

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ELASTİK ZEMİNLE ETKİLEŞEN TSD SİSTEMLERDE SÜNEKLİK
TALEBİNİN BELİRLENMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
Oğuz Can ÖĞÜT**

Anabilim Dalı : İnşaat Mühendisliği

Programı : Deprem Mühendisliği

Tez Danışmanı: Doç. Dr. A. Necmettin GÜNDÜZ

HAZİRAN 2011

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ELASTİK ZEMİNLE ETKİLEŞEN TSD SİSTEMLERDE SÜNEKLİK
TALEBİNİN BELİRLENMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
Oğuz Can ÖĞÜT
(501091245)**

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 05 Mayıs 2011

Tezin Savunulduğu Tarih : 09 Haziran 2011

**Tez Danışmanı : Doç. Dr. A. Necmettin GÜNDÜZ (İTÜ)
Diğer Jüri Üyeleri : Prof. Dr. Zekai CELEP (İTÜ)
Prof. Dr. Feridun ÇILI (İTÜ)**

HAZİRAN 2011

ÖNSÖZ

Hazırlanan bu çalışmanın oluşmasında bilgi ve tecrübesiyle önemli katkıları olan, yakın ilgi ve desteğiyle mesleğimi sevmemde büyük rol oynayan değerli hocam Sayın Doç. Dr. A. Necmettin Gündüz'e ve yüksek lisans öğrenimim boyunca maddi destek aldığım TÜBİTAK Bilim İnsanı Destekleme Daire Başkanlığı'na teşekkürlerimi sunarım.

Haziran 2011

Oğuz Can Öğüt
(Araştırma Görevlisi)

İÇİNDEKİLER

Sayfa

İÇİNDEKİLER	v
KISALTMALAR	vii
ÇİZELGE LİSTESİ	ix
ŞEKİL LİSTESİ	xi
SEMBOL LİSTESİ	xvii
ÖZET	xix
SUMMARY	xxi
1. GİRİŞ	1
1.1 Tezin Amacı.....	1
2. YAPI- ZEMİN ETKİLEŞİMİ	3
2.1 Problemin Tanıtımı.....	3
2.1.1 Tarihçe.....	3
2.1.2 Kapsadığı disiplinler.....	4
2.2 Etkileşim Türleri.....	4
2.2.1 Kinematik etkileşim.....	5
2.2.2 Eylemsizlik etkileşimi.....	5
2.3 Zeminin Modellenmesi.....	6
2.3.1 Elastik yarı-sonsuz zemin modeli.....	7
2.3.2 Statik dış yük altında zemin rijitliklerinin elde edilmesi.....	7
2.3.3 Dinamik dış yük altında zemin rijitliklerinin elde edilmesi.....	11
3. DİNAMİK YÜK ALTINDAKİ YAPI-ZEMİN SİSTEMİNİN ANALİZİ	13
3.1 Ayrıntılı Çözüm Yöntemleri.....	13
3.1.1 Doğrudan yöntem.....	13
3.1.2 Ayrık çözüm yöntemi.....	14
3.1.3 İleri çözüm yöntemlerinin sorunları.....	15
3.2 Fiziksel Modeller.....	15
3.2.1 Koni modeli.....	16
3.2.1.1 Elastik yarı- sonsuz zemin ve gömülü olmayan temel durumu	16
3.2.1.2 Tabakalı zemin ve gömülü olmayan temel durumu	24
3.2.1.3 Gömülü temel durumu	25
3.2.2 Toplu parametre modelleri.....	26
3.2.2.1 Dış yükün frekansına bağlı modeller	27
3.2.2.2 Dış yükün frekansından bağımsız modeller	28
4. DOĞRUSAL OLMAYAN SİSTEMLERİN DİNAMİK ANALİZİ	37
4.1 Tek Serbestlik Dereceli Sistemler.....	37
4.1.1 Doğrusal TSD sistemlerin deprem etkisi altında analizi.....	38
4.1.2 Doğrusal olmayan TSD sistemlerin deprem etkisi altında analizi.....	39
4.1.2.1 Elastik bölgeden plastik bölgeye geçiş adımı yapılan hesap	40
4.1.2.2 Plastik bölgeden elastik bölgeye geçiş adımı yapılan hesap	42
4.2 Çok Serbestlik Dereceli Sistemler.....	43

4.2.1 Üç serbestlik dereceli yapı- zemin sistemi	44
4.2.2 Gömülü olmayan temel durumunda maymun kuyruğu modeli- yapı sistemi	48
4.2.3 Gömülü temel durumunda maymun kuyruğu modeli- yapı sistemi	50
4.3 Elastik Olmayan Spektrumlar	52
4.3.1 Süneklik talebi, süneklik kapasitesi ve dayanım azaltma faktörü	52
4.3.2 Sabit dayanım azaltma faktörlü süneklik talebi-periyot garfiğinin elde edilmesi	54
4.3.3 Sabit süneklikli dayanım azaltma faktörü-periyot grafiğinin elde edilmesi	55
5. ZEMİNLE ETKİLEŞEN TSD SİSTEMLER ÜZERİNE YAPILMIŞ ÇALIŞMALAR.....	57
5.1 Eşdeğer TSD Sistem Yaklaşımı.....	57
5.2 Gömülü Olmayan Temelli Doğrusal Olmayan TSD Sistemler	58
5.2.1 Yapı-zemin etkileşiminin süneklik talebine etkisi	58
5.2.2 Yapı-zemin etkileşiminin dayanım azaltma faktörüne etkisi	64
5.3 Gömülü Temelli Doğrusal Olmayan TSD Sistemler	68
5.3.1 Temel gömülümünün süneklik talebini azalttığını belirten çalışmalar	68
5.3.2 Temel gömülümünün süneklik talebini arttırdığını belirten çalışmalar	70
6. ÇALIŞMA KAPSAMINDA YAPILANLAR.....	75
6.1 Gömülü Olmayan Temelli TSD Sistemler Üzerine Yapılan Çalışmalar	75
6.1.1 Michoacan (1985) Depremi üzerine yapılan çalışma.....	75
6.1.2 Toplu parametre modellerinin karşılaştırılması.....	77
6.1.2.1 TSD sistem için oluşturulmuş olan programın kontrolü	77
6.1.2.2 Sabit süneklikli dayanım azaltma faktörü-periyot grafiklerinin karşılaştırılması	79
6.1.2.3 Sabit süneklik talebi oluşturan dayanımların karşılaştırılması	84
6.2 Gömülü Temelli TSD Sistemler Üzerine Yapılan Çalışmalar	87
6.2.1 Toplu parametre modeline sallenma temel girdi hareketinin etkilenmesi ..	89
6.2.2 Gömülüm oranının yapının elastik olmayan davranışına etkisi	90
6.2.3 Geometrik oranın elastik olmayan davranışına etkisi	95
6.2.3.1 Aynı geometrik orana sahip sistemlerde temel yarıçapının süneklik talebine etkisi	97
6.2.4 Kayma dalgası hızının yapının elastik olmayan davranışına etkisi	98
6.2.5 Süneklik kapasitesinin yapının elastik olmayan davranışına etkisi	99
6.2.6 Zemin kütle yoğunluğunun yapının elastik olmayan davranışına etkisi ..	101
6.2.7 Diğer parametrelerin yapının elastik olmayan davranışına etkisi.....	104
7. SONUÇ VE ÖNERİLER.....	107
7.1 Yapılabilecek Araştırmalar	108
KAYNAKLAR.....	109
ÖZGEÇMİŞ.....	123

KISALTMALAR

SSI	: Yapı-Zemin Etkileşimi (Soil-Structure Interaction)
SDOF	: Tek Serbestlik Dereceli (Single Degree of Freedom)
TSD	: Tek Serbestlik Dereceli
EAP	: Deprem Hücüm Gücü (Earthquake Attack Power)

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1 : Dairesel yayılı yük altında elastik yarı-sonsuz modelin statik rijitlikleri [1].	11
Çizelge 3.1 : Elastik yarı-sonsuz zemin üzerinde gömülü olmayan kütsüz temel olması durumunda koni modelinden elde edilmiş oluşturulabilecek ayırık eleman modelinin parametreleri [5].	20
Çizelge 3.2 : Standart toplu parametre modeli hesap tablosu [4].	30
Çizelge 3.3 : Gömülü olmayan temel toplu parametre modeli hesap tablosu [4].	31
Çizelge 3.4 : Gömülü temel toplu parametre modeli hesap tablosu ($\nu=0.25$) [4].	33
Çizelge 3.5 : Tabakalı zemin için oluşturulmuş bir toplu parametre modeli örneği hesap tablosu [4].	34
Çizelge 4.1 : Doğrusal TSD sistem için Newmark Beta yöntemi hesap adımları [6].	38
Çizelge 4.2 : TSD sistem için değiştirilmiş Newton-Raphson iterasyonu hesap adımları [6].	41
Çizelge 5.1 : Serbest bölge hareketinden eşdeğer yatay temel girdi hareketine geçişte kullanılacak regresyon katsayıları [16].	73
Çizelge 6.1 : Michoacan (1985) Depremi SCT1 doğu-batı kaydına ait Housner şiddeti ,efektif ivme ve efektif süre değerleri.	77
Çizelge 6.2 : Analiz için seçilen deprem kayıtları.	88
Çizelge 6.3 : Sert zeminden alındığı düşünülen kayıtlar.	93
Çizelge 6.4 : Normal sıkılıktaki zeminden alındığı düşünülen kayıtlar.	94
Çizelge 6.5 : Yumuşak zeminden alındığı düşünülen kayıtlar.	94

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : Kinematik etkileşimin oluşmadığı özel durum [1].	5
Şekil 2.2 : Eylemsizlik etkileşimi ve radyasyon sönümünün oluşumu [2].	6
Şekil 2.3 : Elastik yarı-sonsuz zemin modeli [1].	7
Şekil 2.4 : Farklı temel rijitlikleri için yayılı yük dağılım grafikleri (a) düşey ve yatay hareket modu (b) sallanma ve burulma hareket modu [1].	10
Şekil 2.5 : Farklı temel rijitlikleri için yer değiştirme değişkeni tablosu [1].	12
Şekil 3.1 : Doğrudan yöntem için oluşturulmuş, yapı-zemin sisteminin dinamik analiz modeli [4].	14
Şekil 3.2 : Ayrık çözüm yöntemi için oluşturulmuş yarı-sonsuz zemin modeli [4].	14
Şekil 3.3 : Elastik yarı-sonsuz zemin ve gömülü olmayan temel durumunda koni modelinin gösterimi [5].	16
Şekil 3.4 : Farklı hareket modları için görünüş oranları [5].	19
Şekil 3.5 : a) Zeminde kesik koni modeli. b) Düşey ve yatay hareket modunda oluşturulacak ayrık eleman modeli c) Sallanma ve burulma hareket modunda oluşturulacak ayrık eleman modelleri [5].	20
Şekil 3.6 : Yatay hareket modunda koni modeli(düz çizgi) ve ileri çözüm yöntemleri (noktalar) ile elde edilmiş $k(a_0)$ ve $c(a_0)$ değerlerinin karşılaştırılması [5].	22
Şekil 3.7 : Düşey hareket modunda koni modeli(düz çizgi) ve ileri çözüm yöntemleri (noktalar) ile elde edilmiş $k(a_0)$ ve $c(a_0)$ değerlerinin karşılaştırılması [5].	22
Şekil 3.8 : Burulma hareket modunda koni modeli(düz çizgi) ve ileri çözüm yöntemleri (noktalar) ile elde edilmiş $k(a_0)$ ve $c(a_0)$ değerlerinin karşılaştırılması [5].	23
Şekil 3.9 : Sallanma hareket modunda koni modeli(düz çizgi) ve ileri çözüm yöntemleri (noktalar) ile elde edilmiş $k(a_0)$ ve $c(a_0)$ değerlerinin karşılaştırılması [5].	23
Şekil 3.10 : Tabakalı zemin durumunda yansıyan ve kırılan deprem dalgalarının gösterimi [5].	24
Şekil 3.11 : Gömülü temel durumunda disklerin yerleştirilmesi [5].	25
Şekil 3.12 : Düşey hareket modu için gömülü temel durumunda dinamik rijitlik matrisinin elde edilmesinde izlenen yol [5].	26
Şekil 3.13 : Hsieh(1962)'in oluşturduğu toplu parametre modeli [1].	28
Şekil 3.14 : Lysmer analogunun düşey hareket modunda frekans ortamındaki çözüm ile karşılaştırılması [1].	29
Şekil 3.15 : Standart toplu parametre modelleri a) düşey ve yatay hareket modu için b) burulma ve sallanma hareket modu için [4].	30
Şekil 3.16 : Gömülü olmayan temel toplu parametre modelleri a) düşey ve yatay hareket modu için b) burulma ve sallanma hareket modu için [4].	31
Şekil 3.17 : Düşey hareket modunda gömülü olmayan temel için toplu parametre modeli(düz çizgi) ve ileri çözüm yöntemleri (noktalar) ile elde edilmiş $k(a_0)$ ve $c(a_0)$ değerlerinin karşılaştırılması [4].	32

