Delta t} + k \quad (2.32)$$

$$\Delta u_i \hat{k} = \Delta p_i + a\dot{u}_i + b\ddot{u}_i \quad (2.33)$$

$$\Delta \hat{p}_i = \Delta p_i + a\dot{u}_i + b\ddot{u}_i \quad (2.34)$$

$$\hat{k} \Delta u_i = \Delta \hat{p}_i \quad (2.35)$$

(2.26), (2.27) ve (2.35) denklemlerinin hesabı için u_i ve \dot{u}_i değerleri başlangıç şartları olarak veya bir önceki adımın sonuçları olarak verilir. Yük, sönüm ve yay fonksiyonları belirli olduğundan ivmenin değerleri de (2.28) hareket denkleminde:

$$\ddot{u}_{i+1} = \frac{p_{i+1} - c\dot{u}_{i+1} - k u_{i+1}}{m} \quad (2.36)$$

elde edilir.

2.3 Newmark Doğrusal Olmayan İvme Metodu

Sistemin elastik davranmadığı, doğrusal olmayan durumlar için geliştirilmiş yöntemdir. Bu yöntem, yay sabitinin yerdeğiştirmeye göre değiştiği durumlarda artımsal denge denkleminin ((2.37)) kullanılmasına ihtiyaç vardır.

$$m\Delta\ddot{u}_i + c\Delta\dot{u}_i + (\Delta f_s)_i = \Delta p_i \quad (2.37)$$

Artımsal yay tepkisi $(\Delta f_s)_i$ şu şekilde tanımlanır:

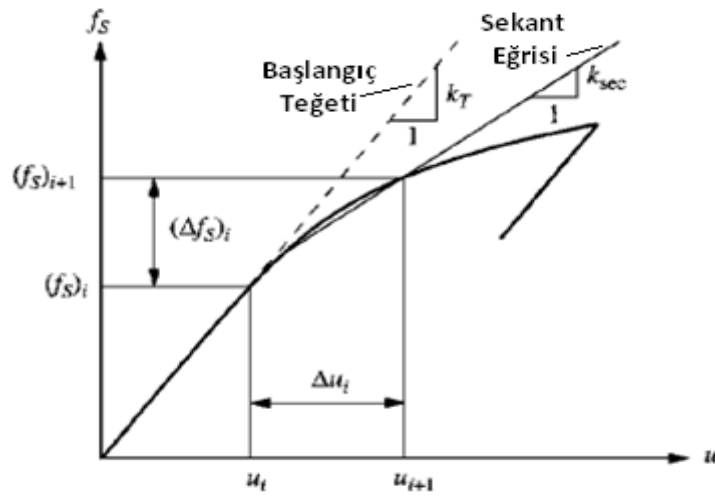
$$(\Delta f_s)_i = (k_i)_{\text{sec}} \Delta u_i \quad (2.38)$$

Burada $(k_i)_{\text{sec}}$, sekant rijitliğini belirtmektedir. Ancak bu değer, u_{i+1} değerinin elde edilememesinden dolayı bilinmemektedir (Şekil 2.5). Bu nedenle yapılan hesaplarda sekant rijitliği yerine teğet rijitliğinden faydalanılacaktır.

$$(\Delta f_s)_i \approx (k_i)_T \Delta u_i \quad (2.39)$$

$$m\Delta\ddot{u}_i + c\Delta\dot{u}_i + k_i \Delta u_i = \Delta p_i \quad (2.40)$$

Yapılan bu kabul ve hızın sıfır olduğu anda yerdeğiştirmenin doğru olarak hesaplanamamasından dolayı oluşacak hataları en aza indirmek için hızın işaret değiştirdiği adımda zaman aralığı azaltılarak hesap tekrarlanmalıdır (Şekil 2.6).



Şekil 2. 5 Sekant rijitliği (k_{sec}) ve teğet rijitliği (k_T)

$$\hat{k} \Delta u_i = \Delta \hat{p}_i \quad (2.41)$$

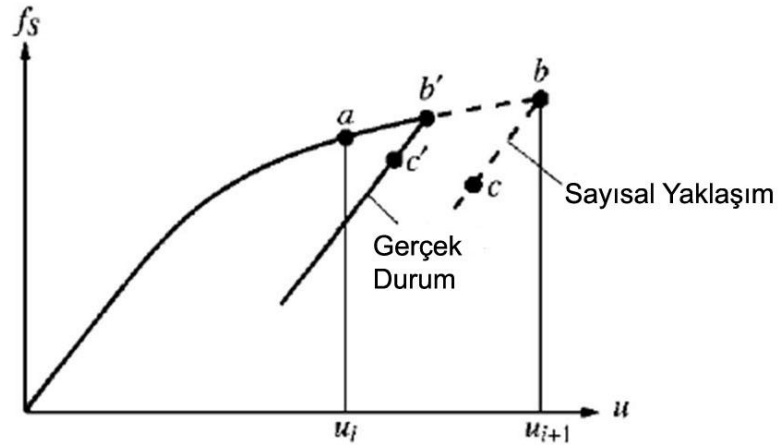
$$\hat{k}_i = k_i + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} c + \frac{1}{\beta (\Delta t)^2} m \quad (2.42)$$

$$\hat{k}_T \Delta u = \Delta \hat{p} \quad (2.43)$$

$$\hat{k}_T = k_T + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} c + \frac{1}{\beta (\Delta t)^2} m \quad (2.44)$$

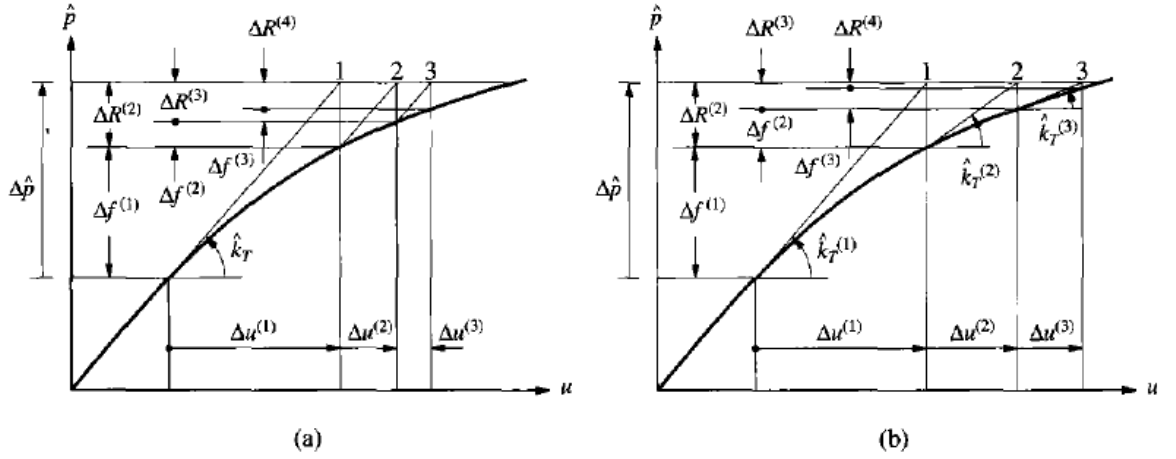
$$\hat{k}_T \Delta u^{(1)} = \Delta \hat{p} \quad (2.45)$$

$$\hat{k}_T \Delta u^{(2)} = \Delta R^{(2)} = \Delta \hat{p} - \Delta f^{(1)} \quad (2.46)$$



Şekil 2. 6 Yapılan kabule göre oluşan sayısal yaklaşım ve gerçek durumun gösterimi

Doğrusal elastik olmayan bir sistemde Newmark yöntemi uygulanırken, bahsedilen hataları en aza indirmek için kullanılan en genel yöntem Newton-Raphson iterasyonudur. Her iterasyon adımında rijitlik değerinin değiştirilip değiştirilmemesine göre yöntem değiştirilmiş iterasyon ve Newton-Raphson iterasyonu olarak isimlendirilir (Şekil 2.7).



Şekil 2. 7 (a) Değiştirilmiş Newton-Raphson iterasyonu (b) Newton-Raphson iterasyonu

Newton-Raphson iterasyonu için hesap adımları:

1. Başlangıç verileri

$$u_{i+1}^{(0)} = u_i \quad (2.47)$$

$$f_s(0) = (f_s)_i \quad (2.48)$$

$$\Delta R^{(1)} = \Delta \hat{p}_i \quad (2.49)$$

$$\hat{k}_T = \hat{k}_i \quad (2.50)$$

2. Her iterasyon için hesabın yapılması, $j=1, 2, 3, \dots$

$$2.1 \text{ Çöz: } \hat{k}_T \Delta u^{(j)} = \Delta R^{(j)} \Rightarrow \Delta u^{(j)} \quad (2.51)$$

$$2.2 \quad u_{i+1}^{(j)} = u_{i+1}^{(j-1)} + \Delta u^{(j)} \quad (2.52)$$

$$2.3 \quad \Delta f^{(j)} = f_s^{(j)} - f_s^{(j-1)} + \left(\hat{k}_T - k_T \right) \Delta u^{(j)} \quad (2.53)$$

$$2.4 \quad \Delta R^{(j+1)} = \Delta R^{(j)} - \Delta f^{(j)} \quad (2.54)$$

3. j yerine $j+1$ yazılarak, 2' deki adımlar tekrarlanarak hesap yapılır.

Çizelge 2. 1 Doğrusal ve doğrusal olmayan sistemler için Newmark yöntemi hesap adımları

Doğrusal Sistemler için Newmark Metodu	Doğrusal Olmayan Sistemler için Newmark Metodu
<p>Özel durumlar</p> <p>(1) Ortalama ivme metodu ($\gamma = 1/2, \beta = 1/4$)</p> <p>(2) Doğrusal ivme metodu ($\gamma = 1/2, \beta = 1/6$)</p> <p>1.0 Başlangıç hesaplamaları</p> <p>1.1 $\ddot{u}_0 = \frac{p_0 - c\dot{u}_0 - ku_0}{m}$</p> <p>1.2 $\Delta t'$ nin seçimi</p> <p>1.3 $\hat{k} = k + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}c + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}m$</p> <p>1.4 $a = \frac{1}{\beta\Delta t}m + \frac{\gamma}{\beta}c$ ve $b = \frac{1}{2\beta}m + \Delta t\left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)c$</p> <p>2.0 Her bir adım için hesaplamalar</p> <p>2.1 $\Delta \hat{p}_i = \Delta p_i + a\dot{u}_i + b\ddot{u}_i$</p> <p>2.2 $\Delta u_i = \frac{\Delta \hat{p}_i}{\hat{k}}$</p> <p>2.3 $\Delta \dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta\Delta t}\Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta}\dot{u}_i + \Delta t\left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)\ddot{u}_i$</p> <p>2.4 $\Delta \ddot{u}_i = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}\Delta u_i - \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{u}_i - \frac{1}{2\beta}\ddot{u}_i$</p> <p>2.5 $u_{i+1} = u_i + \Delta u_i$ $\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta \dot{u}_i$ $\ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \Delta \ddot{u}_i$</p> <p>3.0 Daha sonraki adım için işlemler tekrarlanır. (2.1' den 2.5' e kadar)</p>	<p>Özel durumlar</p> <p>(1) Ortalama ivme metodu ($\gamma = 1/2, \beta = 1/4$)</p> <p>(2) Doğrusal ivme metodu ($\gamma = 1/2, \beta = 1/6$)</p> <p>1.0 Başlangıç hesaplamaları</p> <p>1.1 $\ddot{u}_0 = \frac{p_0 - c\dot{u}_0 - (fs)_0}{m}$</p> <p>1.2 $\Delta t'$ nin seçimi</p> <p>1.3 $a = \frac{1}{\beta\Delta t}m + \frac{\gamma}{\beta}c$ ve $b = \frac{1}{2\beta}m + \Delta t\left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)c$</p> <p>2.0 Her bir adım için hesaplamalar</p> <p>2.1 $\Delta \hat{p}_i = \Delta p_i + a\dot{u}_i + b\ddot{u}_i$</p> <p>2.2 k_i'nin tanımlanması</p> <p>2.3 $\hat{k}_i = k_i + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}c + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}m$</p> <p>2.4 $\Delta u_i = \frac{\Delta \hat{p}_i}{\hat{k}_i}$</p> <p>2.5 $\Delta \dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta\Delta t}\Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta}\dot{u}_i + \Delta t\left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right)\ddot{u}_i$</p> <p>2.6 $\Delta \ddot{u}_i = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2}\Delta u_i - \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{u}_i - \frac{1}{2\beta}\ddot{u}_i$</p> <p>2.7 $u_{i+1} = u_i + \Delta u_i$ $\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta \dot{u}_i$ $\ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \Delta \ddot{u}_i$</p> <p>3.0 Daha sonraki adım için işlemler tekrarlanır. (2.1' den 2.7' e kadar)</p>

YAPILARIN ELASTİK ÖTESİ DAVRANIŞI

Bilindiği gibi günümüz depreme dayanıklı yapı tasarımı düşüncesi can kaybını önlemek ilkesinden hareketle ortaya çıkmıştır. Dünyanın dört bir yanında uzun yıllar süren bilimsel çalışmaların sonucunda, olgunlaşarak ortaya çıkan bu yaklaşım, birçok modern deprem yönetmeliğinde olduğu gibi ülkemizde yürürlükte bulunan deprem yönetmeliğinde de (DBYBHY 2007) şu ifade ile belirtilmektedir:

Hafif şiddetteki depremlerde binalardaki yapısal ve yapısal olmayan sistem elemanlarının herhangi bir hasar görmemesi, orta şiddetteki depremlerde yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda oluşabilecek hasarın sınırlı ve onarılabilir düzeyde kalması, şiddetli depremlerde ise can güvenliğinin sağlanması amacı ile kalıcı yapısal hasar oluşumunun sınırlandırılmasıdır. Bu ifadeden de anlaşılacağı gibi binalardan beklenen performans, tasarım depremi altında (50 yıllık süre içerisinde aşılma olasılığı %10 olan deprem) can güvenliğinin korunmasıdır. Bu düşünce uygulamada olumlu sonuçlar vermiş; başka bir deyişle, hedefe ulaşmış olmakla beraber, hala bazı zaafı bünyesinde taşımaktadır. Bunlardan en önemlisi güncel deprem yönetmeliklerine harfiyen uyularak tasarlanmış, projelendirilmiş ve inşa edilmiş yapılarda bile, tasarım depremi altındaki performansın tahmininin çok zor olmasıdır.