Şekil 3.18 : Sallanma hareket modunda gömülü olmayan temel için toplu parametre modeli(düz çizgi) ve ileri çözüm yöntemleri (noktalar) ile elde edilmiş $k(a_0)$ ve $c(a_0)$ değerlerinin karşılaştırılması [4].	32
Şekil 3.19 : Gömülü temel toplu parametre modeli[4].	33
Şekil 3.20 : Tabakalı zemin için bir toplu parametre modeli örneği [4].	35
Şekil 4.1 : TSD sistem olarak modellenebilecek yapı türleri [4].	37
Şekil 4.2 : Sekant ve teğet rijitliklerinin gösterimi [6].	40
Şekil 4.3 : Hızın sıfır olduğu bölgenini yanlış olarak belirlenmesinden dolayı oluşabilecek hatanın gösterimi [6].	40
Şekil 4.4 : a) Değiştirilmiş, b) Tam Newton-Raphson iterasyonunun gösterimi [6].	41
Şekil 4.5 : Doğrusal çok serbestlik dereceli bir sistemin 2 modlu modal analiz ile (kesikli çizgi) ve doğrusal ivme yöntemi ile (çizgi) çözümü [6].	44
Şekil 4.6 : Doğrusal çok serbestlik dereceli bir sistemin modal analiz ile (kesikli çizgi) ve ortalama ivme yöntemi ile (çizgi) çözümü [6].	44
Şekil 4.7 : Etkileşen TSD yapı ve zeminin durumu.	45
Şekil 4.8 : Üç serbestlik dereceli yapı-zemin sisteminin gösterimi.	45
Şekil 4.9 : Sistemin yer değiştirmelerine karşılık gelen parametrelerin gösterimi.	46
Şekil 4.10 : Şekil deki m kütlelerinin dinamik dengesinin elde edilmesi.	46
Şekil 4.11 : Şekil 4.7 deki sistemin yatay ve dönme dinamik dengesinin elde edilmesi.	47
Şekil 4.12 : Gömülü olmayan temel durumunda maymun kuyruğu modeli-TSD yapı sistemi [7].	49
Şekil 4.13 : Fiktif kütlelerin dinamik dengesinin gösterimi.	49
Şekil 4.14 : Gömülü temel durumunda maymun kuyruğu modeli-TSD yapı sistemi [8].	51
Şekil 4.15 : Doğrusal sistemin sahip olması gereken en küçük dayanım(f_0), sistemin akma dayanımı(f_y), doğrusal sistemin belirli bir dış yük altında yapacağı en büyük yer değiştirme(u_0), doğrusal olmayan sistemin akma yer değiştirmesi(u_y) ve belirli bir dış yük altında yapabileceği en büyük yer değiştirmenin(u_m) gösterimi [6].	53
Şekil 4.16 : Sabit dayanım azaltma faktörlü süneklik talebi-periyot grafiği (El Centro kaydı-sönüm %5) [6].	54
Şekil 4.17 : Sabit süneklikli elastik olmayan spektrum grafiği (El Centro kaydı-sönüm %5) [6].	55
Şekil 4.18 : Süneklik talebi-periyot-dayanım azaltma faktörü ilişkisi [6].	56
Şekil 5.1 : Yapı- zemin etkileşimim nedeniyle tasarım taban kesme kuvvetinin azalımı (NEHRP-97) [10].	57
Şekil 5.2 : Yapı- zemin etkileşimim nedeniyle tasarım taban kesme kuvvetinin azalımı (NEHRP-2009) [11].	58
Şekil 5.3 : Yüksek hakim periyoduna sahip depremlerin ivme büyütme spektrumları [10].	59
Şekil 5.4 : Yüksek hakim periyoduna sahip depremlerin ivme büyütme spektrumları [10].	60
Şekil 5.5 : Normalizasyonun 24 adet deprem kaydının ortalama ivme büyütmesi spektrumuna etkisi (T_a pik spektral ivme periyodu ve T_g pik spektral hız periyodu olmak üzere) [10].	60
Şekil 5.6 : Zeminle etkileşen ideal elasto-plastik TSD köprü ayağı modeli [10].	61
Şekil 5.7 : Michoacan (1985) depremi SCT istasyonu doğu-batı kaydı ve spektrumları (süneklik kapasitesi 1 (düz çizgi) 2 (kesikli çizgi) ve 4 (noktalı çizgi) şeklindedir) [9].	62

Şekil 5.8 : Eşdeğer TSD sistemin efektif süneklik kapasitesinin gösterimi [9].	63
Şekil 5.9 : Zeminle etkileşen görünüş oranı $H_e/r=2$ olan sistemin ivme spektrumu (süneklik kapasitesi 1 (düz çizgi) 2 (kesikli çizgi) ve 4 (noktalı çizgi) şeklindedir) [9].	63
Şekil 5.10 : Zeminle etkileşen görünüş oranı $H_e/r=5$ olan sistemin ivme spektrumu (süneklik kapasitesi 1 (düz çizgi) 2 (kesikli çizgi) ve 4 (noktalı çizgi) şeklindedir) [9].	63
Şekil 5.11 : Zeminle etkileşen görünüş oranı $H_e/r=4$ olan sistemin etkileşim faktörü değerleri grafiği (süneklik kapasitesi 1 (düz çizgi) 2 (kesikli çizgi) ve 4 (noktalı çizgi) şeklindedir) [9].	64
Şekil 5.12 : Michoacan (1985) SCT kaydına ait sabit süneklikli spektrumlar (süneklik kapasitesi 2 (düz çizgi) 4 (kesikli çizgi) şeklindedir) [13].	65
Şekil 5.13 : Michoacan (1985) SCT kaydına ait sabit süneklikli spektrumlar ve tasarım spektrumları (hesaplanmış (düz çizgi) ve tasarım (kesikli çizgi) spektrumu şeklindedir) [13].	65
Şekil 5.14 : Süneklik kapasitesi 6 için yapı-zemin etkileşiminin zemin kayma dalga hızına göre sabit süneklikli spektruma etkisi [7].	67
Şekil 5.15 : Zeminle etkileşen görünüş oranı $H_e/r=2$ ve gömülüm oranı $D/r=1$ olan sistemin eylemsizlik (ince çizgi) ve eylemsizlik+kinematik (kalın çizgi) etkileşim sonucu oluşan ivme spektrumları (süneklik kapasitesi 1 (düz çizgi) 2 (kesikli çizgi) ve 4 (noktalı çizgi) şeklindedir) [9].	69
Şekil 5.16 : Yaklaşık (filtreleme ile elde edilmiş) ve gerçek temel girdi hareketlerinin transfer fonksiyonları [15].	70
Şekil 5.17 : Aynı yatay dayanımlara sahip temeli rijit zemine oturan ve zeminle etkileşen TSD yapının El Centro depremi etkisinde süneklik taleplerinin gösterimi [8].	71
Şekil 5.18 : Aynı yatay dayanımlara sahip temeli rijit zemine oturan ve zeminle etkileşen TSD yapının 12 adet deprem etkisinde ortalama süneklik taleplerinin gösterimi [8].	72
Şekil 6.1 : Michoacan (1985) Depremi SCT1 doğu-batı kaydının toplam süresi 80 saniyeye kısaltılmış olarak elde edilen ivme izi.	76
Şekil 6.2 : Michoacan (1985) Depremi SCT1 doğu-batı kaydının farklı sönüm değerleri için ivme spektrumları.	76
Şekil 6.3 : El Centro (1940) depremi kaydı kullanılarak, %5 kritik sönüm değeri için sabit dayanım azaltma faktörlü süneklik talebi periyot grafiği.	78
Şekil 6.4 : El Centro (1940) depremi kaydı kullanılarak, %5 kritik sönüm değeri için sabit süneklikli dayanım azaltma faktörü-periyot grafiği.	78
Şekil 6.5 : $h/r=2$ ve süneklik kapasitesi 2 için toplu parametre modelleri ve temeli rijit zemine oturan TSD sistemin dayanım azaltma faktörlerinin karşılaştırılması.	80
Şekil 6.6 : $h/r=2$ ve süneklik kapasitesi 4 için toplu parametre modelleri ve temeli rijit zemine oturan TSD sistemin dayanım azaltma faktörlerinin karşılaştırılması.	80
Şekil 6.7 : $h/r=2$ ve süneklik kapasitesi 8 için toplu parametre modelleri ve temeli rijit zemine oturan TSD sistemin dayanım azaltma faktörlerinin karşılaştırılması.	80
Şekil 6.8 : $h/r=5$ ve süneklik kapasitesi 2 için toplu parametre modelleri ve temeli rijit zemine oturan TSD sistemin dayanım azaltma faktörlerinin karşılaştırılması.	81