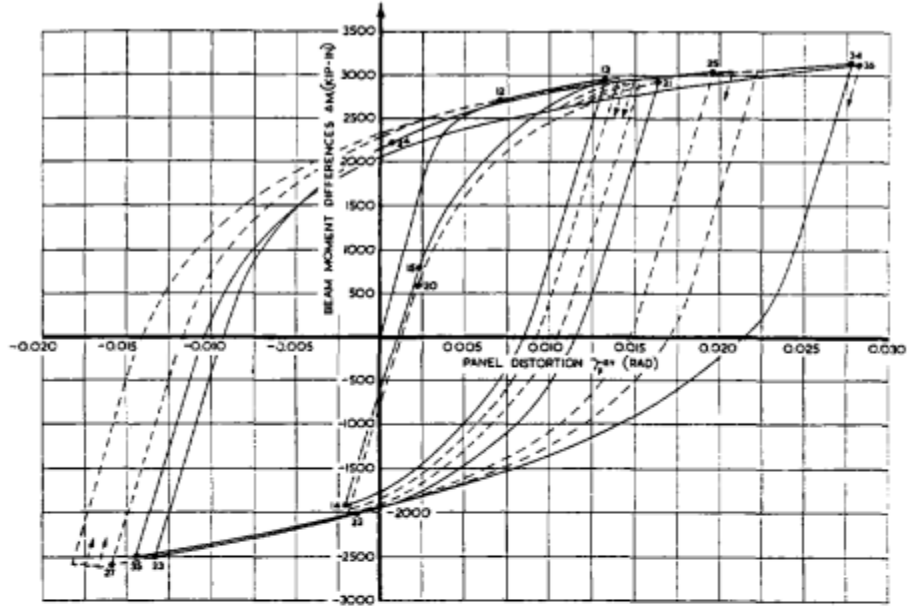
Binaların tasarım depremi altında gösterecekleri performans için yapılan “kısmen veya tamamen göçmenin önlenmesi” tanımı yetersiz kalmaktadır. Gerçekten de “hasarsız yapı” ve “ağır hasarlı (kullanılmayacak derecede) yapı” limit durumları ile sınırlandırılmış olan hasar veya performans aralığı çok geniştir ve tasarım mühendisi, projelendirdiği yapının tasarım depremi altında göstereceği performansın bu limit

durumlar arasında hangi noktaya karşılık geleceğini kestirememektedir. Bunun en önemli sebepleri arasında tasarım sırasında göz önüne alınan bazı parametrelerin belirsizliği ve hesap yöntemlerinin yetersizlikleri yer alabilir. Örneğin, tasarımda kullanılan yer hareketi, en büyük ivme değeri olarak o bölgede beklenen depremi belirli bir olasılıkla temsil etse bile, hareketin süresi, depremin büyüklüğü, fayın yeri ve uzaklığı gibi bazı parametrelerin tasarımı ne şekilde etkilediği belirli değildir. Bu parametrelerden bazıları tasarımda dikkate dahi alınmamaktadır. Öte yandan tasarımda kullanılan doğrusal hesap yöntemleri, deprem sırasında doğrusal olmayan davranış göstereceği daha tasarımın başında öngörülen (özel durumlar hariç) bir yapıda, yapı davranışı açısından (hasar dağılımı, göçme mekanizması) yeterince fikir vermemektedir. Deprem yönetmelikleri doğrusal olmayan hesabı önermekle beraber zorunlu kılmamaktadırlar. Bununla beraber, bilgisayar, yazılım imkânları ve ekonomik sebepler gibi bazı nedenlerden dolayı doğrusal olmayan hesap yöntemleri hemen tüm dünyada tasarım mühendisleri tarafından tercih edilememektedir.

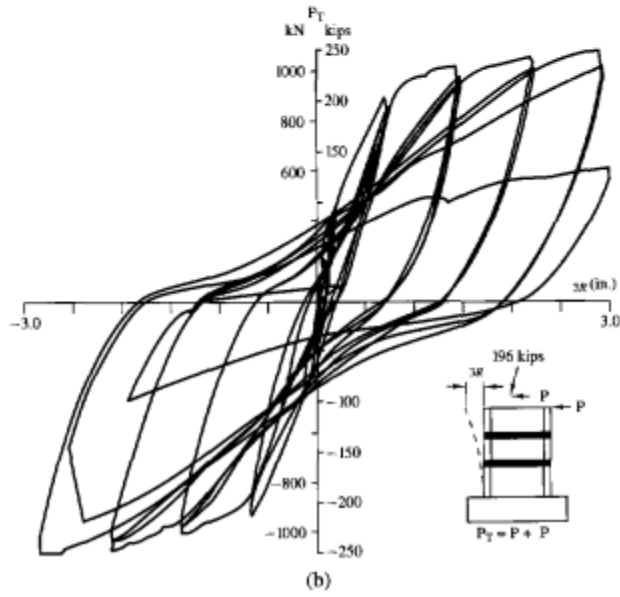
Yapıları, gerçekleşmesi belirli bir olasılığa bağlı yüklerin etkisinde elastik davranış gösterecek (hasar görmeyecek) şekilde inşa etmek, şüphesiz ekonomik bir çözüm olmaktan uzaktır. Fakat açığa çıkan enerjinin de bir şekilde tüketilmesi gerekmektedir. Bu nedenle, yapılar tasarım depremi altında belirli bir miktar hasar görecektir şekilde tasarlanırlar. Bununla beraber toptan veya kısmi göçme engellenmeli ve sözü edilen hasar kontrol edilebilir seviyede tutulmalıdır. Başka bir deyişle yapı sünek davranış göstermelidir. Yönetmelikler, sünek davranışın sağlanabilmesi için bazı koşullara uyulmasını zorunlu kılar; bunlardan bazıları, güçlü kolon-zayıf kiriş prensibi, kesit boyutları ve donatı miktarıyla ilgili koşullar, kolon-kiriş birleşim bölgeleri kesme güvenliği koşulları ve kolon-kiriş birleşim bölgelerinde etriye sıklaştırmasıdır.

Doğrusal olmayan (nonlinear) statik yöntemin esas amacı, verilen bir deprem etkisi altında sistemde oluşması muhtemel maksimum yerdeğiştirme istemi ve taşıyıcı sistem elemanlarında buna bağlı olarak oluşması muhtemel maksimum plastik şekil değiştirme isteminin belirlenmesi; daha sonra bu istem değerlerinin, seçilen performans düzeyleri için tanımlanan şekil değiştirme sınırları ile karşılaştırılması ve böylece yapısal performansın değerlendirilmesidir [Aydinoğlu, 2003].

3.1 Yapıların Elastik Ötesi Davranışı



(a)

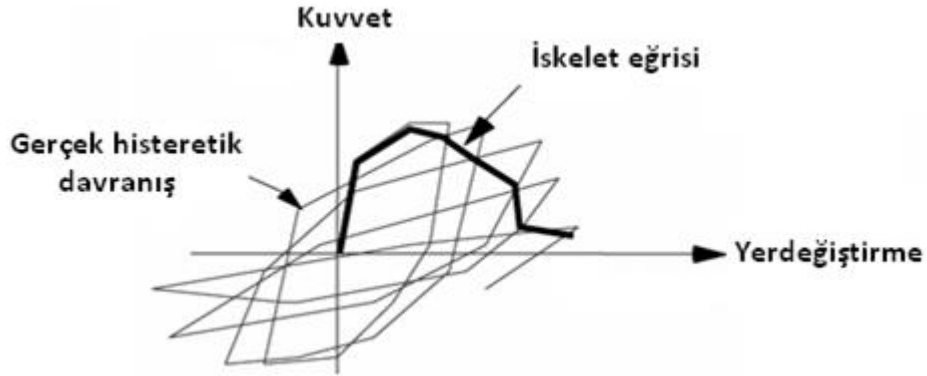


(b)

Şekil 3. 1 Farklı malzemeler için kuvvet yerdeğiştirme ilişkileri

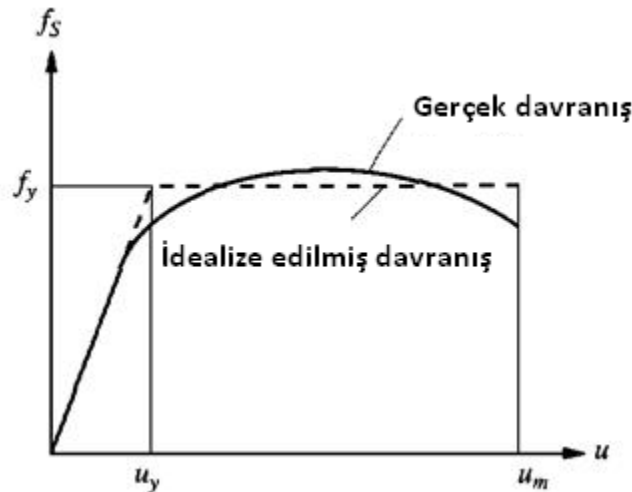
Yapılar, deprem sırasında titreşim hareketi yaparken tersinir deformasyonlara maruz kalırlar. Deprem yükleri, taşıyıcı sistemi tekrarlayan ve yön değiştiren biçimde zorlar. Örnek olarak bir taşıyıcı sistemde deprem yükünü temsil eden bir yatay yükün sisteme yön değiştirerek ve artarak uygulandığı göz önüne alındığında; toplam yük ile en üst kat yerdeğiştirmesi arasındaki ilişkinin Şekil 3.2' deki gibi oluşacağı düşünülebilir. Burada

çevrimsel eğrilerin tepe noktalarının birleştirilmesi ile elde edilen eğri tüm davranışı temsil etmesi bakımından İskelet Eğrisi olarak isimlendirilir.



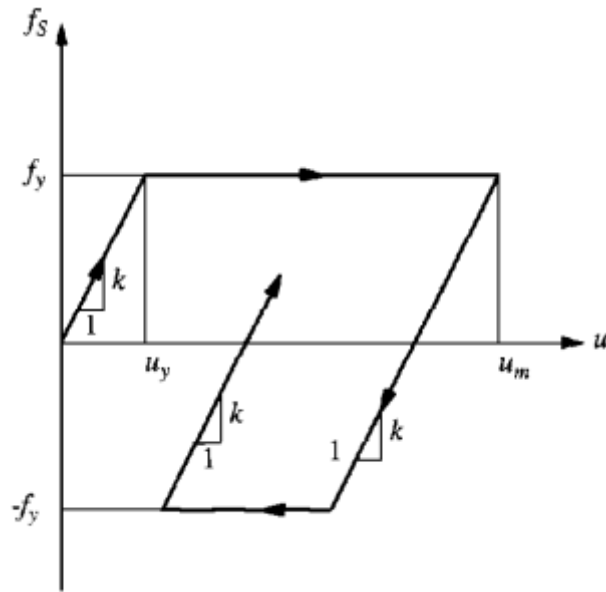
Şekil 3. 2 Elastoplastik çevrim eğrisi

Şekil 3.2' de görüldüğü gibi, tepe yerdeğiştirmesinin küçük değerler aldığı çevrimlerde davranış doğrusal (lineer) olmaktadır. Yerdeğiştirmeler arttıkça iskelet eğrisinin yatıklaşmaya başladığı noktadan itibaren, yükleme ve boşaltma eğrilerinin birbirleri ile çakışmadığı ve yük boşaltıldıktan sonra geri dönmeyen kalıcı şekil değiştirmelerin giderek arttığı gözlenmektedir. İskelet eğrisi yatıklaşmaya başladıktan sonra uygulanan kuvvet çok az artmakta ve giderek sabitleşmektedir. Bu durum, sistemin belirli bir yük taşıma kapasitesine ulaştığını gösterir.

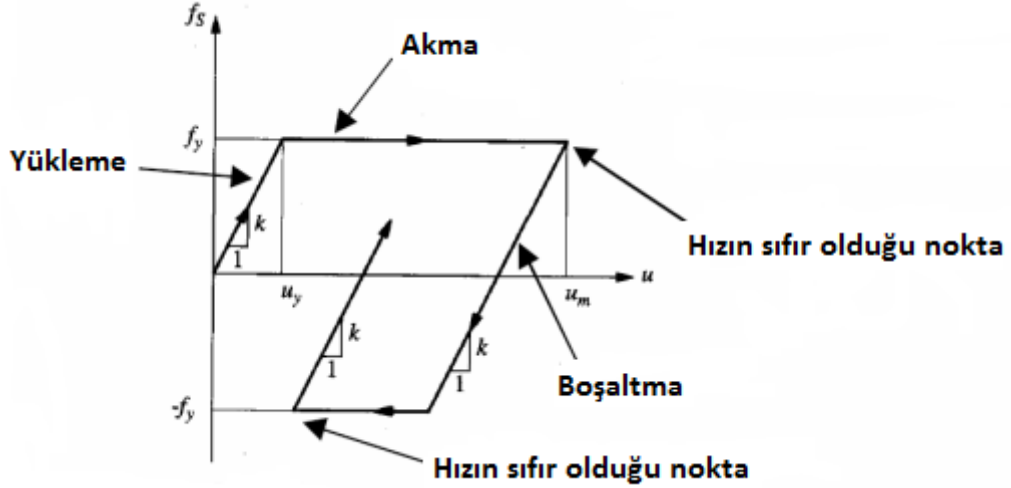


Şekil 3. 3 Tek serbestlik dereceli sistemde kuvvet – yerdeğiştirme ilişkisi ve elastoplastik idealleştirme

Gerçek kuvvet - yerdeğiştirme eğrisi ve yapılan elastoplastik yaklaşım, Şekil 3.3' de gösterilmiştir. İki eğrinin altında kalan alan, seçilen maksimum yerdeğiştirme (u_m) için eşit olmalıdır. İdealize edilmiş sistem, yükün f_y akma dayanımını aşmadığı sürece "k" rijitlikli doğrusal elastik bir sistemdir. Yük, f_y akma dayanımına ulaştığında akma başlamaktadır, akma başladığı andaki yerdeğiştirme u_y 'dir. Bu noktadan itibaren yapının rijitliği giderek azalmaya başlar. Yapının rijitliğinin azalmaya başladığı bu noktaya ilk akma noktası denilir. Yapının rijitliğinin giderek azalmasıyla, yapı daha fazla yük taşıyamaz. Ancak yerdeğiştirmeler, yapının yük taşıma kapasitesinde bir azalma olmadan, sabit yük altında artmaya devam eder. Yerdeğiştirme değeri u_{max} 'a ulaştığında, yapı rijitliği çok azalmış olacağından, ya daha fazla yerdeğiştirme yapamayarak göçme durumuna gelir, ya da yerdeğiştirme yapabilse bile yük taşıma kapasitesinde önemli kayıplar olacağından göçtüğü kabul edilebilir. Akma yerdeğiştirmesinden sonra f_y 'nin artmadığı ve rijitliğin "k" sıfır olduğu kabul edilmektedir. Şekil 3.4' te elastoplastik bir sisteme ait kuvvet yerdeğiştirme ilişkisi verilmiştir.



Şekil 3. 4 Elastoplastik sistemde kuvvet - yerdeğiştirme ilişkisi

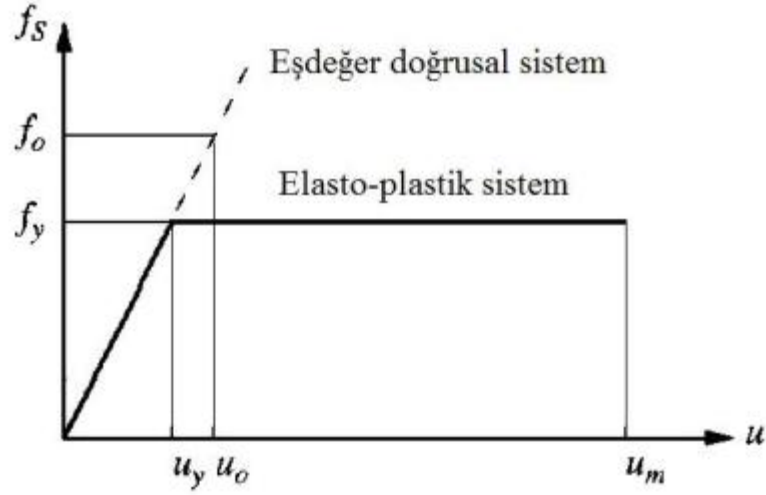


Şekil 3. 5 Elastoplastik bir sistemin idealize edilmiş çevrimsel yükleme - boşaltma davranışı

Elastoplastik bir sistemin idealize edilmiş çevrimsel yükleme - boşaltma davranışı Şekil 3.5' te gösterilmiştir. f_y sistemin akma dayanımını, u_m sistemin belirli bir dış yük altında yapabileceği en büyük yerdeğiştirmeyi, u_y doğrusal olmayan sistemin akma yerdeğiştirmesini, k ise sistem rijitliğini ifade eder.