Şekil 6.9 : $h/r=5$ ve süneklik kapasitesi 4 için toplu parametre modelleri ve temeli rijit zemine oturan TSD sistemin dayanım azaltma faktörlerinin karşılaştırılması.	81
Şekil 6.10 : $h/r=5$ ve süneklik kapasitesi 8 için toplu parametre modelleri ve temeli rijit zemine oturan TSD sistemin dayanım azaltma faktörlerinin karşılaştırılması.	81
Şekil 6.11 : $\rho=0.4 \text{ t/m}^3$ ve $\rho=1.8 \text{ t/m}^3$ için dayanım azaltma faktörü grafiklerinin karşılaştırılması.	82
Şekil 6.12 : Poisson oranı=0.25 ve 0.45 ve $\rho=0.4 \text{ t/m}^3$ için dayanım azaltma faktörü grafiklerinin karşılaştırılması.	83
Şekil 6.13 : Poisson oranı=0.25 ve 0.45 ve $\rho=1.8 \text{ t/m}^3$ için dayanım azaltma faktörü grafiklerinin karşılaştırılması.	83
Şekil 6.14 : Poisson oranı=0.45, $\rho=0.4 \text{ t/m}^3$ ve $m_f=0.10$ ve 0.25 için dayanım azaltma faktörü grafiklerinin karşılaştırılması.	84
Şekil 6.15 : $h/r=2$ ve süneklik kapasitesi 2 için toplu parametre modelleri ve temeli rijit zemine oturan TSD sistemin gereken dayanımlarının karşılaştırılması.	85
Şekil 6.16 : $h/r=2$ ve süneklik kapasitesi 4 için toplu parametre modelleri ve temeli rijit zemine oturan TSD sistemin gereken dayanımlarının karşılaştırılması.	85
Şekil 6.17 : $h/r=2$ ve süneklik kapasitesi 8 için toplu parametre modelleri ve temeli rijit zemine oturan TSD sistemin gereken dayanımlarının karşılaştırılması.	85
Şekil 6.18 : $h/r=5$ ve süneklik kapasitesi 2 için toplu parametre modelleri ve temeli rijit zemine oturan TSD sistemin gereken dayanımlarının karşılaştırılması.	86
Şekil 6.19 : $h/r=5$ ve süneklik kapasitesi 4 için toplu parametre modelleri ve temeli rijit zemine oturan TSD sistemin gereken dayanımlarının karşılaştırılması.	86
Şekil 6.20 : $h/r=5$ ve süneklik kapasitesi 8 için toplu parametre modelleri ve temeli rijit zemine oturan TSD sistemin gereken dayanımlarının karşılaştırılması.	86
Şekil 6.21 : Wolf(1994) tarafından oluşturulmuş olan toplu parametre modellerine sallanma temel girdi hareketinin etkilenmesi a)Kütle içermeyen modele doğrudan etkitme b)Yönetici kuvvetin bulunarak, sonraki adımda tüm sisteme etkitme c)Kinematik ve eylemsizlik etkileşimi etkilerini ayrı olarak hesaplayıp süperpozisyon yapılması yöntemleri [4].	89
Şekil 6.22 : El Centro (1940) Depremi kaydı kullanılarak elde edilmiş, gömülüm oranı $(e/r)=2$ ve gömülü olmayan temel durumunda($e/r=0$) aynı yanal dayanıma sahip sistemlerde oluşan süneklik talepleri ($\rho=1.8 \text{ t/m}^3$, $V_s=50 \text{ m/s}$, $h/r=5$, $\mu_{\text{sabit}}=4$).	91
Şekil 6.23 : Çizelge 6.2 deki kayıtlar kullanılarak elde edilmiş, gömülüm oranları $(e/r)=0$ 0.25 0.5 1.00 ve 2.00 olan aynı yanal dayanıma sahip sistemlerde oluşan süneklik talepleri ($\rho=1.8 \text{ t/m}^3$, $V_s=50 \text{ m/s}$, $h/r=5$, $\mu_{\text{sabit}}=4$).	92
Şekil 6.24 : Çizelge 6.2 deki kayıtlar kullanılarak elde edilmiş, gömülüm oranı $(e/r)=2$ ve gömülü olmayan temel durumunda($e/r=0$) aynı yanal dayanıma sahip sistemlerde dağılım katsayısı değerleri ($g=1.8 \text{ t/m}^3$, $V_s=50 \text{ m/s}$, $h/r=5$, $\mu_{\text{sabit}}=4$).	92
Şekil 6.25 : Yumuşak ve Sert zeminden alınana kayıtların grafiklerinin ortalamalarının karşılaştırılması ($h/r=5$, $\mu_{\text{sabit}}=4$).	95

Şekil 6.26 : El Centro (1940) Depremi kaydı kullanılarak elde edilmiş, geometrik oran $(h/r)=5$ ve 1 olan aynı yanal dayanıma sahip sistemlerde oluşan süneklik talepleri ($\rho=1.8t/m^3$, $V_s=50m/s$, $e/r=2$, $\mu_{sabit}=4$).	96
Şekil 6.27 : Çizelge 6.2 deki kayıtlar kullanılarak elde edilmiş, geometrik oran $(h/r)=5$ ve 1 olan aynı yanal dayanıma sahip sistemlerde oluşan süneklik talepleri ($\rho=1.8t/m^3$, $V_s=50m/s$, $e/r=2$, $\mu_{sabit}=4$).	96
Şekil 6.28 : Michoacan (1985) Depremi kaydı kullanılarak elde edilmiş, temel yarıçapı değeri $r=1$ ve 10 metre olan aynı yanal dayanıma ve narinliğe sahip sistemlerde oluşan süneklik talepleri ($\rho=1.8t/m^3$, $V_s=50m/s$, $h/r=5$, $e/r=2$, $\mu_{sabit}=4$).	98
Şekil 6.29 : El Centro (1940) Depremi kaydı kullanılarak elde edilmiş, kayma dalgası hızları 500 ve 50 m/s olan aynı yanal dayanıma sahip sistemlerde oluşan süneklik talepleri ($\rho=1.8t/m^3$, $h/r=5$, $e/r=2$, $\mu_{sabit}=4$).	99
Şekil 6.30 : El Centro (1940) Depremi kaydı kullanılarak elde edilmiş, süneklik kapasiteleri 2 ve 4 olan aynı yanal dayanıma sahip sistemlerde oluşan süneklik talepleri ($\rho=1.8t/m^3$, $V_s=50m/s$, $h/r=5$, $e/r=2$).	100
Şekil 6.31 : Çizelge 6.2 deki kayıtlar kullanılarak elde edilmiş, süneklik kapasiteleri 2 ve 4 olan aynı yanal dayanıma sahip sistemlerde oluşan süneklik talepleri ($\rho=1.8t/m^3$, $V_s=50m/s$, $e/r=2$, $h/r=5$).	101
Şekil 6.32 : El Centro (1940) Depremi kaydı kullanılarak elde edilmiş, zemin kütle yoğunluğu değerleri 1.0 ve 1.8 t/m^3 olan aynı yanal dayanıma sahip sistemlerde oluşan süneklik talepleri ($V_s=50m/s$, $h/r=5$, $e/r=2$).	102
Şekil 6.33 : El Centro (1940) Depremi kaydı kullanılarak elde edilmiş, gömülüm oranı $(e/r)=2$ ve gömülü olmayan temel durumunda($e/r=0$) aynı yanal dayanıma sahip sistemlerde oluşan süneklik talepleri ($\rho=1.0t/m^3$, $V_s=50m/s$, $h/r=5$, $\mu_{sabit}=4$).	103
Şekil 6.34 : Çizelge 6.2 deki kayıtlar kullanılarak elde edilmiş, gömülüm oranları $(e/r)=0, 0.25, 0.5, 1.00$ ve 2.00 olan aynı yanal dayanıma sahip sistemlerde oluşan süneklik talepleri ($\rho=1.0t/m^3$, $V_s=50m/s$, $h/r=5$, $\mu_{sabit}=4$).	103
Şekil 6.35 : Çizelge 6.2 deki kayıtlar kullanılarak elde edilmiş, gömülüm oranları $(e/r)=0, 0.2, 0.5, 1.00$ ve 2.00 olan aynı yanal dayanıma sahip sistemlerde oluşan süneklik talepleri ($\rho=0.4t/m^3$, $V_s=50m/s$, $h/r=5$, $\mu_{sabit}=4$).	104

SEMBOL LİSTESİ

Q	: Zemin Yüzeyine Uygulanan Düşey Tekil Yük
w(t)	: Temelin Zamana Bağlı Düşey Yer Değiştirme
G	: Zeminin Kayma Modülü
z	: Zeminin Serbest Yüzeyine Olan Düşey Yöndeki Uzaklık
P	: Zemin Yüzeyine Uygulanan Yatay Tekil Yük
x	: Yataydaki Konum
v	: Poisson Oranı
ρ	: Zeminin Birim Hacim Kütlesi
q	: Zemine Uygulanan Yayılı Yükün Değeri
M_y	: Sallanma Hareketi Oluşturan Tekil Moment
M_z	: Burulma Hareketi Oluşturan Tekil Moment
w₀(t)	: Temelin Merkezinin Zamana Bağlı Düşey Yer Değiştirme
a₀	: Boyutsuz Frekans
f₁, f₂	: Reissner'in Yer Değiştirme Değişkenleri
V_s, c_s	: Zeminin Kayma Dalgası Hızı
N(t,z)	: Zemindeki Zamana ve Derinliğe Bağlı Normal Kuvvet Değeri
A₀	: Temelin Yüzey Alanı
A(z)	: Koni Modelinden Belirli Bir Derinlikte Alınan Kesitin Alanı
E_c	: Sıkışma Elastisite Modülü
c_p	: Zemindeki Boyuna Dalga Hızı
K_{gerçek}	: Elastik Yarı-Sonsuz Zeminin Statik Durumdaki Rijitliği
ω	: Açısal Frekans
C(ω)	: Dış Yük Frekansına Bağlı Sönüm Değeri
S(ω)	: Dinamik Rijitlik Matrisi
I₀	: Sistemin Kütle Atalet Momenti
I_f	: Temelin Kütle Atalet Momenti
k(a₀)	: Dış Yük Frekansına Bağlı Rijitlik Katsayısı
c(a₀)	: Dış Yük Frekansına Bağlı Sönüm Katsayısı
Δe	: Disk Aralığı
k_z	: Hsieh(1962) Tarafından Oluşturulan Toplu Parametre Modelinin Rijitliği
c_z	: Hsieh(1962) Tarafından Oluşturulan Toplu Parametre Modelinin Sönümü
(k_i)_{sec}	: Sekant Rijitliği
Δx	: Arttırımsal Yer Değiştirme
a_e	: Elastik Bölgedeki Yer Değiştirmeyi Oluşturan Dış Kuvvetin Toplam Dış Kuvvet Değerine Oranı
(Δx)_e	: Arttırımsal Elastik Yer Değiştirme
(Δx)_p	: Arttırımsal Plastik Yer Değiştirme
f_y	: Sistemin Akma Dayanımı
u_g(t)	: Deprem Yer Hareketi
m	: TSD Sistemin Kütlesi

m_f	: Temelin Kütlesi
u_0	: Doğrusal Sistemin Belirli Bir Dış Yük Altında Yapacağı En Büyük Yer Değişirme
u_y	: Akma Yer Değişirmesi
μ	: Süneklik
μ_{sabit}	: Temeli Rijit Zemine Oturan Sistemin Süneklik Kapasitesi
T	: Doğal Periyot
T_g	: Hız Spektrumunda En Büyük Hızı Veren Periyot Değeri
T_a	: İvme Spektrumunda En Büyük İvmeyi Veren Periyot Değeri
a_{eff}	: Deprem Yer Hareketinin Efektif İvmesi
t_{eff}	: Deprem Yer Hareketinin Efektif Süresi
I_{EAP}	: Deprem Hücüm Gücü
$SI_{0.2}$: Housner Şiddeti
h	: TSD Sistemin Kütlesinin Temel Yüzeyine Göre Kotu
e	: Temel Gömülüm Derinliği

ELASTİK ZEMİNLE ETKİLEŞEN TSD SİSTEMLERDE SÜNEKLİK TALEBİNİN BELİRLENMESİ

ÖZET

Bu çalışmada TSD dinamik sistemlerin süneklilik talebini mesnetlik eden elastik zeminle etkileşiminin nasıl değiştirdiği incelenmiştir. Söz konusu süneklilik talebinin geometrik oran (h/r), gömülüm oranı (e/r), zemin kayma dalgası hızı (V_s) ve zemin kütle yoğunluğu (ρ) parametreleri ile değişimi araştırılmıştır. Deprem kaydı olarak çoğunluğu Türkiye'den alınmış olmak üzere toplam 30 farklı kayıt kullanılmıştır. Çalışmada gömülü ve gömülü olmayan temelli sistemler ayrı olarak incelenmiş olup; gömülü temelli sistemlerde kinematik etkileşim, Deeks (2004) tarafından önerilen MATLAB fonksiyonları yardımı ile hesaplanmış olan yatay ve sallanma (rocking) temel girdi hareketleri ile göz önüne alınmıştır.

Sonuç olarak gömülü olmayan temelli sistemlerde süneklilik talebinin, periyodu zemin hakim periyodundan küçük olan yapılarda, temelin rijit zemine oturduğu (fixed base) duruma göre artarken, periyodu zemin hakim periyodundan büyük olan yapılarda azaldığı; süneklilik talebinin artış miktarının ise geometrik oran (h/r) ile doğru, kayma dalgası hızı (V_s) ile ters orantılı olduğu görülmektedir. Zemin kütle yoğunluğunun (ρ) ise özellikle dayanım azaltma faktörüne önemli etkisinin olduğu belirlenmiştir.

Gömülü temelli sistemlerde ise gömülüm oranı (e/r) etkisinin uygulamada sıkça karşılaşılan ($\rho=1.8 \text{ t/m}^3$) zemin kütle yoğunluğu değerinde açık olarak görülemeyip; ancak zemin kütle yoğunluğu gerçekçi olamayacak kadar küçük değerler aldıkça ($\rho=0.4 \text{ t/m}^3$); Mojtaba Mahsuli ve Mohammad Ali Ghannad (2009)[8] tarafından yapılan çalışmanın sonuçlarına uygun olarak, $e/r>1$ için temel gömülümünün uygulamada sıkça karşılaşılan periyot değerlerinde diğer gömülüm oranlarına göre süneklilik talebini arttırıcı etkisi görülmüştür, fakat bu durumun nedeni daha büyük zemin kütle yoğunluğu durumuna göre, $e/r>1$ durumlarında süneklilik taleplerinin artışından daha çok diğer gömülüm oranlarındaki süneklilik talebi azalışıdır. Bu bilgiler ışığında gömülüm oranının süneklilik talebine etkisinin az olduğu söylenebilir, fakat çalışmada yapılan bazı analizlerde görüldüğü gibi, depremin sisimolojik özelliklerinin süneklilik talebi üzerinde önemli etkisinin olduğu görülmektedir. Ayrıca aynı geometrik oran (h/r) ve farklı temel yarıçapı (r) değerlerine sahip sistemlerde süneklilik talepleri farklı olarak elde edildiğinden geometrik oranın tek bir parametre olarak alınmasının uygun olmadığı belirtilmektedir.

DETERMINING THE DUCTILITY DEMAND OF SDOF SYSTEMS THAT INTERACTED WITH ELASTIC SOIL

SUMMARY

In this study, the effect of SSI on the ductility demands of SDOF systems according to aspect ratio (h/r), embedment ratio (e/r), shear wave velocity of soil (V_s), and soil mass density (ρ) values which are meaningless for ductility demand of fixed based systems is researched. As earthquake record, 30 different records, which were mainly picked up in Turkey, are selected. The kinematic interaction on the systems having embedded foundation is considered with horizontal and rocking foundation input motion calculated by the MATLAB functions introduced by Deeks (2004).

It is concluded that, for the systems having surface foundation ductility demand is more for the fixed based periods lower than the predominant period of the earthquake and lower for the fixed based periods bigger than the predominant period of the earthquake than the systems having fixed foundations. It is seen that ductility demand is true proportional with aspect ratio (h/r) and inverse proportional with shear wave velocity (V_s). Also, it is asserted that, soil mass density (ρ) have an important effect on the strength reduction factors. As, it is seen that, although for the system having embedded foundation the effect of foundation embedment ratio on the ductility demand is not clear for normal values ($\rho=1.8 \text{ t/m}^3$) of soil mass density, for unrealistic values ($\rho=0.4 \text{ t/m}^3$) of soil mass density and for $e/r>1$, the incremental effect of foundation embedment ratio on the ductility demand for important fixed based periods is clear which is reasonable with the study done by Mojtaba Mahsuli ve Mohammad Ali Ghannad (2009) [8]. However it is thought that, this situation is caused decrement of ductility demand for $e/r<1$ more than increment of ductility demand for $e/r>1$. In the light of these data, it is asserted that the effect of foundation embedment ratio is low for ductility demand but in this study it is seen that the characteristic of earthquake have an important effect on the ductility demand. Furthermore, for the same aspect ratio (h/r) and different foundation radius (r), ductility demand having different values, thus it is asserted that taking the aspect ratio as a single parameter is not convenient.

1. GİRİŞ

Yapı-zemin etkileşiminin deprem durumunda yapının elastik olmayan davranışına etkisi üzerine geçtiğimiz yıllarda yapılan araştırmalar, seçilen parametrelerin çeşitli değerlerine göre oldukça farklı sonuçların elde edildiğini göstermiştir. Bu çalışmada bahsedilen parametrelerin yapının elastik olmayan davranışına ne yönde ve nasıl etkilerde bulunduğu araştırılmıştır.

Bölüm 2 de problemin çözümünde gerekli birkaç temel bilgi verildikten sonra Bölüm 3 de problemin ele alınabileceği modeller üzerinde durulmuştur. Bölüm 4 de tek ve çok serbestlik dereceli elastik ve elastik olmayan sistemlerin deprem etkisi altında sayısal olarak nasıl analiz edildiği ve Bölüm 5 de ise çalışmadakine benzer konulu güncel araştırmalar üzerinde durulmuştur. Son olarak Bölüm 6 da MATLAB ortamında yapılmış olan analiz sonuçları şekiller kullanılarak verilmiş, Bölüm 7 de ise varılan genel sonuçlar açıklanmıştır.

1.1 Tezin Amacı

Basitleştirilmiş modeller ve tek serbestlik dereceli yapı sistemleri üzerine yapılan bu çalışmanın; ileride yapılabilecek daha kapsamlı araştırmalar için öncülük edebileceği düşünülmüş ve yapı-zemin etkileşiminin hangi durumlarda göz önüne alınmasının önemli olduğu saptanmaya çalışılmıştır. Ayrıca çok özel yapılar haricinde yapı-zemin etkileşiminin önemsiz olduğu yönündeki önyargının sorgulanması amaçlanmıştır.

2. YAPI- ZEMİN ETKİLEŞİMİ

2.1 Problemin Tanıtımı

Yapının mesnetlendiği zeminin mekanik özellikleri, yapının rijit zemine oturma durumunda deprem yüklemesi altındaki davranışının bu mekanik özelliklere bağlı olarak önemli oranda değişmesine neden olur, bu durum yapı-zemin etkileşimi olarak bilinir. Geleneksel yapı analizi modellerinde zeminin, deprem etkisi altındaki yapının davranışına olan katkısı çoğunlukla ihmal edilir, fakat bu tarz bir yaklaşım yapı-zemin etkileşiminin önemli olduğu durumlarda gerçekçiliğini yitirir.

70'li yıllarda yapılmış olan araştırma sonuçlarına göre, sıkı zemin üzerine yapılmış olan sıradan ve esnek yapılar için yapı-zemin etkileşiminin önemsiz olduğu düşünülmüştür, fakat yumuşak zemin üzerine yapılmış nükleer santral gibi rijit yapılar söz konusu olduğunda yapı-zemin etkileşimi önemlidir ve hesaplarda gözönüne alınmalıdır [1]. Doğrusal-elastik davranan yapı sistemleri için halen geçerli olan bu yaklaşıma, doğrusal davranmayan yapı sistemlerinde kuşku ile yaklaşmak gerekmektedir. Yapı-zemin etkileşiminin doğrusal olmayan yapı sistemleri üzerindeki etkisi henüz araştırma aşamasındadır.

Yapı-zemin etkileşimi genel olarak; zemin ve yapının rijitliğine, sönümüne ve yapının kütle özelliklerine bağlıdır [2].

2.1.1 Tarihçe

Problem üzerine yapılan çalışmalar 19. yüzyıla kadar dayanır. Yapı-zemin etkileşimi üzerine yapılan ilk önemli çalışma, Fransız matematikçi Joseph Valentin Boussinesq (1878) tarafından sunulan, elastik yarı-sonsuz zemin modelinin statik düşey dış yük altındaki yer değiştirmesini veren kapalı matematiksel ifadedir [3]. Bu ifadeyi İtalyan matematikçi Valentino Cerruti (1882), yükün yatay olması hali için türetmiştir [3]. Dinamik yük altındaki temellerin davranışının belirlenmesi problemi ise, Alman uygulamalı mekanikçi Eric Reissner (1936) tarafından yapılan çalışmalar neticesinde ilgi uyandırmaya başlamıştır. Eric Reissner, radyasyon sönümü ve eşdeğer toplu

parametre sistemleri gibi kavramları ilk dile getiren bilim insanı olmasından ötürü, dinamik yapı-zemin etkileşimi dalında çok önemli bir yere sahiptir [3].

20. yüzyılın ilk yarısının sonlarına doğru ise, özellikle yeni yapılacak nükleer santrallerin depreme karşı güvenliklerini sağlama çabası ve bilgisayarların inşaat mühendisliği uygulamalarında kullanılmaya başlanması ile sonlu elemanlar gibi hesap yükü fazla olan yöntemlerin daha hızlı uygulanabilmesi sonucu dinamik yapı-zemin etkileşimi üzerinde çalışmalar yoğunlaşmıştır [3], fakat bu çalışmalarda çoğunlukla elastik davranan yapılar incelenmiş ve sıradan proje bürolarında uygulanmasının mümkün olmadığı analiz yöntemleri önerilmiştir.

Problemin çözümünün zorluğu nedeniyle birçok araştırmacı da basitleştirilmiş çözüm yöntemleri üzerinde çalışmışlardır. Bunlardan ilk ve önemli olanları Anestis Velestos tarafından geliştirilmiş olan eşdeğer TSD sistem yaklaşımı üzerine Velestos ve Meek (1974), Velestos ve Nair (1975) ve Velestos (1977) tarafından yapılan çalışmalardır [3].

Günümüzde halen tartışma konusu olan dinamik yapı-zemin etkileşimi problemi, gerek inşaat mühendisliği gerekse de uygulamalı mekanik dallarındaki bilim insanlarının ilgisini çekmeye devam etmektedir.