3.2 Elastoplastik İdealleştirme

Grafikte gösterilen u_m doğrusal olmayan sistem için en büyük dayanıma karşı gelen yerdeğiştirmeyi ifade eder. Sistemin doğrusal davranış göstermesi için gereken en küçük dayanım f_0 , doğrusal sistemin belirli bir dış yük altında yapacağı en büyük yerdeğiştirme u_0 olarak gösterilir. f_y sistemin akma dayanımını, u_y buna karşılık gelen akma yerdeğiştirmesini göstermektedir (Şekil 3.6).



Şekil 3. 6 Elastoplastik ve eşdeğer doğrusal sistemin gösterimi

Dayanım azaltma katsayısı R_y , belirli bir dış yük altında sistemin doğrusal kalmasını sağlayan en küçük mukavemetin, sistemin akma dayanımına oranıdır. Süneklik talebi, belirli bir dış yük altında sistemin yaptığı en büyük yerdeğiştirmenin akma yerdeğiştirmesine oranıdır. Buna göre dayanım azaltma katsayısı R_y ve süneklik μ olmak üzere şu ifadeler düzenlenir:

$$R_y = \frac{f_0}{f_y} = \frac{u_0}{u_y} \quad (3.1)$$

$$\mu = \frac{u_m}{u_y} \quad (3.2)$$

$$\frac{\mu}{R_y} = \frac{u_m}{u_0} \quad (3.3)$$

$\ddot{u}_g(t)$ deprem ivmesi olmak üzere, $\ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + f_s/m = -\ddot{u}_g(t)$ dinamik hareket denklemini sayısal olarak çözümlerse, doğrusal olmayan yerdeğiştirme oranlarını hesaplamakta kullanılan en büyük yerdeğiştirmeler u_m ve u_0 aşağıdaki gibi elde edilir.

$$C_\mu = \frac{u_m}{u_0} \quad (3.4)$$

veya

$$C_R = \frac{u_m}{u_0} \quad (3.5)$$

Doğrusal olmayan yerdeğiştirme oranı C_R 'de görülen μ ve R alt indisleri, sünekliği bilinen veya akma dayanımı bilinen sistemleri göstermektedir.

3.3 Elastik Olmayan Yerdeğiştirme Oranı

DBYBHY 2007' ye göre yeni yapılacak binaların depreme dayanıklı tasarımının ana ilkesi; hafif şiddetteki depremlerde binalardaki yapısal ve yapısal olmayan sistem elemanlarının herhangi bir hasar görmemesi, orta şiddetteki depremlerde yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda oluşabilecek hasarın sınırlı ve onarılabılır düzeyde kalması, şiddetli depremlerde ise can güvenliğinin sağlanması amacı ile kalıcı yapısal hasar oluşumunun sınırlandırılmasıdır.

Bu ilkeden de anlaşılacağı üzere depremlerle açığa çıkan enerjinin bir şekilde tüketilmesi gerekmektedir. Depremin binadan istemi, başlangıçta dayanımdır. Fakat, şiddetli depremlerin etkisi altında elastik deprem yükleri çok büyük değerler alır. Bu değerler dikkate alınarak ekonomik bir yapı tasarımı yapmak mümkün olmaz.

Depremlerde meydana gelen yapısal hasarın, yönetmeliklerin tanımladığı eşdeğer deprem yükleri altında yapısal elemanların mevcut dayanım kapasitelerinin aşılması ile doğrudan ilgili olmadığı, hasarın temel nedeninin sünek davranması öngörülen yapı elemanlarının şekil değiştirme kapasitelerinin aşılması olduğu uzun bir süredir bilinmektedir [Aydınöğlü, 2003].

Şiddetli depremler taşıyıcı sistemde büyük yatay yerdeğiştirmelere, bunun sonucu olarak da yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda hasara neden olurlar. İşte, doğrusal olmayan (nonlinear) statik yöntemlerde amaç, bu elastik ötesi (plastik) yerdeğiştirme miktarını tahmin etmektir.

Dayanımı belli olan TSD bir sistem için elastik olmayan yerdeğiştirme oranı C_R , en büyük elastik olmayan yerdeğiştirme isteminin (u_m), aynı titreşim periyoduna sahip elastik bir

sistemin aynı yer hareketi altındaki en büyük yerdeğiştirme istemine (u_0) oranı olarak tanımlanabilir (Ruiz-Garcia ve Miranda, 2003):

$$C_R = \frac{u_m}{u_0} \quad (3.6)$$

Yapı tasarım yöntemleri; esas olarak, şiddetli yer hareketleri sırasında taşıyıcı sistemin kontrollü elastik olmayan davranış göstermesine dayanır. Dolayısıyla taşıyıcı sistemin elastik olmayan bölgedeki davranışının tahmini ve değerlendirilmesi önem kazanmaktadır. Yer hareketi sırasında oluşabilecek en büyük yerdeğiştirme isteminin tahmini; gerek performansa dayalı tasarımda, gerekse hasar indekslerine bağlı olarak performans ve/veya hasar değerlendirilmesinde önemli yer teşkil etmektedir.

ÇALIŞMA KAPSAMINDA YAPILAN SAYISAL İNCELEMELER

Bu çalışmada, yapıların doğrusal olmayan davranışlarının incelenmesinde önemli bir gösterge olan hedef yerdeğiştirme değerinin elde edilmesi amaçlanarak elastik olmayan yerdeğiştirme oranları incelenmiştir. Bu doğrultuda yapı sistemlerinin eşdeğer TSD sistem ile temsil edilebileceği öngörülmüştür. Farklı zemin sınıflarında kaydedilmiş 30 farklı depreme ait 60 adet yer hareketi kaydı kullanılarak $T=0.02\sim 3$ s periyot aralığı ve dayanım azalması $R = 1.5, 2, 3, 4, 5, 6$ için yerdeğiştirme oranları elde edilmiştir. Tüm çözümlenelerde, betonarme yapıları yeter düzeyde temsil ettiği öngörülen yapısal sönüm oranı $\xi = 0.05$ sabit değeri alınacaktır.

Dinamik çözüm tekniği olarak Newmark metodu ve doğrusal olmayan çözüm algoritması olarak da Newton-Raphson metodu kullanılmıştır. Newmark Yöntemi'nde $\gamma=1/2$ ve $\beta=1/4$ alınarak koşulsuz duraylı olan ortalama ivme metodu kullanılmıştır.

4.1 Çalışmada Kullanılan Yer Hareketi Kayıtları

Bu çalışma kapsamında büyüklüğü 6 ile 7.5 arasında değişen 30 farklı depreme ait 60 adet deprem ivme kaydı kullanılmıştır. Yer hareketlerindeki rastgeleliği temsil etmek üzere büyüklükleri, derinlikleri, kayıt uzaklıkları, ivmeleri gibi parametreleri farklı olan çeşitli tarihlerde oluşmuş deprem kayıtları seçilmiştir. Seçilen deprem ivme kayıtları, kayıt istasyonlarının bulunduğu zemin koşullarına göre gruplara ayrılmıştır. Her grupta 20 adet yer hareketi kaydı bulunmak üzere toplam üç farklı grup mevcuttur. NEHRP

(National Earthquake Hazard Reduction Program) sınıflandırmasına göre ilk grup A/B zemin sınıfını temsil ederken, ikinci grup C zemin sınıfını ve üçüncü grup ise D zemin sınıfını temsil etmektedir (Çizelge 4.1).

Çizelge 4. 1 NEHRP'e göre zemin sınıfları

Zemin Sınıfı	Zemin Özellikleri
A	Kayma dalgası hızı $V_s > 1500$ m/s olan sert kayalar
B	Kayma dalgası hızı $760 \text{ m/s} < V_s < 1500$ m/s olan kayalar
C	Çok sert zeminler ile kayma dalgası hızı $360 \text{ m/s} < V_s < 760$ m/s olan veya standart penetrasyon değeri $N > 50$ olan veya drenajsız kayma mukavemeti $S_u > 100$ kPa olan yumuşak kayalar.
D	Kayma dalgası hızı $180 \text{ m/s} < V_s < 360$ m/s olan veya standart penetrasyon değeri
E	Kayma dalgası hızı $V_s < 180$ m/s olan veya standart penetrasyon değeri $N < 15$ drenajsız kayma mukavemeti $S_u < 50$ kPa olan veya 3 m'den kalın yumuşak kil tabakası bulunduran zemin profilleri. Yumuşak kil Plastisite indeksi $PI > 20$, su muhtevası $w > \%40$ ve drenajsız kayma mukavemeti $S_u < 25$ kPa olan zeminler olarak tanımlanır.
F	Saha araştırma ve değerlendirmeleri gerektiren zeminler 1.Sismik yükler altında çökme veya Potansiyel göçme riskine sahip zeminler (Sıvılaştırılabilir zeminler, yüksek hassasiyetli killer, göçebilir zayıf bağlayıcı zeminler vs.) 2.Turbalar ve/veya yüksek oranda organik killer ($H > 3$ m olan turba veya yüksek oranda organik killer $H = \text{zemin tabakası kalınlığı}$) 3.Çok yüksek plastisiteli killer ($H > 8$ m ve plastisite indeksi $PI > 75$) 4.Çok kalın yumuşak/orta katı kil tabakaları ($H > 36$ m)

Kullanılan deprem ivme kayıtları ve özelliklerine ait bilgiler Çizelge 4.2’de gösterilmiştir. Yaygın olarak kabul görmüş bir yakın-fay tanımlamasının olmaması ve hangi fay uzaklığından sonra yakın alan etkisinin azalacağına belirsiz olması sebebiyle bu çalışmada, yakın alan etkisini azaltabilmek için uzaklıkların 15 km ve üzerinde olmasına dikkat edilmiştir. Bu sayede yakın alan etkisi taşıyan yer hareketlerinin kısmen de olsa ayıklandığı düşünülmektedir.

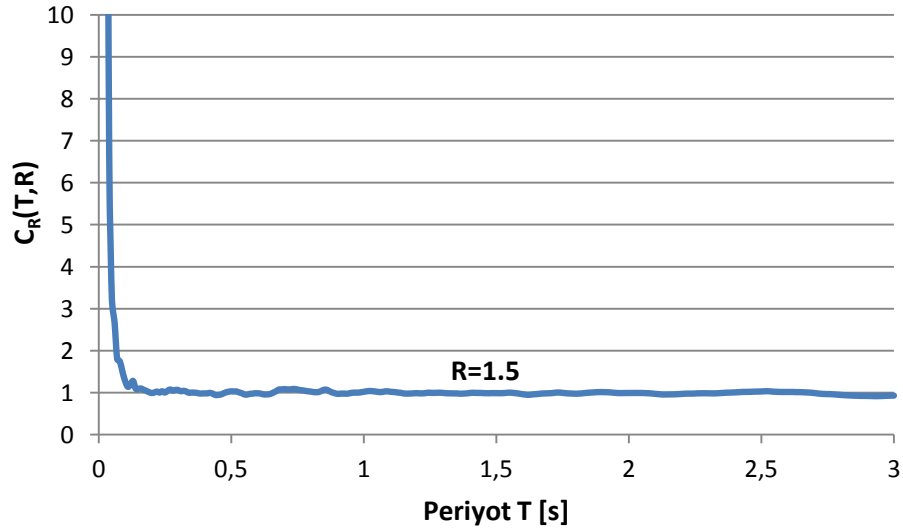
Çizelge 4. 2 Yer hareketi kayıtları

Deprem	Büyük­lük (Ms)	İstasyon Adı	İstasyon Num.	Zemin Sınıfı	Uzaklık (km)	PGA (g)	
						Bileşen 1	Bileşen 2
1971 San Fernando	6.5	Lake Hughes, Array Stat. 4	126	A/B	24	0.192	0.153
1971 San Fernando	6.5	Pasadena	266	A/B	19.1	0.089	0.202
1971 San Fernando	6.5	Lake Hughes, Array Stat. 9	127	A/B	23.5	0.157	0.134
1986 Palm Springs	6	Silent Valley, Poppet Flat	12206	A/B	25.08	0.139	0.113
1986 Palm Springs	6	Winchester, Bergman Rch.	13199	A/B	57.6	0.07	0.093
1986 N. Palm Springs	6	Murrieta Hot Springs, Colling Ranch	13198	A/B	54.8	0.053	0.049
1989 Loma Prieta	7.1	South San Francisco, Sierra Point	58539	A/B	68.2	0.056	0.105
1989 Loma Prieta	7.1	San Francisco, Telgraph Hill	58133	A/B	76.5	0.036	0.077
1994 Northridge	6.7	Lake Huges, Array Station 9	127	A/B	25.4	0.165	0.217
1994 Northridge	6.8	Antelope Buttes	24310	A/B	47.3	0.046	0.068
1971 San Fernando	6.5	Lake Hughes, Array Stat. 12	128	C	20.3	0.366	0.283
1984 Morgan Hill	6.1	Gilroy, Gavilan Coll.	47006	C	16.2	0.114	0.095
1987 Whittier	6.1	Long Beach, Recreation P.	14241	C	30.5	0.058	0.051
1987 Whittier	6.1	Sylmar, Olive View Medical Center	24514	C	47.7	0.065	0.055
1987 Whittier	5.7	Castaic Old Ridge Route	24278	C	72.2	0.071	0.056
1989 Loma Prieta	7.1	Woodside, Fire Station	58127	C	39.9	0.08	0.082
1989 Loma Prieta	7.1	Fremont - Mission San Jose	57064	C	39.5	0.124	0.106
1994 Northridge	6.8	Castaic Old Ridge Route	24278	C	22.6	0.568	0.514
1994 Northridge	6.8	San Marino, SW Academy	24401	C	35.1	0.116	0.15
1994 Northridge	6.8	Rancho Palos Verdes, Hawthorne Blvd.	14404	C	55.2	0.072	0.054
1979 Imperial Valley	6.1	Coachella, Canal#4	5066	D	49.3	0.115	0.128
1987 Whittier	6.1	Downey, County Maintenance Bldg	14395	D	16.2	0.221	0.141

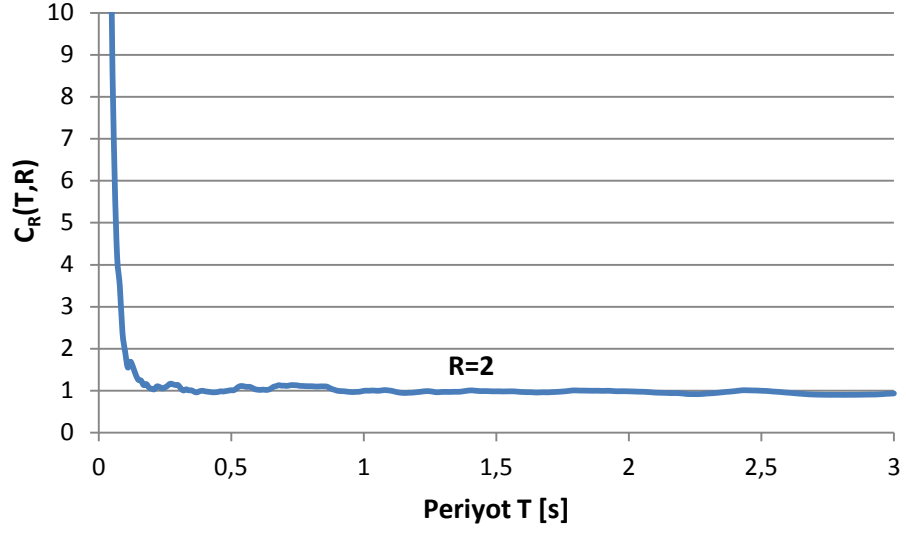
1987 Whittier	6.1	Los Angeles, Hollywood Storage Bldg	24303	D	25.2	0.221	0.124
1987 Whittier	6.1	Century City, LA Country Club South	24390	D	31.3	0.051	0.063
1987 Whittier	6.1	Pomona, 4 th and Locust FF	23525	D	28.8	0.067	0.056
1989 Loma Prieta	7.1	Agnews, State Hospital	57066	D	28.2	0.172	0.159
1989 Loma Prieta	7.1	Salinas	47179	D	32.6	0.091	0.112
1989 Loma Prieta	7.1	APEEL 2E Hayward Muir Sch	58393	D	52.7	0.171	0.139
1992 Landers	7.5	Hemet Fire Station	12331	D	69.5	0.081	0.097
1994 Northridge	6.8	Los Angeles, Hollywood Storage Bldg	24303	D	25.5	0.231	0.358

4.2 Yöntem

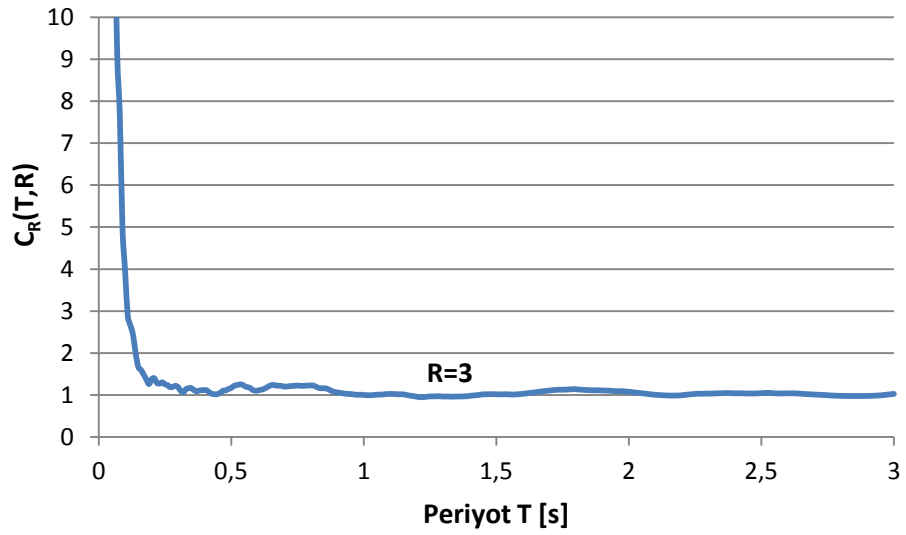
Yatay deprem yükleri etkisinde eşdeğer bir tek serbestlik dereceli (TSD) sistem için doğrusal ve doğrusal olmayan çözümler MATLAB programında oluşturulan kodlar yardımıyla analiz edilerek yapılmıştır. Doğrusal hesap yapılarak elde edilen elastik yerdeğiştirme ve doğrusal olmayan hesap yapılarak elde edilen elastik olmayan yerdeğiştirme istemleri oranlanarak elastik olmayan yerdeğiştirme oranları C_R elde edilmiştir. Tüm zemin sınıfları için C_R -R-T ilişkisine ait grafikler Şekil 4.1 ile Şekil 4.24 arasında gösterilmiştir.



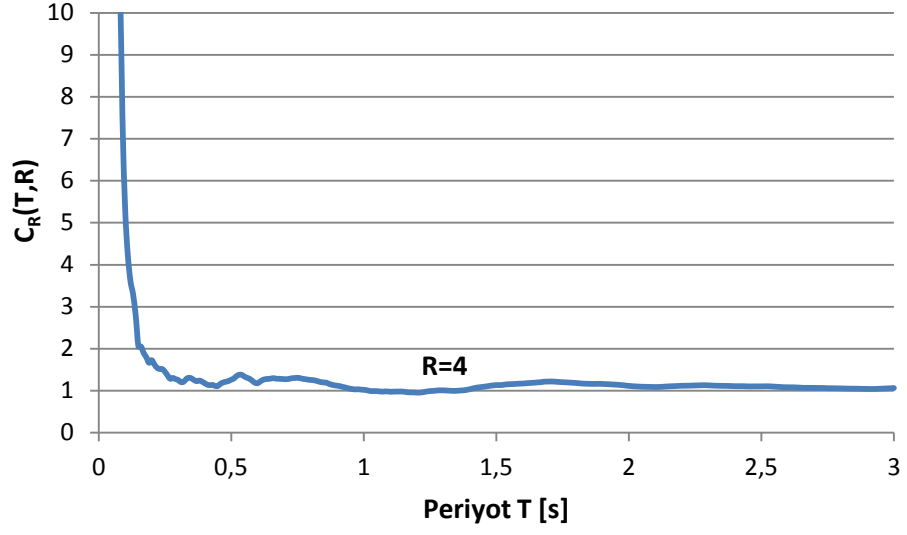
Şekil 4. 1 A/B zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi ($R=1.5$)



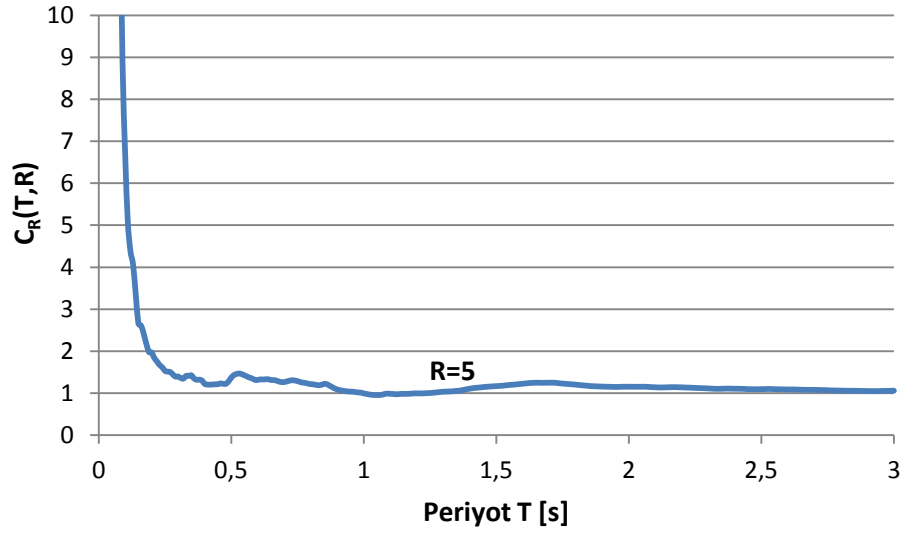
Şekil 4. 2 A/B zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi (R=2)



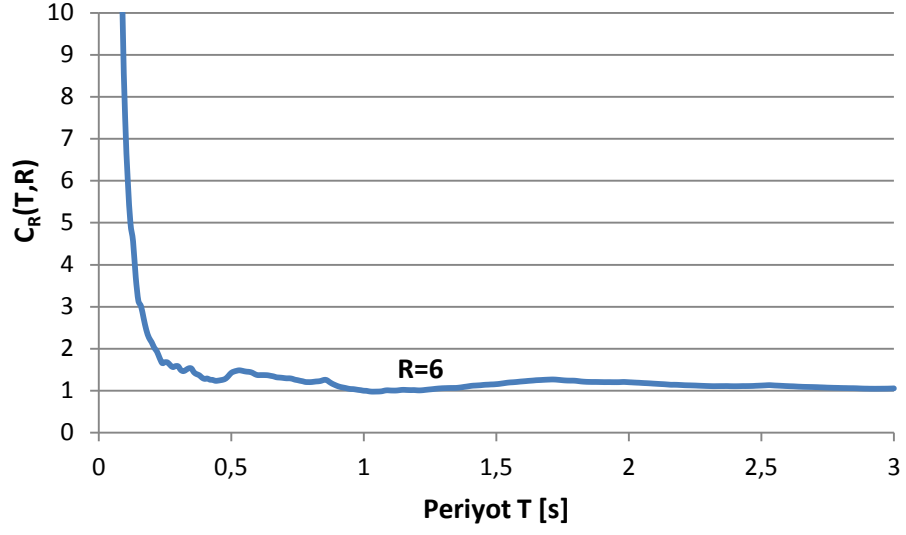
Şekil 4. 3 A/B zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi (R=3)



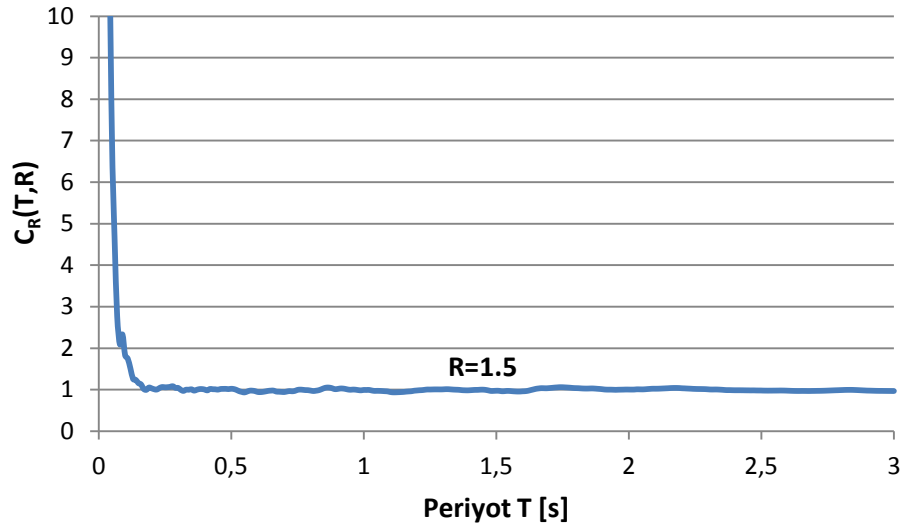
Şekil 4. 4 A/B zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi (R=4)



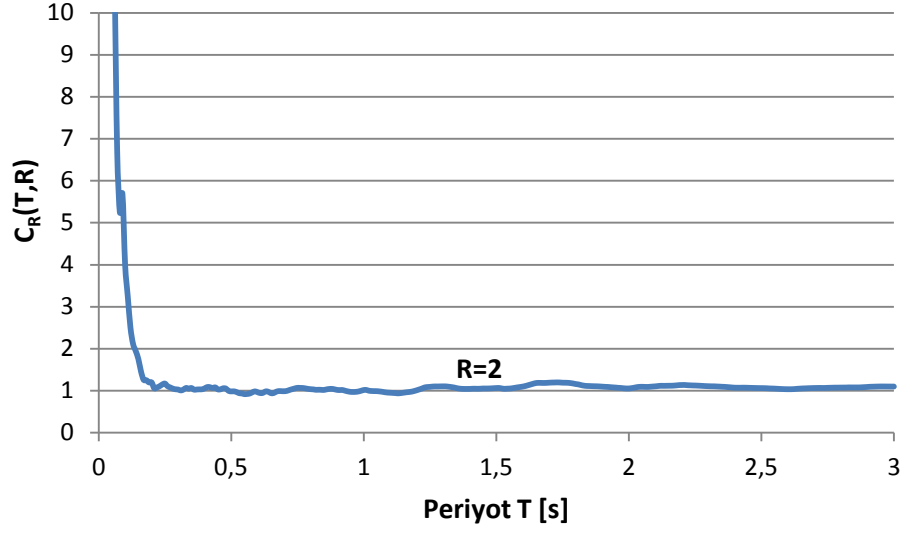
Şekil 4. 5 A/B zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi (R=5)



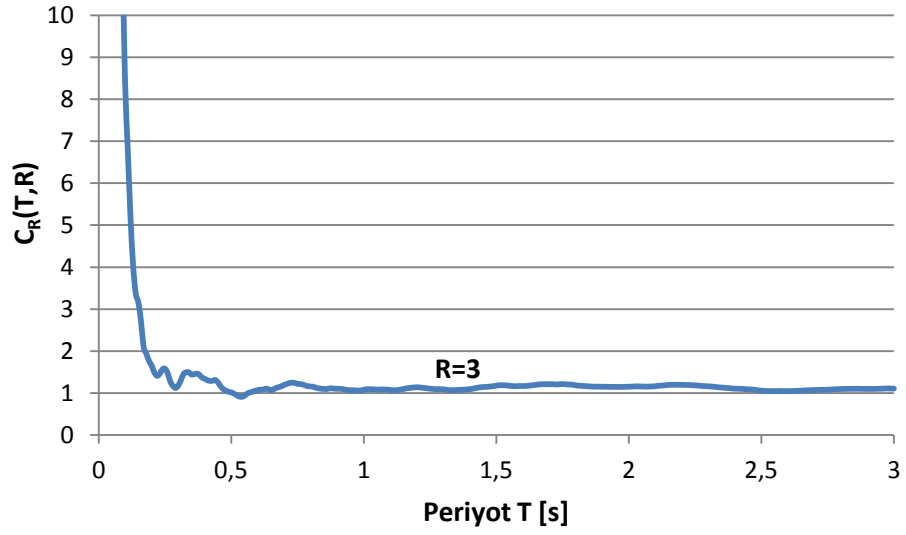
Şekil 4. 6 A/B zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi ($R=6$)



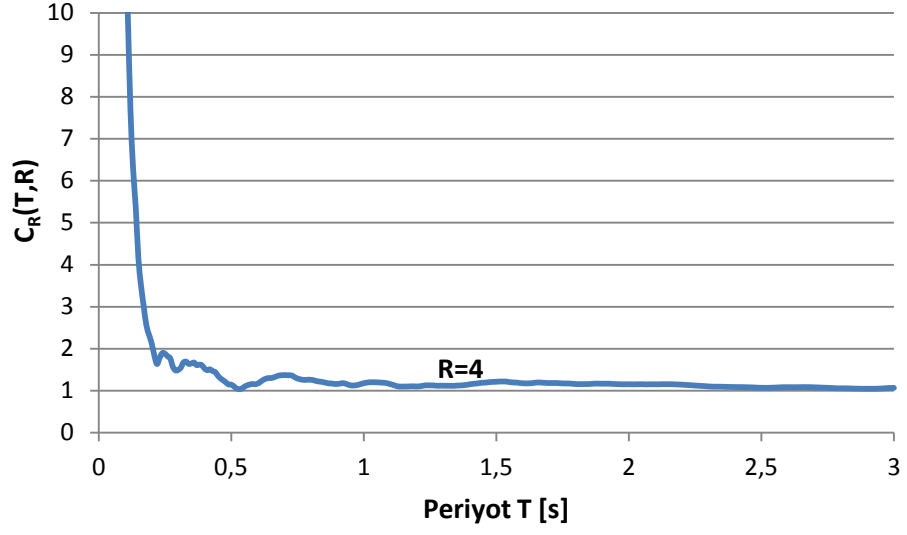
Şekil 4. 7 C zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi ($R=1.5$)