2.1.2 Kapsadığı disiplinler

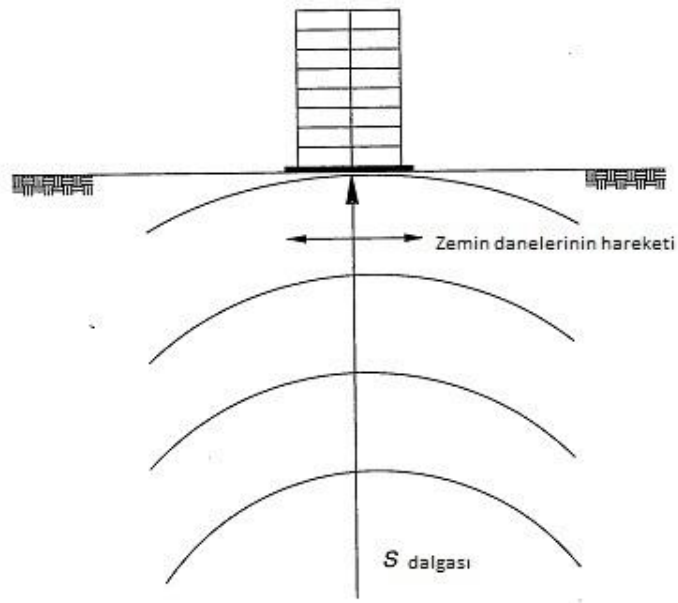
Yapı-zemin etkileşimi probleminin çözümü; yapı ve zemin mekaniği, yapı ve zemin dinamiği, deprem mühendisliği, jeofizik, jeomekanik, malzeme bilimi ve sayısal yöntemler gibi disiplinleri içerir [3].

2.2 Etkileşim Türleri

Problemin çözümünde kolaylık sağlamak açısından, problem kinematik ve eylemsizlik etkileşimi olmak üzere iki ayrı başlık altında incelenir. Kinematik etkileşim yapının rijitliği, eylemsizlik etkileşimi ise yapının kütlesi nedeniyle meydana gelir [2].

2.2.1 Kinematik etkileşim

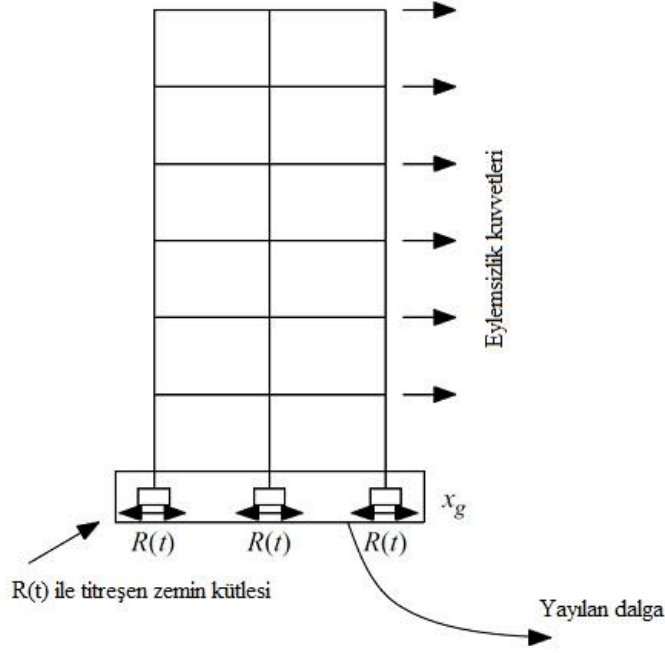
Yapının geometrisi, temelin derinliği, deprem dalgasının frekans içeriği ve yapıya geliş açısı bu etkileşimin meydana gelmesine neden olur [1]. Gömülü olmayan temelli yapı, dik kesme dalgası altında titreşiyorsa kinematik etkileşim ihmal edilebilir [1], Şekil 2.1 de ise bu özel durumdaki bir yapı gösterilmiştir. Kinematik etkileşim, serbest bölgeden alınmış olan deprem kaydının temel girdi hareketine dönüştürülmesi ile hesaplarda gözönüne alınmış olur.



Şekil 2.1 : Kinematik etkileşimin oluşmadığı özel durum [1].

2.2.2 Eylemsizlik etkileşimi

Yapı ve zeminin, tek bir dinamik sistem gibi, deprem etkisi altında salınım yapması sonucu bu tür bir etkileşim oluşur. Bu tür etkileşimde zeminin esnekliği nedeniyle yapı-zemin sisteminin serbestlik derecesi artar ve yapıdaki titreşim enerjisinin bir kısmı zemin yoluyla yapıdan uzağa iletilerek sistemde ek bir sönüm oluşur. Temel-zemin arakesitinden sonsuza doğru giden bu deprem dalgalarından dolayı meydana gelen bu ek sönüme radyasyon sönümü adı verilir, Şekil 2.2 de radyasyon sönümünün oluşumu gösterilmiştir. Zeminde oluşacak içsel sürtünme de hesaplarda ayrıca gözönüne alınabilir, fakat bu çalışma kapsamında yalnızca radyasyon sönümü göz önüne alınmıştır.



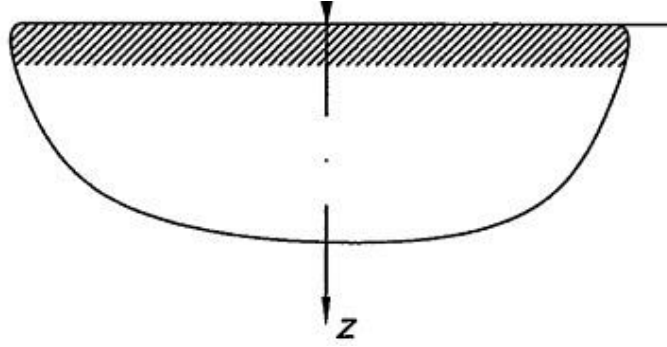
Şekil 2.2 : Eylemsizlik etkileşimi ve radyasyon sönümünün oluşumu [2].

2.3 Zeminin Modellenmesi

Yapı-zemin sisteminin dinamik davranışını gerçeğe yakın olarak belirleyebilmek, büyük ölçüde zemin modelinin uygunluğuna bağlıdır; fakat çoğunlukla zemini modellemek, zeminin dinamik parametreleri ve zemin tabakaların konumu büyük belirsizlikler içerdiğinden dolayı, zor bir iştir. Bu nedenle bazı kabuller yapılarak model oluşturulur. Zemin modellerinde yapılan en genel sınıflandırma, elastik yarı sonsuz ve tabaka zemin modelidir. Zemin tabaka olarak modellendiğinde zeminin rijitlik ve sönüm değerlerinin belirlenmesi, yansıyan ve kırılan deprem dalgalarının karmaşıklığından ötürü, zordur ve ayrıca temel-zemin arakesitine yakın bölgede zeminin doğrusal elastiklikten ayrılan kısmının (zemin kalkması da buna dahil) hesaplarda gözönüne alınması oldukça zahmetlidir. Bu tür zorluklardan dolayı, çalışma kapsamında sadece elastik yarı sonsuz zemin modelleri kullanılmış ve temel-zemin arakesitinde çekme kuvvetinden dolayı bir ayrılmanın oluşmayacağı kabulü yapılmıştır.

2.3.1 Elastik yarı-sonsuz zemin modeli

Zeminin yatay, düşey, sallanma ve burulma hareket modlarında eşdeğer rijitlik ve sönüm değerlerini en kolay şekli ile elastik yarı-sonsuz zemin modelinden elde edebiliriz. Her ne kadar çoğu zemin bu şekilde modellenemese de, zeminin özelliklerinin yapı-zemin sisteminin dinamik karakteristiğini ne yönde değiştirebileceğinin görülebilmesi bakımından bu modelin oldukça yararı vardır [1]. Şekil 2.3 de bir elastik yarı-sonsuz zemin modeli örneği görülmektedir.



Şekil 2.3 : Elastik yarı-sonsuz zemin modeli [1].

2.3.2 Statik dış yük altında zemin rijitliklerinin elde edilmesi

J. Boussinesq(1883)'in statik tekil düşey yük için elastik yarı-sonsuz ortamda düşey yer değiştirme denklemi (2.1) de verilmiştir [1]. Denklemden w , Q , G ve z sırasıyla düşey yer değiştirme değeri, uygulanan düşey tekil yükün değeri, kayma elastisite modülü ve modelin serbest yüzeyine olan z yönündeki uzaklık şeklindedir.

$$w = \frac{Q}{4\pi GR} \left[2(1-\pi) + \left(\frac{z^2}{R^2} \right) \right] \quad (2.1)$$

R değişkeni ise (2.1a) da verilmektedir [1]. Denklemden r yer değiştirmenin ölçüldüğü noktanın temelin merkezine olan yatay uzaklığıdır.

$$R = \sqrt{r^2 + z^2} \quad (2.1a)$$

Cerruti(1883)'nin statik tekil yatay yük için elastik yarı-sonsuz ortamda yatay yer değiştirme denklemi ise (2.2) de sunulmuştur [1]. Denklemden x , P ve ν sırasıyla yatay yöndeki konum, uygulanan yatay tekil yükün değeri ve zeminin Poisson oranıdır; R ve r için ise (2.1a) daki tanımlar geçerlidir.

$$u = \frac{P}{4\pi GR} \left\{ 1 + \frac{x^2}{R^2} + (1-2\nu) \left[\frac{R}{R+z} - \frac{x^2}{(R+z)^2} \right] \right\} \quad (2.2)$$

(2.2) de $z=0$ (zemin yüzeyindeki yanal yer değiştirmeyi elde etmek için) alınırsa (2.3) [1];

$$u|_{z=0} = \frac{P}{4\pi GR} \left[1 + \frac{x^2}{r^2} + (1-2\nu) \left(1 - \frac{x^2}{r^2} \right) \right] \quad (2.3)$$

olarak zemin yüzeyindeki yatay yer değiştirme denklemi elde edilir. Fakat kabul edilmelidir ki, yapıdaki yüklerin zemine tekil yül olarak etkimesi pek karşılaşılan bir durum değildir [1]. Yapıdan zemine yük aktarımı genellikle zemin ile temel arakesitindeki yayılı yükler ile gerçekleşir. Bu yüklerin dağılımı ise temelin rijitliğinden doğrudan etkilenecektir.

Rijit dairesel temel-zemin arakesitinde oluşacak yayılı yük dağılım denklemi (2.4) [1];

$$q(r) = \frac{Q}{2\pi r_0 \sqrt{r_0^2 - r^2}} \quad (2.4)$$

Esnek dairesel temel-zemin arakesitinde oluşacak yayılı yük dağılım denklemi (2.5) [1];

$$q = \frac{Q}{\pi r_0} \quad (2.5)$$

Yarı-esnek dairesel temel-zemin arakesitinde oluşacak yayılı yük dağılım denklemi (2.6) [1];

$$q(r) = \frac{2(r_0^2 - r^2)Q}{\pi r_0^4} \quad (2.6)$$

olarak yatay ve düşey hareket modu için elde edilir. Benzer şekilde sallanma ve burulma hareket modu için benzer denklemler yazılabilir ((2.7), (2.8), (2.9), (2.10), (2.11) ve (2.12) sırasıyla sallanma modu rijit, esnek ve yarı-esnek temel durumu ve burulma modu rijit, esnek ve yarı-esnek temel durumunu temsil etmektedir) [1].