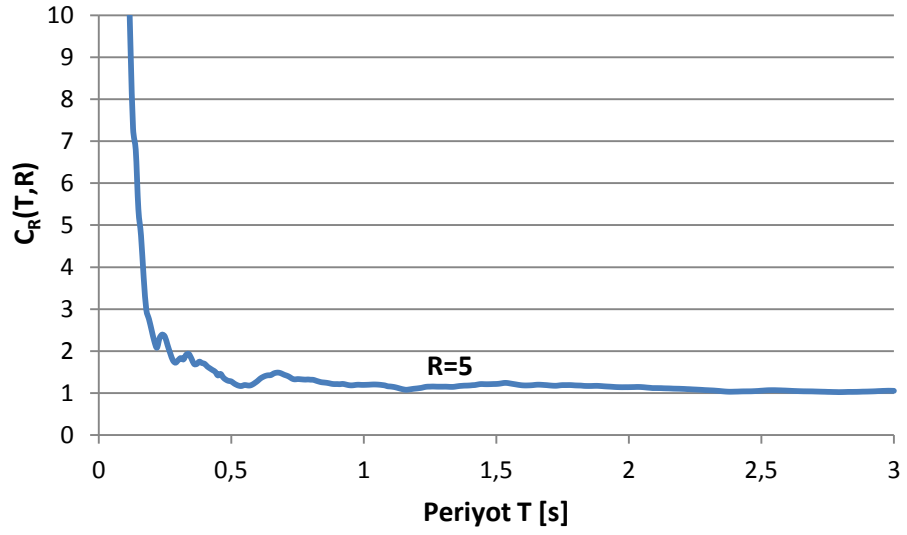
Şekil 4. 8 C zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi (R=2)



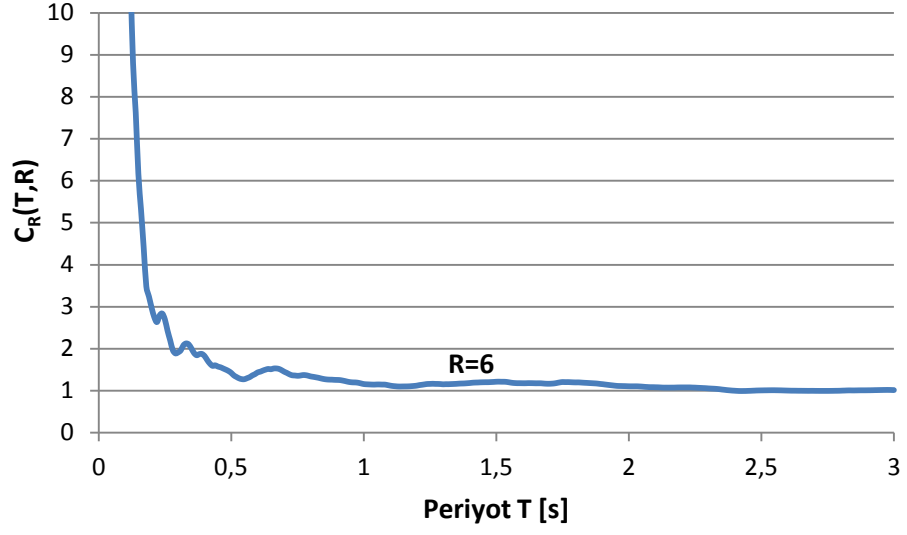
Şekil 4. 9 C zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi (R=3)



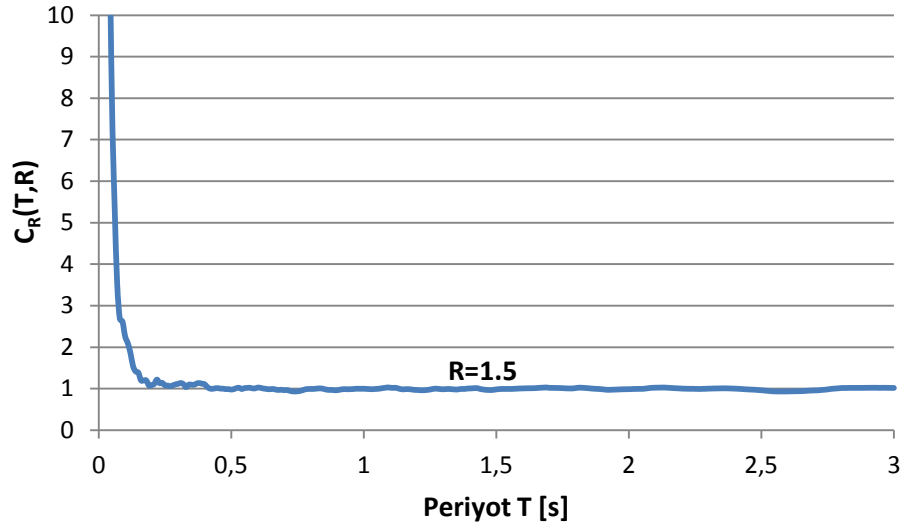
Şekil 4. 10 C zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi (R=4)



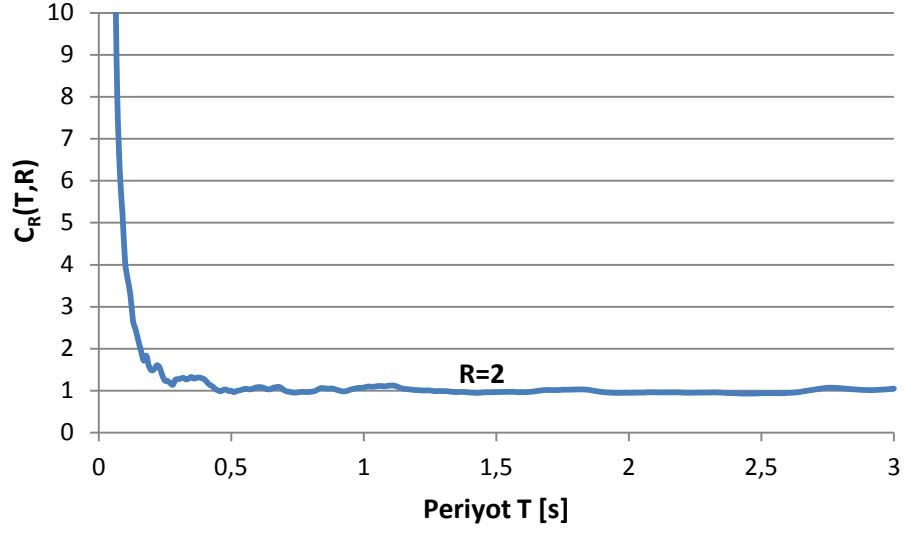
Şekil 4. 11 C zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi (R=5)



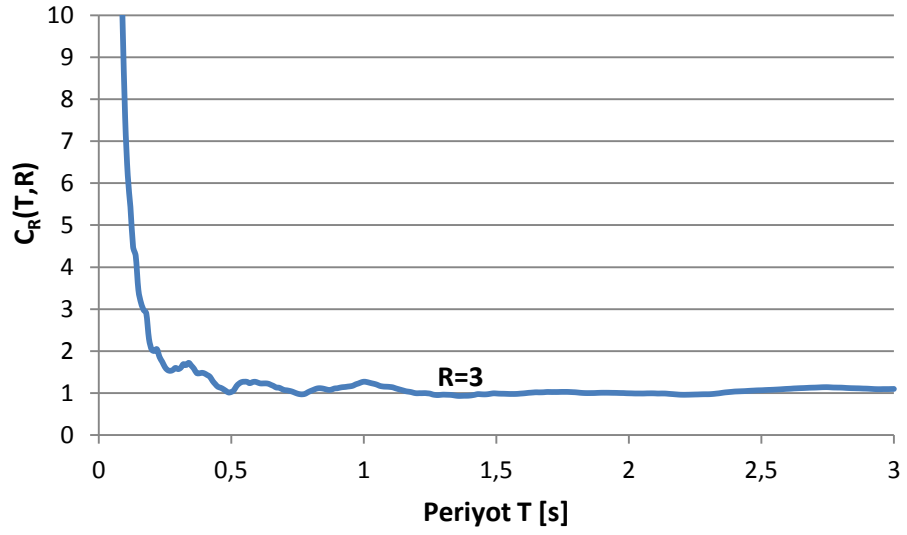
Şekil 4. 12 C zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi (R=6)



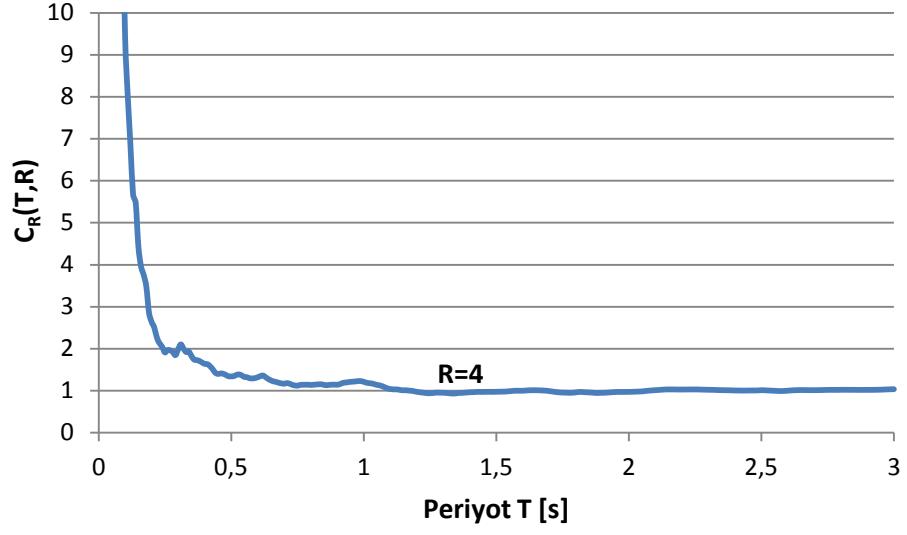
Şekil 4. 13 D zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi (R=1.5)



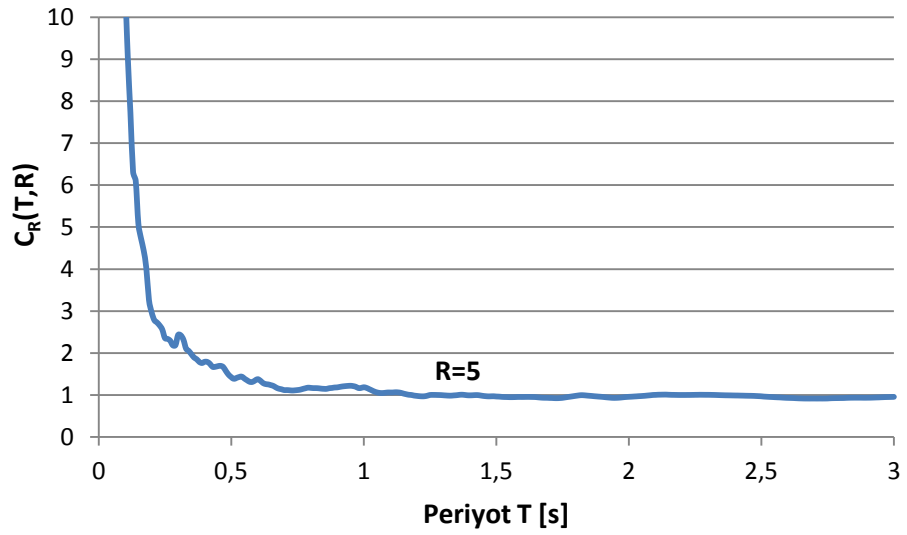
Şekil 4. 14 D zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi (R=2)



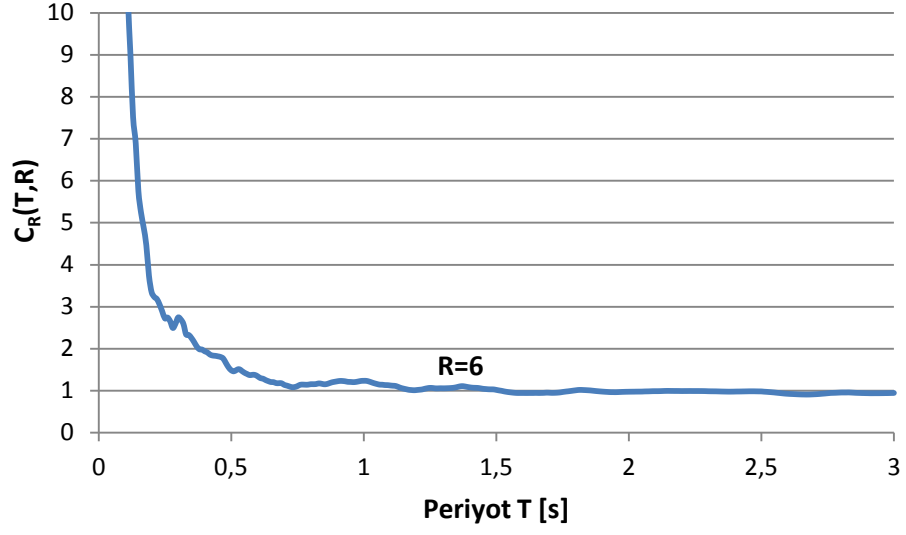
Şekil 4. 15 D zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi (R=3)



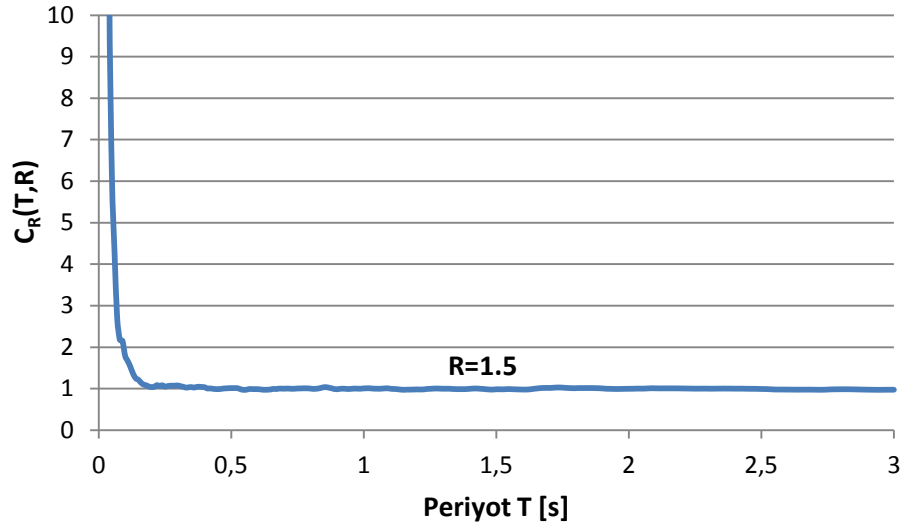
Şekil 4. 16 D zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi ($R=4$)



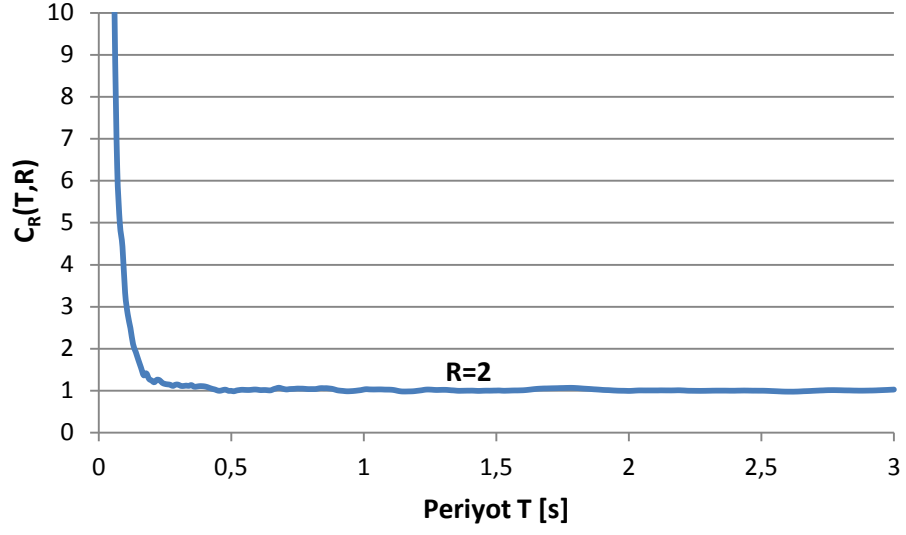
Şekil 4. 17 D zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi ($R=5$)



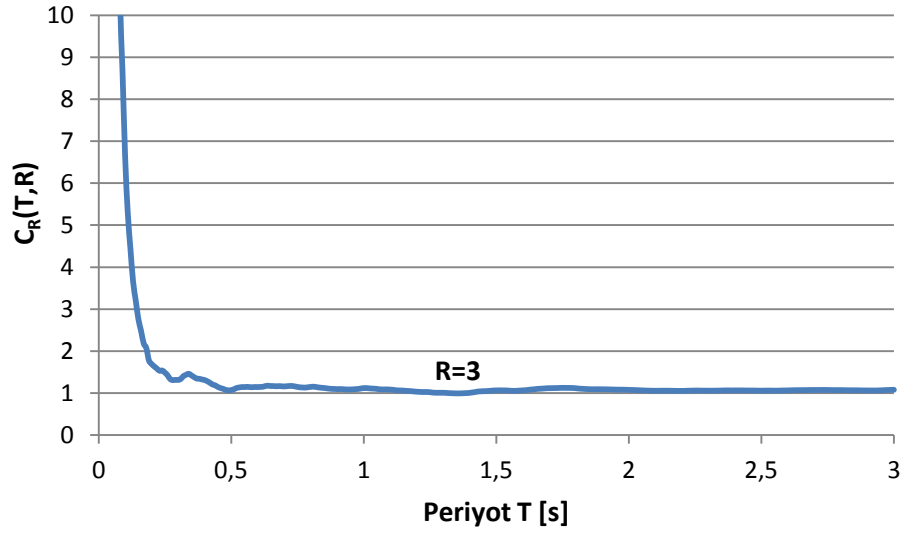
Şekil 4. 18 D zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi (R=6)



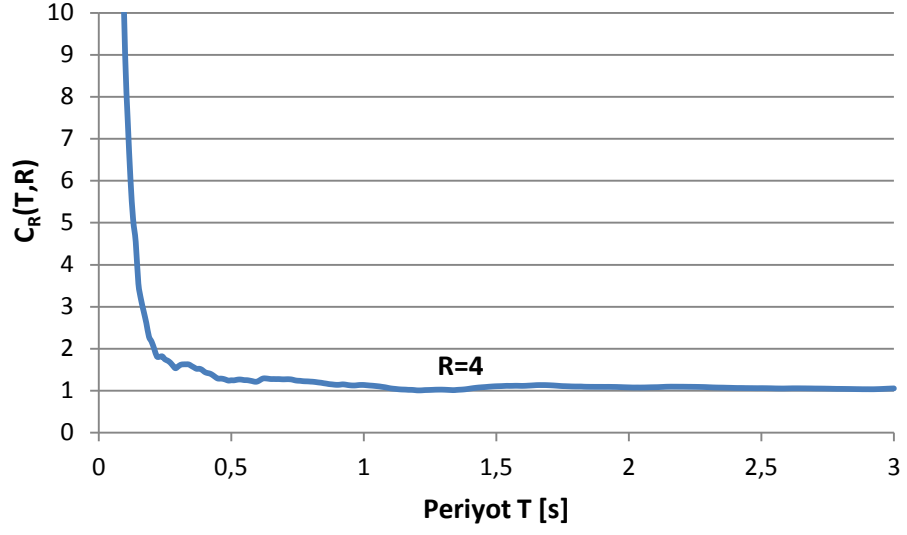
Şekil 4. 19 Tüm zemin sınıfları için C_R -R-T ilişkisi (R=1.5)



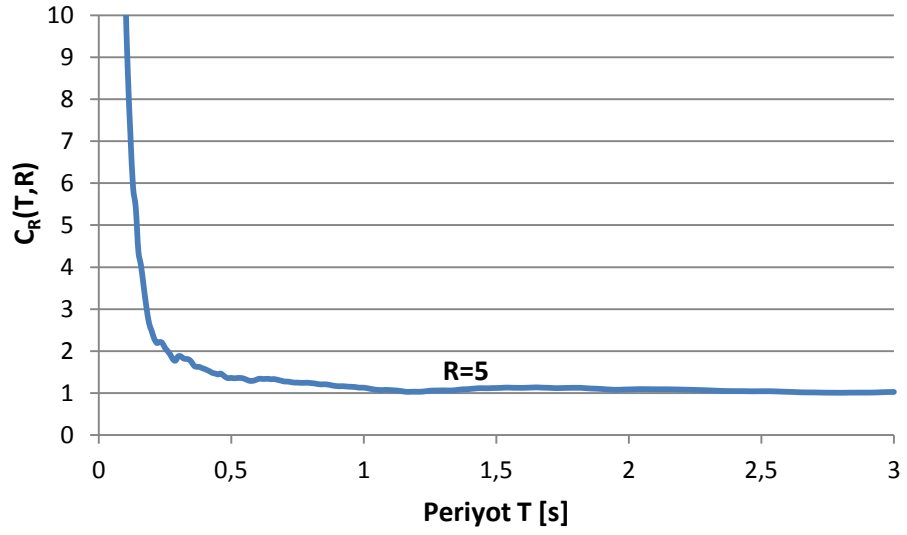
Şekil 4. 20 Tüm zemin sınıfları için C_R -R-T ilişkisi (R=2)



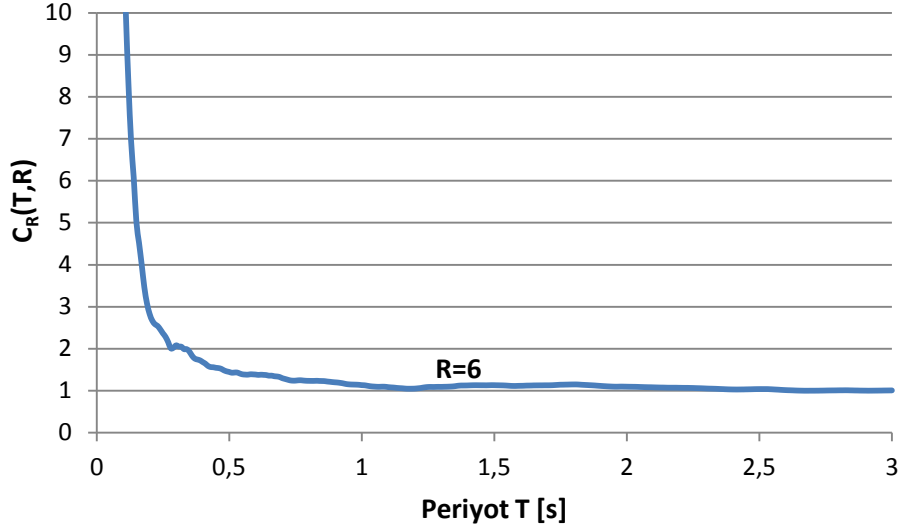
Şekil 4. 21 Tüm zemin sınıfları için C_R -R-T ilişkisi (R=3)



Şekil 4. 22 Tüm zemin sınıfları için C_R -R-T ilişkisi (R=4)



Şekil 4. 23 Tüm zemin sınıfları için C_R -R-T ilişkisi (R=5)



Şekil 4. 24 Tüm zemin sınıfları için C_R -R-T ilişkisi (R=6)

4.3 Regresyon Çözümlemesi

Farklı deprem kayıtları etkisinde oluşan elastik olmayan yerdeğiştirme değişimlerine ait regresyon analizi STATISTICA programı kullanılarak yapılmıştır. Elastik olmayan yerdeğiştirme oranının (C_R) tahminine olanak veren analitik bağıntı, aşağıda gösterilen şekilde elde edilmiştir:

- C_R için aşağıdaki bağıntı seçilmiştir:

$$C_R = 1 + (R-1)a/(T^b) \quad (4.1)$$

Burada a ve b istatistiksel regresyonla tahmin edilen katsayılardır.

Regresyon çözümü sonucu bulunan katsayılar Çizelge 4.3' de gösterilmiştir.

Çizelge 4. 3 Zemin sınıfları için bulunan regresyon katsayıları

Zemin sınıfı	Regresyon katsayıları		Korelasyon
	a	b	R^2
A/B	0.052	1.633	0.947
C	0.125	1.548	0.952
D	0.097	1.624	0.957
Tüm zemin sınıfları	0.091	1.595	0.954

4.4 Hata Ölçütleri ve İstatistiksel Değerlendirme

Bu çalışmada, elastik olmayan TSD sistemlerin elastik olmayan (inelastik) yerdeğiştirme oranı tahmini için basitleştirilmiş bağıntılar önerilmiştir. Doğrusal ve doğrusal olmayan çözümlerle ile gözlenen sonuçlar $((C_R)_{gerçek})$ ve önerilen bağıntılar ile tahmin edilen $((C_R)_{tahmin})$ değerleri karşılaştırılmıştır. Önerilen bağıntıların hassasiyetini değerlendirmek için hata ölçütü belirlenmiştir.

4.4.1 Hata Ölçütü

Hata, gerçek değerler ile yaklaşık yöntemlerden elde edilmiş değerlerin farkı olarak tanımlanmıştır:

$$H_i = [(C_R)_{tahmin}]_i - [(C_R)_{gerçek}]_i \quad (4.2)$$

Hatanın sıfırdan büyük değerleri, önerilen yöntemin gerçek değeri olduğundan büyük, sıfırdan küçük değerleri ise küçük tahmin ettiğini gösterir.

4.4.2 Ağırlıklı Ortalama Hata

Ortalamada önerilen yöntemin gerçek değerleri olduğundan büyük veya küçük tahmin ettiğinin belirlenmesi için, ağırlıklı ortalama hata değeri hesaplanmıştır:

$$AOH = \frac{1}{N} \sum_i^N w_i H_i \quad (4.3)$$

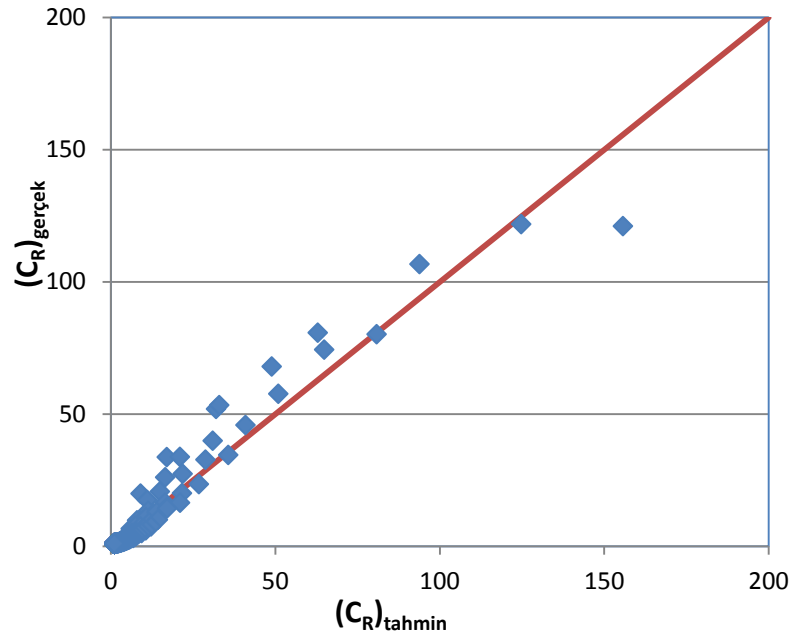
Burada N toplam örnek sayısını, w_i ağırlık parametresini göstermektedir. Bazı yer hareketleri altında, özellikle küçük periyotlu sistemlerde ($T < 0.3s$) meydana gelen çok büyük istemler; ilgili spektral bölgede ortalama hatada büyük sapmalara sebep olmaktadır. Dolayısıyla hataların aritmetik ortalaması alınarak yapılan değerlendirme (ortalama hata, OH) yanıltıcı olabilmektedir. Bu nedenle ortalama hatalar, gözlenen (gerçek) değere göre ağırlıklı olarak hesaplanmıştır:

$$AOH = \frac{1}{N} \sum_i^N \frac{1}{[(C_R)_{gerçek}]_i} \quad H_i = \frac{1}{N} \sum_i^N \frac{1}{[(C_R)_{gerçek}]_i} \left\{ [(C_R)_{tahmin}]_i - [(C_R)_{gerçek}]_i \right\} \quad (4.4)$$

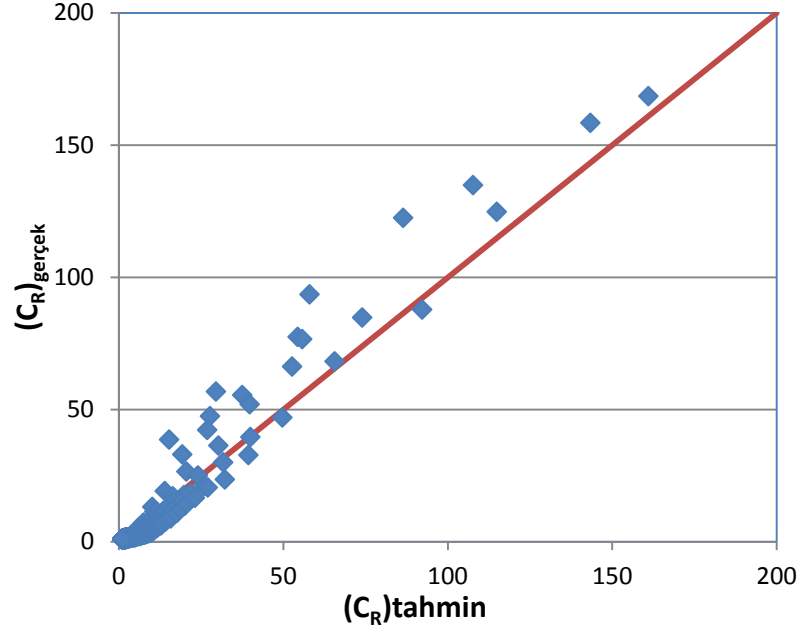
Çizelge 4. 4 Zemin sınıfları için bulunan ağırlıklı ortalama hatalar

	Zemin sınıfı			Tüm zemin sınıfları
	A/B	C	D	
AOH	0,091	0,198	0,179	0,15

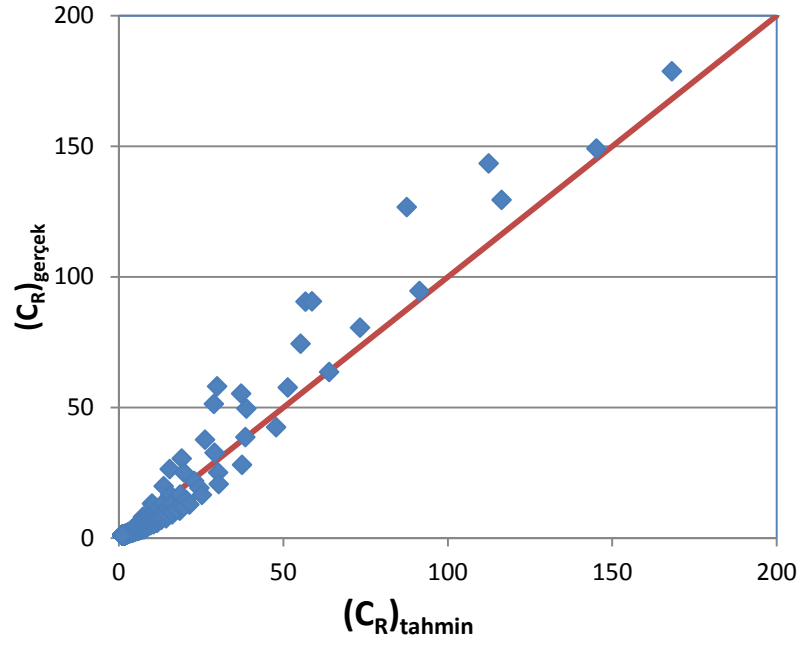
Doğrusal ve doğrusal olmayan çözümlenme ile gözlenen sonuçlar $((C_R)_{gerçek})$ ve önerilen bağıntılar ile tahmin edilen olan $((C_R)_{tahmin})$ değerlerinin grafiksel karşılaştırılması Şekil 4.25 ile Şekil 4.28 arasında gösterilmiştir.