$$q(r) = \frac{3r \cos \theta}{2\pi r_0^3 \sqrt{r_0^2 - r^2}} M_y \quad (2.7)$$

$$q(r) = \frac{4r \cos \theta}{\pi r_0^4} M_y \quad (2.8)$$

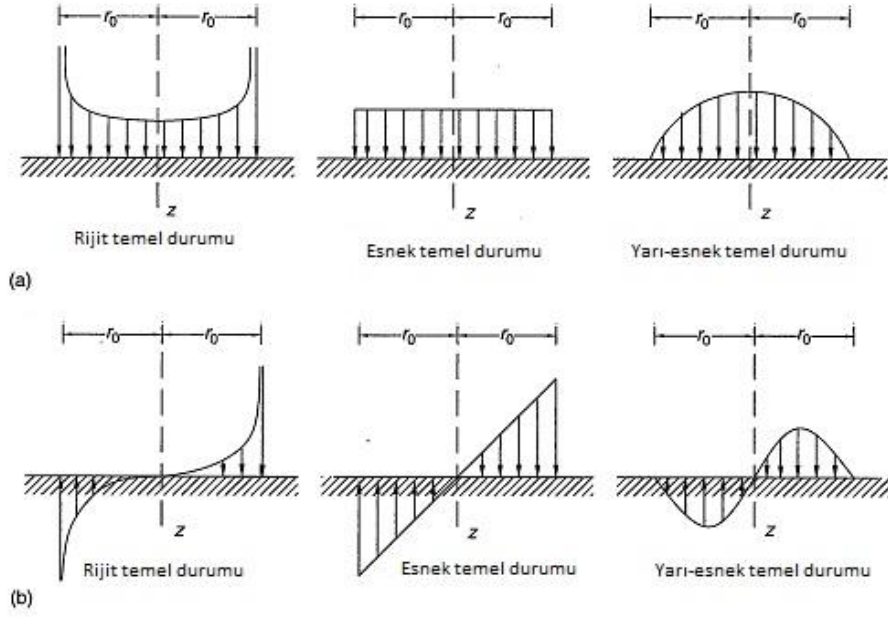
$$q(r) = \frac{12(r_0^2 - r^2) \cos \theta}{\pi r_0^6} M_y \quad (2.9)$$

$$q(r) = \frac{3r}{4\pi r_0^3 \sqrt{r_0^2 - r^2}} M_z \quad (2.10)$$

$$q(r) = \frac{2r}{\pi r_0^4} M_z \quad (2.11)$$

$$q(r) = \frac{6r(r_0^2 - r^2)}{\pi r_0^6} M_z \quad (2.12)$$

Denklemlerde q , Q , r_0 , r , G , z , θ , M_y , M_z sırasıyla yayılı yük değeri, uygulanan yayılı yükün bileşkesi, temel yarıçapı, yer değiştirme değerinin hesaplandığı noktanın temelin merkezine olan yatay uzaklığı, kayma elastisite modülü, modelin serbest yüzeyine olan z yönündeki uzaklık, açılal konum, yayılı yükün sallanmaya neden olan bileşke momenti ve yayılı yükün burulmaya neden olan bileşke momenti şeklindedir. Farklı temel rijitlikleri ve hareket modları için yayılı yükün dağılımları Şekil 2.4 de görülmektedir.



Şekil 2.4 : Farklı temel rijitlikleri için yayılı yük dağılım grafikleri (a) düşey ve yatay hareket modu (b) sallanma ve burulma hareket modu [1].

Yayılı yükün dağılımı elde edildiğinden; yayılı yük değerleri tekil yüke benzeştirilip, (2.1) ve (2.2) denklemleri doğrudan kullanılabilir. Yapılan işlem sonunda alan integrasyonu uygulanarak elastik yarı-sonsuz zemin modelinin yüzeyinde oluşacak yer değiştirmeler elde edilir. Polar koordinatlarda alan integrasyonu formülü (2.13) de gösterilmiştir [1].

$$Q = \int_0^{2\pi} \int_0^{r_0} q r dr d\theta \quad (2.13)$$

Düşey hareket modu için bu integrasyonu (2.1)'e uygulanırsa (2.14) elde edilir [1]. Denklemdeki ν zeminin Poisson oranını simgelemektedir.

$$w_0 = \int_0^{2\pi} \int_0^{r_0} \frac{1-\nu}{2\pi Gr} q r dr d\theta \quad (2.14)$$

İşlem sonucunda rijit (2.15), esnek (2.16) ve yarı-esnek (2.17) temel durumları için düşey yerdeğiştirme-kuvvet denklemi elde edilebilir [1];

$$w_0 = \frac{1-\nu}{4r_0 G} Q \quad (2.15)$$

$$w_0 = \frac{1-\nu}{\pi r_0 G} Q \quad (2.16)$$

$$w_0 = \frac{4(1-\nu)}{3\pi r_0 G} Q \quad (2.17)$$

Diğer hareket modları için de yer değiştirme-kuvvet denklemi aynı yöntem ile elde edilir. Bu denklemler yardımı ile elastik yarı-sonsuz modelin farklı hareket modları için rijitliğini elde etmek oldukça kolaydır. Bulunan bu statik rijitlikler Çizelge 2.1 de görülmektedir.

Çizelge 2.1 : Dairesel yayılı yük altında elastik yarı-sonsuz modelin statik rijitlikleri [1].

	Rijit temel durumu	Esnek temel durumu	Yarı-esnek temel durumu
Düsey	$\frac{4Gr_0}{1-\nu}$	$\frac{\pi Gr_0}{1-\nu}$	$\frac{3\pi Gr_0}{4(1-\nu)}$
Yatay	$\frac{8Gr_0}{2-\nu}$	$\frac{2\pi Gr_0}{2-\nu}$	$\frac{3\pi Gr_0}{2(2-\nu)}$
Sallanma	$\frac{8Gr_0^3}{3(1-\nu)}$	$\frac{\pi Gr_0^3}{2(1-\nu)}$	$\frac{\pi Gr_0^3}{4(1-\nu)}$
Burulma	$\frac{8Gr_0^3}{3(1-\nu)}$	$\frac{\pi Gr_0^3}{2(1-\nu)}$	$\frac{\pi Gr_0^3}{4(1-\nu)}$

Bu çalışma kapsamında yalnızca rijit temel durumu göz önüne alındığından, sadece Çizelge 2.1 in birinci kolonundaki değerler dikkate alınmıştır. Bu şekilde elde edilen zeminin statik rijitlikleri, ileride anlatılacak olan fiziksel modelleri oluşturmada sıkça kullanılacaktır.

2.3.3 Dinamik dış yük altında zemin rijitliklerinin elde edilmesi

Lamb (1904), Boussinesq'in statik yük için bulduğu değerleri, dinamik yükler için de kullanılabilir hale getirmiştir. Daha sonraki yıllarda Reissner (1936), Lamb'ın çözümünü kullanarak; dinamik tekil yükün zemin yüzeyinde üniform dağılması durumu için oluşan yer değiştirmenin denklemini çıkarmıştır [1]. Örnek olarak düşey serbestlik derecesi için hesap yapılırsa (2.18) [1];

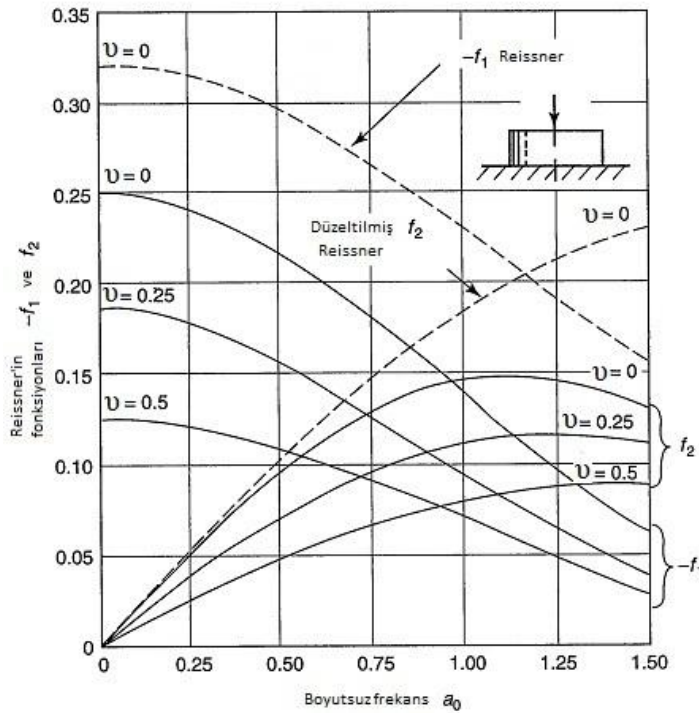
$$w_0(t) = \frac{P_0 e^{i\omega t}}{Gr_0} (f_1 + if_2) \quad (2.18)$$

elde edilir. Denklemden $w_0(t)$, r_0 , P_0 , ω , G , f_1 ve f_2 sırasıyla zamana bağlı düşey yer değiştirme değeri, temel yarıçapı, dış yükün genliği, dış yükün açısal frekansı, kayma elastisite modülü ve Reissner'in yer değiştirme değişkenleridir. Belirtilen yer değiştirme değişkenleri (2.19) da tanımlanan boyutsuz frekansa bağlı olarak, Şekil 2.5 de görüldüğü gibi, grafik olarak verilir [1].

$$a_0 = \frac{\omega r_0}{V_s} \quad (2.19)$$

(2.19) da V_s zemindeki kayma dalgası hızıdır ve (2.20) ile elde edilir. (2.20) deki ρ ise, zeminin kütle yoğunluğudur.

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.20)$$



Şekil 2.5 : Farklı temel rijitlikleri için yer değiştirme değişkeni tablosu [1].

Şekil 2.5 de görüldüğü gibi yer değiştirme değişkenleri dış yükün frekansı ile değişim göstermektedir, bu değişim doğal olarak zeminde oluşacak yer değiştirmeyi de etkileyecektir. Zeminin mekanik özelliklerinin bu şekilde dış yük frekansına bağımlılığı dolayısıyla, yapı-zemin sisteminin zaman tanım alanında çözümünde sorunlar yaşanmaktadır.

3. DİNAMİK YÜK ALTINDAKİ YAPI-ZEMİN SİSTEMİNİN ANALİZİ

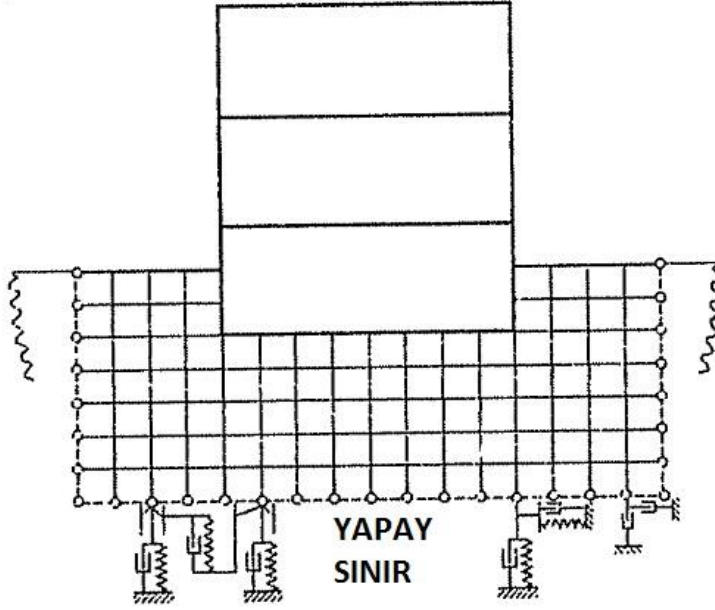
Yapı-zemin sistemlerinin dinamik yük altında analizi için literatürde çeşitli yöntemler bulunmaktadır. Bu yöntemleri en genel haliyle oldukça küçük elemanlı modellerin kullanıldığı ayrıntılı çözümler ve fiziksel modellerin kullanıldığı yaklaşık çözümler olmak üzere ikiye ayırabiliriz.