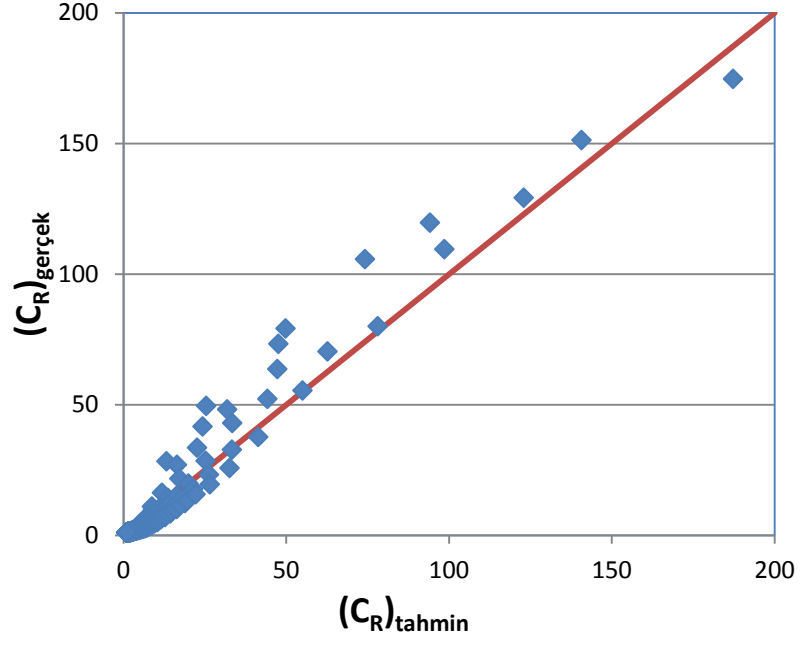
Şekil 4. 25 A/B zemin sınıfı için $(C_R)_{tahmin} - (C_R)_{gerçek}$ ilişkisi



Şekil 4. 26 C zemin sınıfı için $(C_R)_{\text{tahmin}}$ - $(C_R)_{\text{gerçek}}$ ilişkisi



Şekil 4. 27 D zemin sınıfı için $(C_R)_{\text{tahmin}}$ - $(C_R)_{\text{gerçek}}$ ilişkisi



Şekil 4. 28 Tüm zemin sınıfları için $(C_R)_{\text{tahmin}}$ - $(C_R)_{\text{gercek}}$ ilişkisi

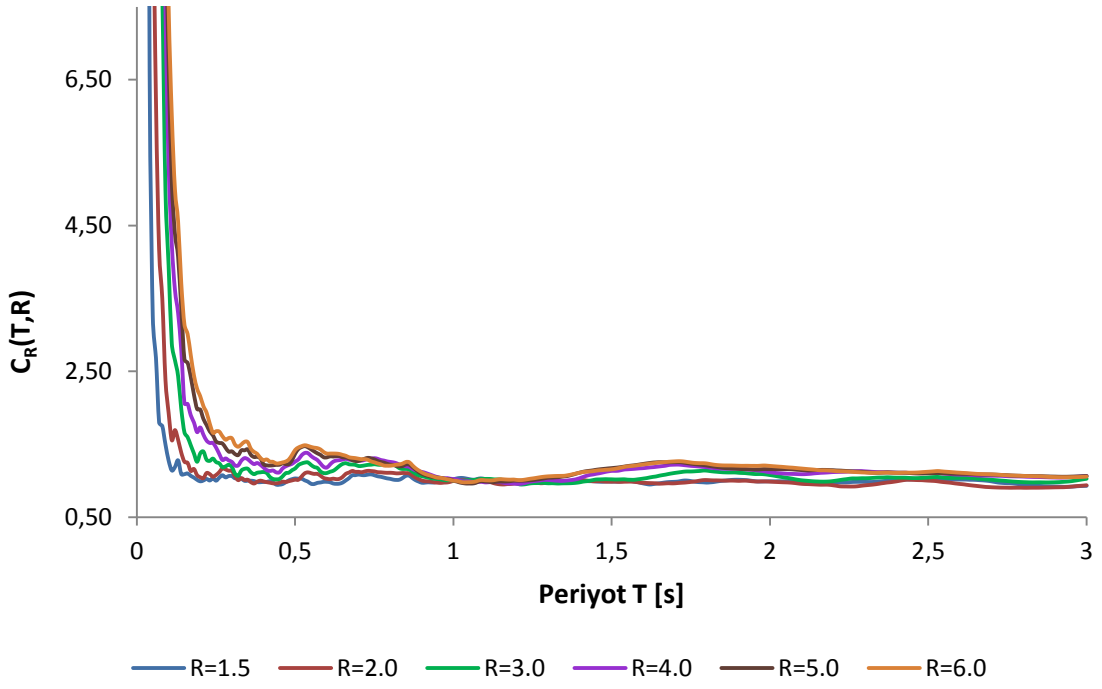
BÖLÜM 5

SONUÇ VE ÖNERİLER

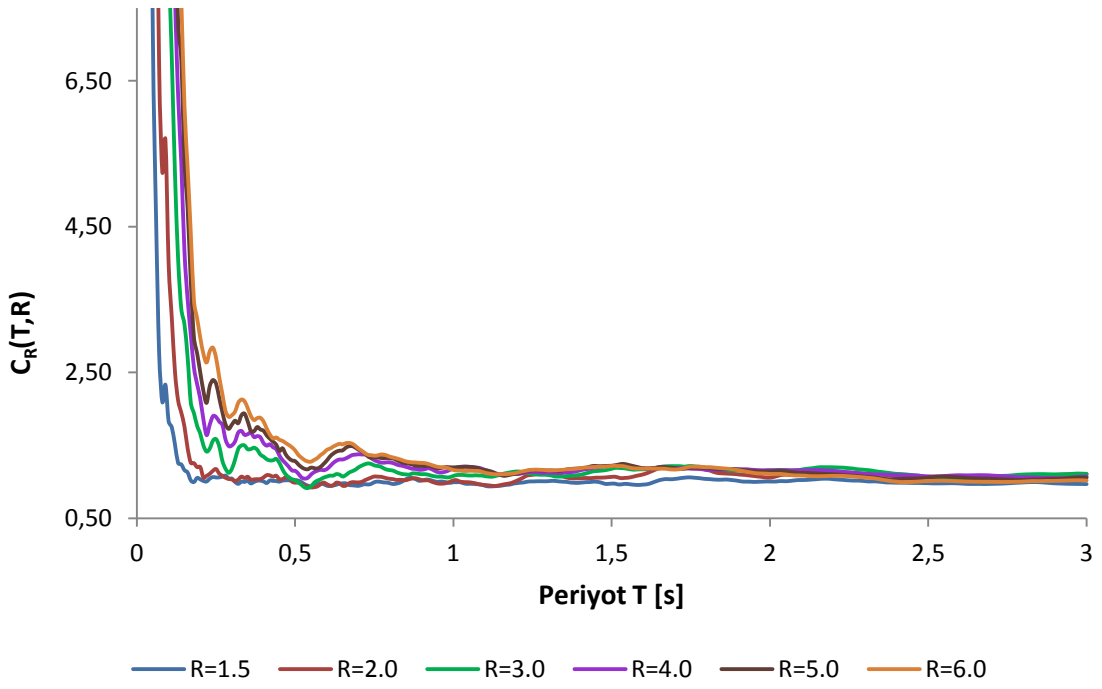
Doğrusal olmayan yerdeğiştirme oranı, temel olarak dayanım azaltma katsayısı ve doğal titreşim periyodunun fonksiyonu olup, yer hareketi isteminin belirlenmesinde kullanılan temel parametredir.

Bu çalışmada tek serbestlik dereceli sistemlerin elastik olmayan (inelastik) yerdeğiştirme oranı incelenmiş, elde edilen sonuçlardan yararlanarak elastik olmayan yerdeğiştirme oranının tahmini için bir bağıntı önerilmiştir. Farklı zemin koşullarını temsil eden 60 adet deprem ivme kaydı etkisinde doğal titreşim periyotları 0.02 s ile 3 s arasında değişen elastoplastik TSD sistemler göz önüne alınmıştır. Çözömler altı farklı dayanım azaltma katsayısı ($R = 1.5, 2, 3, 4, 5, 6$) dikkate alınarak yapılmıştır.

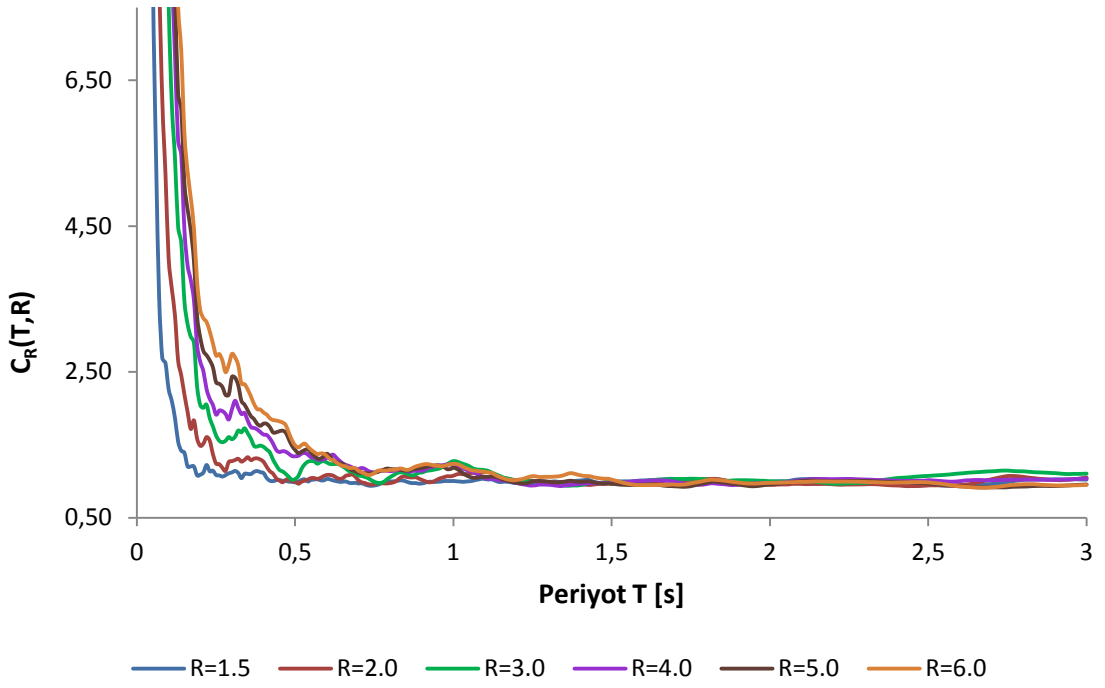
Tüm zemin sınıflarına ait C_R - R - T ilişkisinin yer aldığı grafikler, Şekil 5.1 ile Şekil 5.4 arasında verilmiştir.



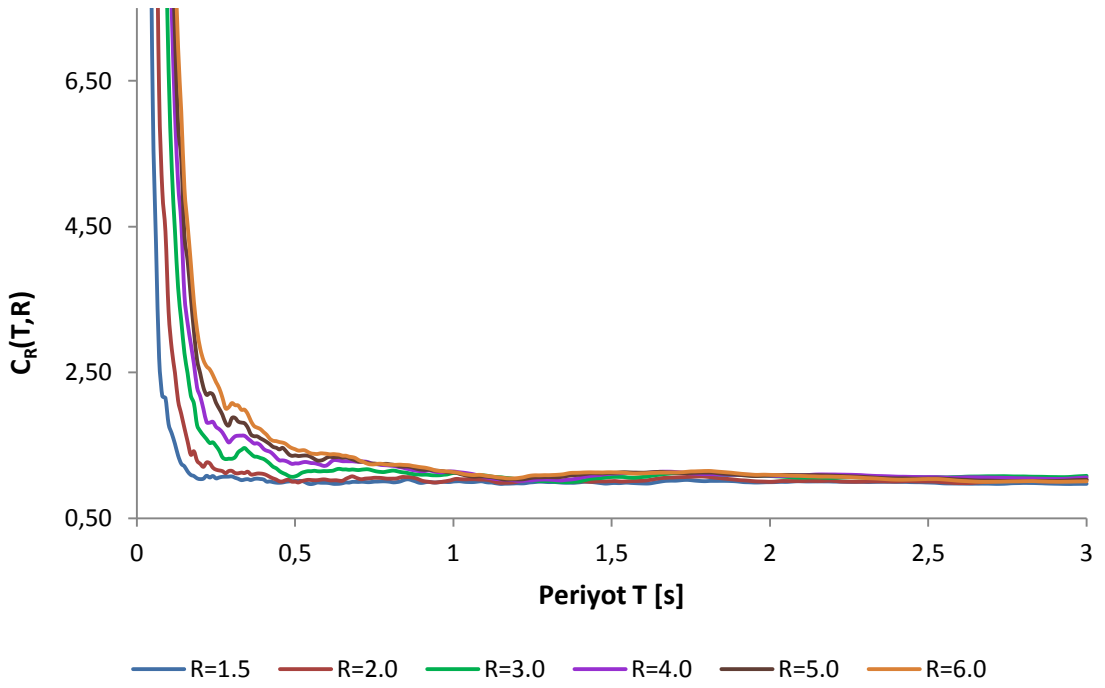
Şekil 5. 1 A/B zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi



Şekil 5. 2 C zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi



Şekil 5. 3 D zemin sınıfı için C_R -R-T ilişkisi



Şekil 5. 4 Tüm zemin sınıfları için C_R -R-T ilişkisi

Doğrusal olmayan yerdeğıştirmelerin hızlı ve basit bir şekilde tahmin edilebilmesi amacıyla ampirik bir ifade önerilmiştir.