3.1 Ayrıntılı Çözüm Yöntemleri

Ayrıntılı çözüm yöntemleri; yapı ve zeminin birlikte modellendiği doğrudan yöntem ve yapıyla zeminin ayrı modellenip temel-zemin arakesitinde çözümlerin birleştirildiği ayırık yöntem olmak üzere iki çeşittir.

3.1.1 Doğrudan yöntem

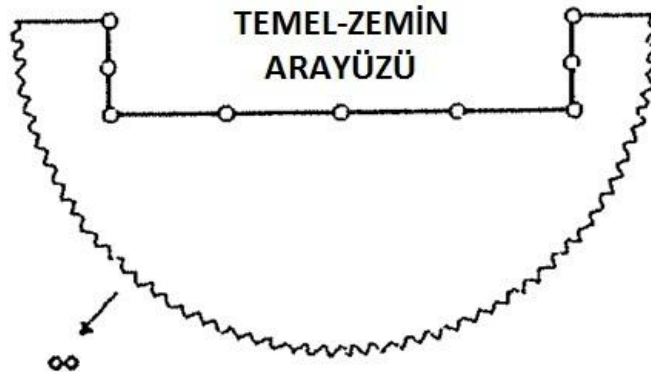
Yapı ve zemin sonlu elemanlar yöntemi ile modellenerek, birlikte deprem etkisi altında analiz edilir; fakat yarı-sonsuz bir eleman olan zeminin, sonlu elemanlar yöntemi ile modellenmesinin mümkün olmamasından dolayı sistem yapay bir sınır ile kesilir [4]. Sistemin zaman tanım alanında hesabının yapılabilmesi için, sonlu elemanların mekanik özelliklerinin dış yükün frekansından bağımsız değerler ile belirlenmesi gerekir. Şekil 3.1 de sonlu elemanlarla modellenmiş bir yapı-zemin sistemi görülmektedir.



Şekil 3.1 : Doğrudan yöntem için oluşturulmuş, yapı-zemin sisteminin dinamik analiz modeli [4].

3.1.2 Ayrık çözüm yöntemi

Bu çözüm yönteminde; yapı ve zemin ayrı olarak modellenerek analiz edilir, sonrasında ise temel-zemin arakesitindeki noktalarda sınır elemanlar yöntemi uygulanır. Yapı sonlu, zemin de sonsuz olarak modellenebildiğinden yapay bir sınıra ihtiyaç yoktur fakat gömülü temelli yapılarda, yapı-zemin arakesitinde sınır koşullarının belirlenmesindeki zorluktan dolayı, uygulanması zahmetlidir. Frekans alanında çözüm yapıldığında, en gerçekçi sonuçları veren analiz yöntemidir [4]. Şekil 3.2 de ayrıık olarak modellenmiş bir yarı-sonsuz zemin modeli görülmektedir.



Şekil 3.2 : Ayrık çözüm yöntemi için oluşturulmuş yarı-sonsuz zemin modeli [4].

3.1.3 İleri çözüm yöntemlerinin sorunları

Her ne kadar ayrıntılı çözüm yöntemleri gerçekçi sonuçlar verse de, sıradan bir inşaat mühendisinden bu tür bir analizi gerçekleştirmesini beklemek uygun değildir, bu nedenle ayrıntılı analizin inşaat mühendisliği uygulamalarında sıradan yapılar için kullanımı pek mümkün gözükmemektedir ve yalnızca akademisyenlerin, özellikle uygulamalı mekanik alanında çalışan bilim insanlarının, ilgisini çekmektedir.

Diğer bir sorun da bu tür bir analizde inşaat mühendisliği problemlerinin çözümünde çok önemli bir yeri olan problemin fiziksel içeriğinin anlaşılabilir olarak çözümü engellenmiş olur, böylece analiz sonunda yapılması olası bir hatanın anlaşılabilirliği zorlaşır ve bu durum tasarım için bir risk oluşturur [4].

Tüm bu sorunların aşılabilmesi için, birçok araştırmacı, yapı-zemin etkileşimi analizinin sıradan yapı türleri için de uygulanabilir olmasını sağlayan basitleştirilmiş modeller üzerinde çalışmışlardır.

3.2 Fiziksel Modeller

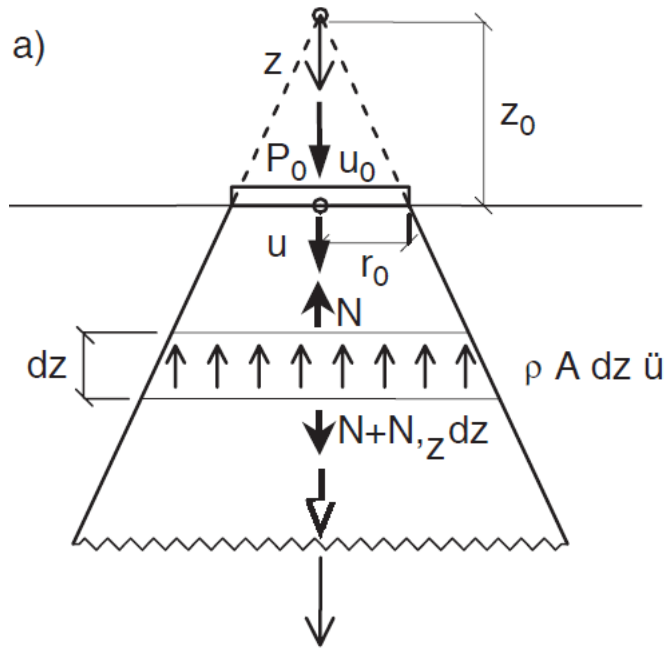
Fiziksel modeller, yapı-zemin etkileşiminin analizini basitleştiren modellerdir. Genel olarak, zemini cisimlerin mukavemeti esasına göre modellemeye dayanan koni modelini ve zemin için eşdeğer sönüm ve yay kuvvetlerini esas alan toplu parametre modellerini içerir. Bu modellerin kullanımının faydaları; problemin kavramsal olarak daha iyi anlaşılabilir çözülmesi, üç boyutlu dalga yayılımı yerine tek boyutlu dalga yayılımının esas alınması, yapı-zemin etkileşimi analizinin sıradan yapılar için proje bürolarında fazla vakit kaybına neden olmadan yapılabilmesinin sağlanması ve ileri çözüm yöntemi ile yapılmış bir analizin kontrolünün yapılabilirliği olarak sıralanabilir [4]. İleri çözüm yöntemlerine yaklaşıklık $\pm\%20$ mertebesinde ki bu zeminin parametrelerinin içerdiği belirsizlik de düşünüldüğünde, sıradan yapılar için kabul edilebilir bir hata payıdır [4]. Bu çalışma kapsamında yapı-zemin sistemleri yalnızca fiziksel modeller ile incelenmiştir.

3.2.1 Koni modeli

Yapı-zemin etkileşimi etkisindeki bir yapı-zemin sistemindeki zeminin, tepe açısı hesapla belirlenmiş kesik bir koni biçiminde, cisimlerin mukavemeti esaslarına dayanılarak (düzlem kesit her durumda düzlem kalır), modellenmesi ile elde edilir [4]. Bahsedilen konilerin zemin içerisindeki durumu; temelin gömülü veya gömülü olmaması, zeminin yarı-sonsuz veya tabakalı olması durumlarına göre farklılık göstermektedir.

3.2.1.1 Elastik yarı- sonsuz zemin ve gömülü olmayan temel durumu

Koni modelinin uygulanabileceği en sade durumdur. Örnek olarak yarı-sonsuz zemin ile kütsüz diskin oluşturduğu sistemin zaman tanım alanında ve düşey hareket modunda eşdeğer rijitlik ve sönüm değerleri elde edilecektir. Şekil 3.3 de temel-zemin sistemi görülebilmektedir.



Şekil 3.3 : Elastik yarı-sonsuz zemin ve gömülü olmayan temel durumunda koni modelinin gösterimi [5].

z_0 , r_0 , ρ , $A(z)$, A_0 sırasıyla koni tepe noktasının zemin yüzeyine uzaklığı, kütsüz diskin yarıçapı, zeminin birim hacim kütlesi, koni tepe noktasından z kadar uzaklıktaki koni kesitinin alanı ve diskin alanı olmak üzere Şekil 3.3 de görülen sonsuz küçük elemanın dinamik denge denklemi (3.1) de verilmiştir [5].

$$-N(z,t) + N(z,t) + N(z,t)_z dz - \ddot{u}(z,t)_z \rho A(z) dz = 0 \quad (3.1)$$

Denklemdaki $N(z,t)_z$ (3.1a) da;

$$N(z,t)_z = \frac{\partial N(z,t)}{\partial z} \quad (3.1a)$$

ve $A(z)$ (3.1b) de;

$$A(z) = \left(\frac{z}{z_0} \right)^2 A_0 \quad (3.1b)$$

gösterilmiştir. E_c ve c_p sırasıyla sıkışma elastisite modülü ve boyuna dalga hızı olmak üzere sıkışma elastisite modülü (3.2) ve sonsuz küçük elemanın gerilme-şekil değiştirme denklemi (3.3) de verilmiştir [5].

$$E_c = \rho c_p^2 \quad (3.2)$$

$$N(z,t) = \rho c_p^2 A(z) u(z,t)_z \quad (3.3)$$

(3.3), (3.1) de yazılırsa (3.4) elde edilir [5].

$$(zu(z,t))_{zz} - \frac{1}{c_p^2} (z\ddot{u}(z,t)) = 0 \quad (3.4)$$

Koninin görünüş oranı hesabında statik dış yük durumu düşünüldüğünden yer değiştirme zamana bağlı değildir, bu nedenle (3.4), (3.5) de olduğu gibi yazılabilir [5].

$$(zu(z))_{zz} = 0 \quad (3.5)$$

(3.5) deki diferansiyel denklemin genel çözümü (3.6) da verilmiştir [5].

$$zu(z) = C_1 + C_2 z \quad (3.6)$$

Sınır koşulları (3.7a) ve (3.7b) yazılırsa çözüm (3.8) de görüldüğü gibi olur [5].

$$u(z = z_0) = u_0 \quad (3.7a)$$

$$u(z \rightarrow \infty) = 0 \quad (3.7b)$$

$$u(z) = \frac{z_0}{z} u_0 \quad (3.8)$$

Diske etkiyen dış yük ile koninin zemin yüzeyi ile arakesitindeki normal kuvvetin eşitliğinden (3.9) elde edilir [5].

$$P_0 = -N(z = z_0) = -E_c \pi r_0^2 u_z(z = z_0) \quad (3.9)$$

P_0 dış yükü (3.10) ve düşey yöndeki rijitlik (3.11) de verilmiştir [5];

$$P_0 = \frac{E_c \pi r_0}{z_0} u_0 \quad (3.10)$$

$$K = \frac{E_c \pi r_0}{z_0} \quad (3.11)$$

Çizelge 2.1 den rijit temel durumunda zeminin düşey yöndeki rijitliğini alırsak (3.12);

$$K_{gerçek} = \frac{4Gr_0}{1-\nu} \quad (3.12)$$

ve bu iki farklı rijitliği eşitleyerek görünüş oranını (3.13) deki gibi elde ederiz [5].