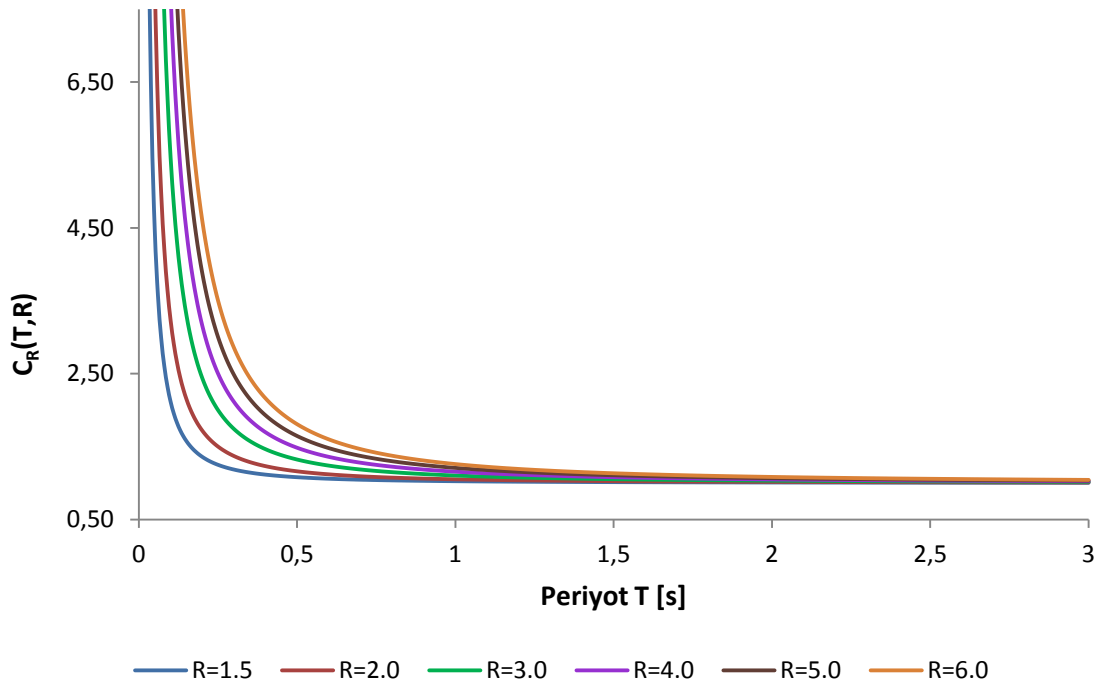
$$C_R = 1 + (R-1)a/(T^b) \quad (5.1)$$

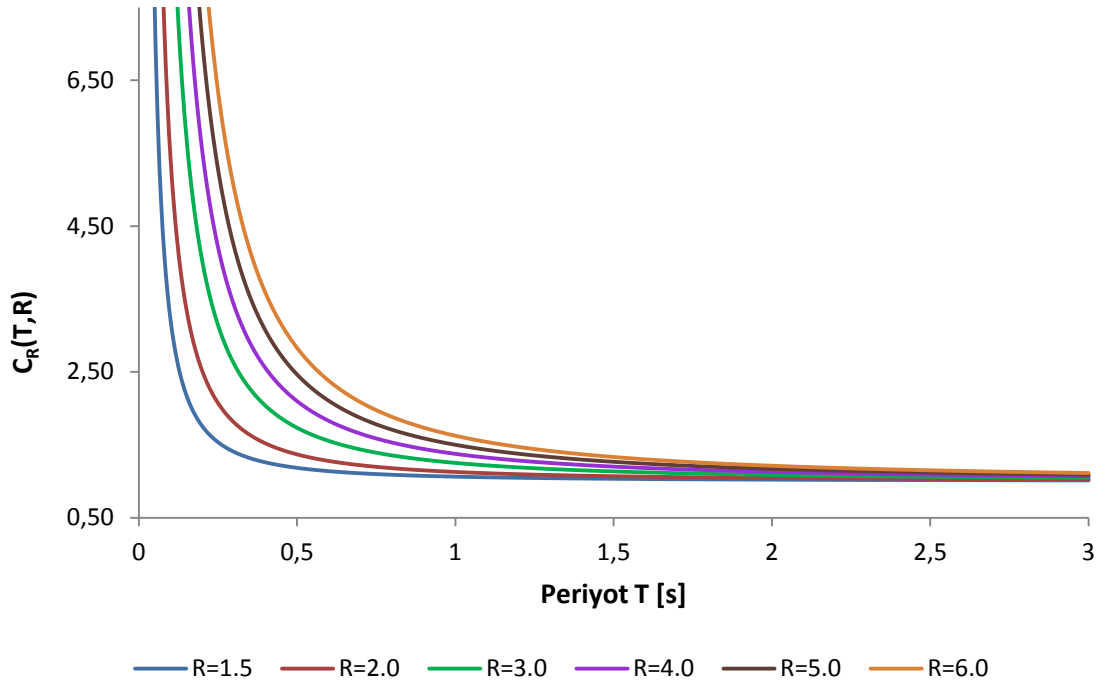
Zemin sınıfları için bulunan regresyon katsayıları grafikte verilmiştir (Çizelge 5.1)

Çizelge 5. 1 Zemin sınıfları için bulunan regresyon katsayıları

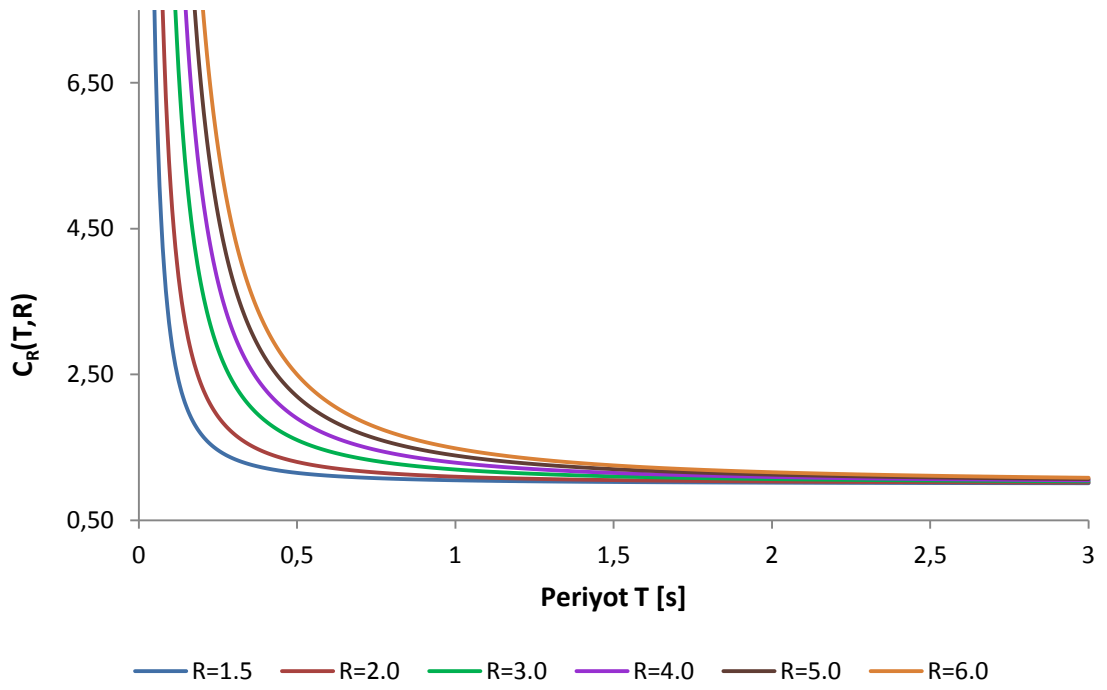
Zemin sınıfı	Regresyon katsayıları		Korelasyon
	a	b	R ²
A/B	0.052	1.633	0.947
C	0.125	1.548	0.952
D	0.097	1.624	0.957
Tüm zemin sınıfları	0.091	1.595	0.954

Önerilen bağıntı ile tahmin edilen yerdeğıştirme oranına ((C_R)_{tahmin}) ait değerlerin dayanım azaltma katasayısı (R) ve periyoda (T) bağıli grafiksel gösterimi Şekil 5.5 ile Şekil 5.8 arasında verilmiştir.

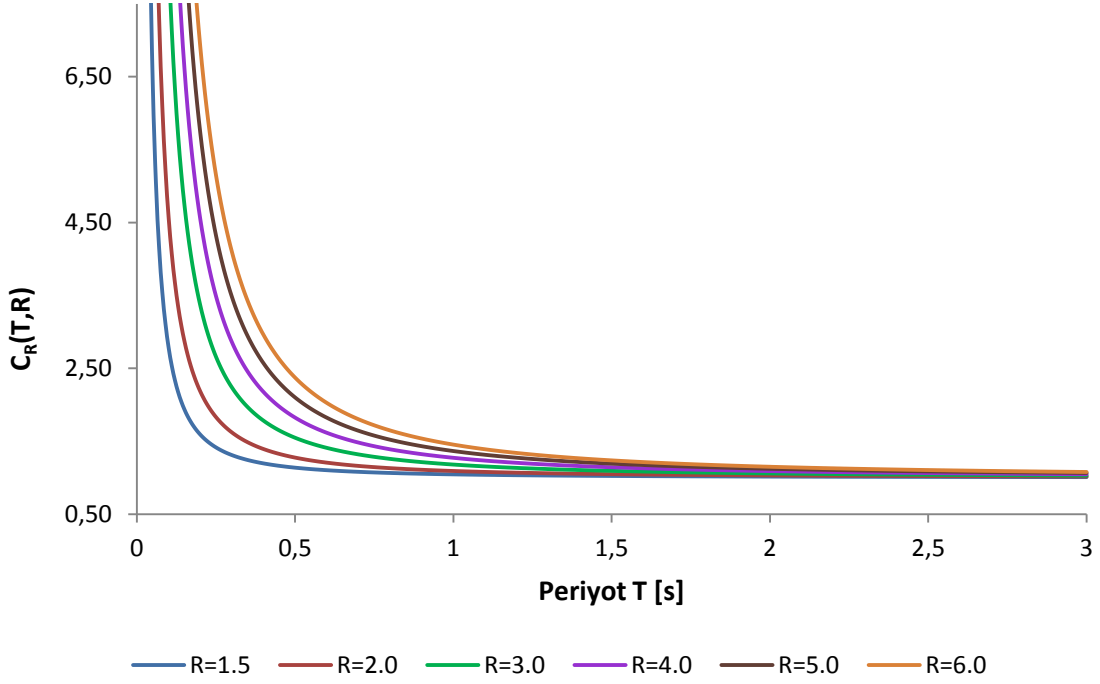




Şekil 5. 6 C zemin sınıfı için $(C_R)_{\text{tahmin}}$ -R-T ilişkisi



Şekil 5. 7 D zemin sınıfı için $(C_R)_{\text{tahmin}}$ -R-T ilişkisi



Şekil 5. 8 Tüm zemin sınıfları için $(C_R)_{\text{tahmin}}$ -R-T ilişkisi

Yapılan incelemelerde dayanım azaltma katsayısının (R) artmasıyla orantılı olarak doğrusal olmayan yerdeğiştirme oranının (C_R) arttığı gözlenmiştir.

Yapının doğal titreşim periyodunun çok küçük olduğu durumlarda elastik olmayan yerdeğiştirme değerinin elastik yerdeğiştirme değerinden çok büyük olduğu görülmektedir.

Yapının doğal titreşim periyodunun artışıyla ise elastik olmayan yerdeğiştirme değeri elastik yerdeğiştirme değerine yaklaştığı gözlenmiştir (eşit yerdeğiştirme kuralı).

KAYNAKLAR

- [1] Aydınoğlu, M.N. ve Kaçmaz, Ü., (2002). "Strength-Based Displacement Amplification Spectra for Inelastic Seismic Performance Evaluation", BÜ.
- [2] Börekçi, M., (2008). Betonarme Yapılarda Yük-Yer değiştirme İlişkisinin Hasar Olasılığı Üzerine Etkisi, Yüksek Lisans Tezi, YTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [3] Celep, Z. ve Kumbasar, N., (2004). Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, Beta Dağıtım, İstanbul.
- [4] Chopra, A.K. (2001). Dynamics of Structures: Theory and Applications to Eartquake Engineering, Prentice Hall, New Jersey.
- [5] Chopra, A.K. ve Chintanapakdee, C., (2004). "Inelastic Deformation Ratios for Design and Evaluation of Structures: Single-Degree-of-Freedom Bilinear Systems".
- [6] Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik 2007 (DBYBHY 2007), Bayındırlık Bakanlığı, Ankara.
- [7] FEMA 356, (2000). "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", FEMA, Washington, DC.
- [8] FEMA 440, (2005). "Improvement Of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures", FEMA, Washington, DC.
- [9] Hancioğlu, B., (2009). Yapıların Deprem Davranışının Enerji Esaslı Analizi, Doktora Tezi, YTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [10] Kutanis, M., "Yapı ve Deprem Mühendisliğinde Performans Yaklaşımı-2", İMO, Sakarya Bülten.
- [11] Kutanis, M., (2008), "Performansa Dayalı Değerlendirme", İMO Tekirdağ Meslekiçi Eğitim Semineri.
- [12] Miranda, E., (2000). "Inelastic Displacement Ratios for Structures on Firm Sites", Journal of Structural Engineering, 126(10), 1150-1159.
- [13] Miranda,E., (2001), "Estimation of Inelastic Deformation Demands of SDOF Syatems", Journal of Structural Engineering, 127(9), 1005-1012.

- [14] Miranda, E. ve Ruiz-Garcia, J., (2001). "Evaluation of Approximate Methods to Estimate Maximum Inelastic Displacement Demands", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2002, 31:539-560.
- [15] Polat, Z., Kırçıl, M.S. ve Hancıoğlu B., (2004). "Mevcut Betonarme Binaların Deprem Güvenliklerinin Belirlenmesinde Performans Yaklaşımı", YTÜ.
- [16] Ruiz-Garcia, J. ve Miranda, E., (2004). "Inelastic Displacement Ratios for Design of Structures on Soft Soils Sites", *Journal of Structural Engineering*, 130(12), 2051-2061.
- [17] Whittaker, A., Constantinou, M. ve Tsopeias, P., (1998). "Displacement Estimates For Performance-Based Seismic Design", *Journal of Structural Engineering*, 905-912.

ÖZGEÇMİŞ

KİŞİSEL BİLGİLER

Adı Soyadı : Gül BARAN
Doğum Tarihi ve Yeri : 10.12.1987 - İstanbul
Yabancı Dili : İngilizce
E-posta : roseworld87@hotmail.com

ÖĞRENİM DURUMU

Derece	Alan	Okul/Üniversite	Mezuniyet Yılı
Yüksek Lisans	Yapı Anabilim Dalı	Yıldız Teknik Üniversitesi	2012
Lisans	İnşaat Mühendisliği	Sakarya Üniversitesi	2009
Lise	Fen Bölümü	Bingül Erdem Lisesi(YDA)	2005

İŞ TECRÜBESİ

Yıl	Firma/Kurum	Görevi
2011	Güçer Mimarlık ve Mühendislik	İnşaat Mühendisi
2010	Ersu Yapı	İnşaat Mühendisi