$$\frac{z_0}{r_0} = \frac{\pi(1-\nu)^2}{2(1-2\nu)} \quad (3.13)$$

(3.13) de düşey hareket modu için görünüş oranının yalnızca zeminin Poisson oranına bağlı olduğu görülür. Çözümde diğer bir dikkati çeken husus zeminin statik yük durumdaki rijitliğinin kullanılmasıdır. Bu şekilde rijitliğin statik dış yük durumundan, sönüm değerinin de yarı-sonsuz prizmatik çubuğun sönüm değerinden (3.14) (sonsuz frekanslı dış yük durumuna denk olan) elde edilerek analizin yapılmasına çifte asimptotik yaklaşım denir [5]. Bu yaklaşımı daha yakından

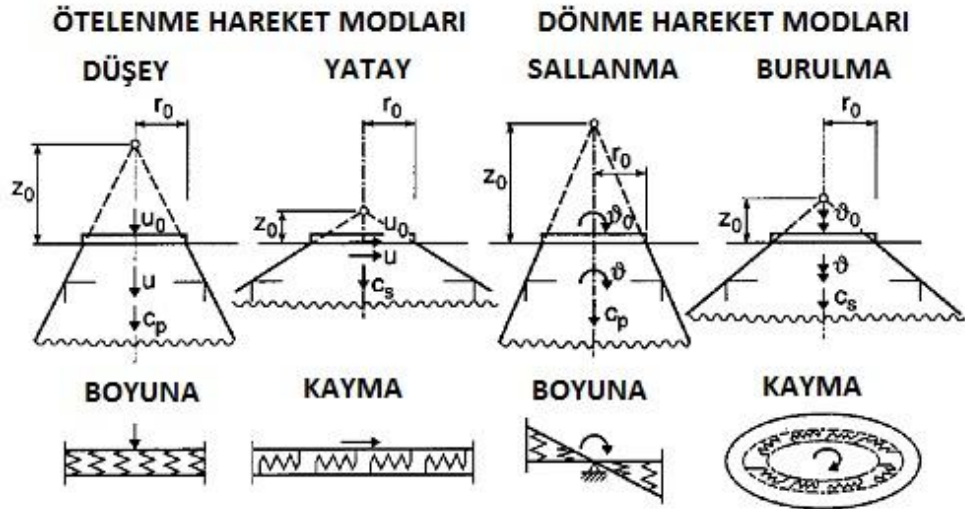
inceleyebilmek için zeminin frekans alanındaki dinamik rijitlik denklemi (3.15) yazılabilir.

$$C(\omega \rightarrow \infty) = \rho c_p \pi r_0^2 \quad (3.14)$$

$$S(\omega) = (K + i\omega C) \quad (3.15)$$

(3.15) e bakıldığında statik dış yük durumunda ($\omega=0$) sönüm değerinin yokolduğu, yalnızca rijitliğin etkin olduğu görülür, fakat sonsuz frekanslı dış yük durumunda ($\omega \rightarrow \infty$) dinamik rijitlik matrisinde sönüm değeri etkindir. Bu sebeple yukarıda bahsedilen çözüm yöntemi sıfır ve sonsuz frekanslı dış yük değerlerinde kesin sonucu veririken, diğer dış yük frekanslarında (yani bu iki değer arasında) yaklaşık bir çözüm sunmaktadır.

Benzer işlemler sonunda diğer hareket modları için görünüş oranları elde edilebilir. Şekil 3.4 de bahsedilen oranlar görülebilmektedir. Farklı hareket modlarında oluşacak konilerin frekans alanında incelenmesi Referans [5] de ayrıntılı olarak verilmiştir.



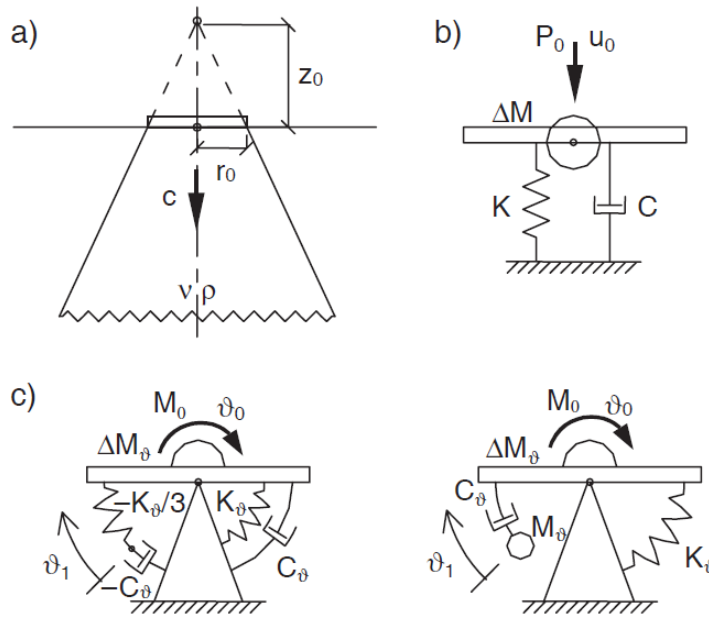
Şekil 3.4 : Farklı hareket modları için görünüş oranları [5].

Çizelge 3.1 de koni modelinden elde edilmiş verilerle zaman tanım alanında yapılacak hesapta kullanılacak zemine ait ayrık eleman modelinin oluşturulabilmesi için gerekli rijitlik-sönüm ve ek kütle değerlerini veren tablo gösterilmiştir. Ayrıca Şekil 3.5 de farklı hareket modları için kullanılacak ayrık eleman modelleri gösterilmiştir. Bölüm 2.2.1 de belirtildiği gibi temel gömülü

olmadığından, bu ayırık elemanlara doğrudan sebest bölge zemin hareketi etkililerek hesap yapılabilir.

Çizelge 3.1 : Elastik yarı-sonsuz zemin üzerinde gömülü olmayan kütesiz temel olması durumunda koni modelinden elde edilmiş oluşturulabilecek ayırık eleman modelinin parametreleri [5].

Hareket	Yatay	Düşey	Sallanma	Burulma		
Eşdeğer yarıçap r_0	$\sqrt{\frac{A_0}{\pi}}$	$\sqrt{\frac{A_0}{\pi}}$	$\sqrt[4]{\frac{4I_0}{\pi}}$	$\sqrt[4]{\frac{2I_0}{\pi}}$		
Görünüm oranı $\frac{z_0}{r_0}$	$\frac{\pi}{8}(2-\nu)$	$\frac{\pi}{4}(1-\nu)\left(\frac{c}{c_s}\right)^2$	$\frac{9\pi}{32}(1-\nu)\left(\frac{c}{c_s}\right)^2$	$\frac{9\pi}{32}$		
Poisson oranı ν	all ν	$\nu \leq \frac{1}{3}$ $\frac{1}{3} < \nu \leq \frac{1}{2}$	$\nu \leq \frac{1}{3}$ $\frac{1}{3} < \nu \leq \frac{1}{2}$	all ν		
Dalga hızı c	c_s	c_p	$2c_s$	c_p $2c_s$	c_s	
Tutulu kütle ΔM ΔM_θ	0	0	$2.4\left(\nu - \frac{1}{3}\right)\rho A_0 r_0$	0	$1.2\left(\nu - \frac{1}{3}\right)\rho I_0 r_0$	0
Toplu parametre modeli		$K = \rho c^2 A_0 / z_0$ $C = \rho c A_0$	$K_\theta = 3\rho c^2 I_0 / z_0$ $C_\theta = \rho c I_0$ $M_\theta = \rho I_0 z_0$			



Şekil 3.5 : a) Zeminde kesik koni modeli. b) Düşey ve yatay hareket modunda oluşturulacak ayırık eleman modeli c) Sallanma ve burulma hareket modunda oluşturulacak ayırık eleman modelleri [5].

Çizelge 3.1 ve Şekil 3.5 de dikkati çeken önemli noktalar burulma ve sallanma hareket modunda her durumda öngörülen bir ek kütle bulunması, bir diğeri de zeminin Poisson oranının farklı değerleri için düşey ve sallanma hareket modunda

yine bir ek kütlenin belirmesi ve geçerli dalga hızının farklı bir kaynaktan alınmasıdır.

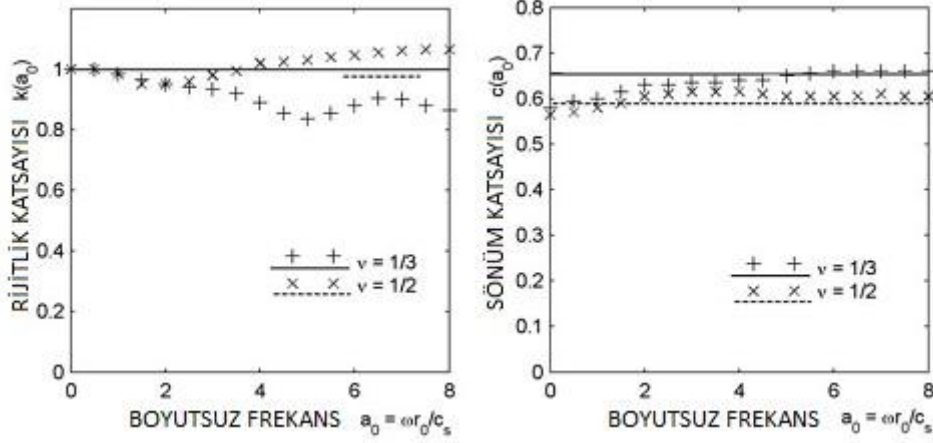
Burulma ve sallanma modunda beliren ek kütlenin nedeni tamamen koni modeli ile frekans ortamında bulunan ile aynı dinamik rijitlik matrisine sahip bir modelin oluşturulmasıdır. Bu modelin ek kütle olmadan da oluşturulması (Şekil 3.5 in sol-altındaki model) mümkündür, fakat bu durumda sistemde negatif değerli sönüm ve yay değerleri belirlemektedir. Bu her ne kadar matematiksel olarak bir sorun oluşturmasa da, fiziksel olarak açıklanamaz. Bu sorun nedeniyle sistemin ek kütle ile (Şekil 3.5 in sağ-altındaki model) modellenmesi daha uygundur, ek kütle ile oluşturulan bu model şekil olarak maymun kuyruğuna benzediğinden, literatürde maymun kuyruğu modeli olarak anılır [4]. Bu ek kütle Şekil 3.7 ve Şekil 3.9 da görüleceği üzere $k(a_0)$ katsayısının artan a_0 değerleri için parabolik bir azalma göstermesine neden olacaktır. Ayrıca yine bu ek kütlenin kendi sallanma serbestlik derecesinin olduğu ve bu nedenle sistemin serbestlik derecesini arttırdığı belirtilmelidir.

Poisson oranına bağlı olarak düşey ve sallanma modundaki ek kütlenin oluşumu ise sıkışamayan veya zor sıkışabilen zemin türlerinde temel hareketi sırasında zeminin bir kısmının harekete katılması nedeniyle, bu ek kütle ise ileri çözüm yöntemleri ile elde edilmiş grafikler üzerinde yapılmış eğri uydurma yöntemleri ile hesap edilmiştir [5]. Ayrıca sıkışamayan zeminlerde boyuna dalga hızı sonsuza doğru artmaktadır ve bu da ayrık eleman modelinin çözümünü neredeyse imkansız hale getirmektedir [4]. Bu durumu önlemek amacıyla Çizelge 3.1 de gösterildiği şekliyle, Poisson oranının $1/3$ 'den büyük değerleri için geçerli dalga hızı olarak kayma dalga hızının iki katını seçmek uygundur [4].

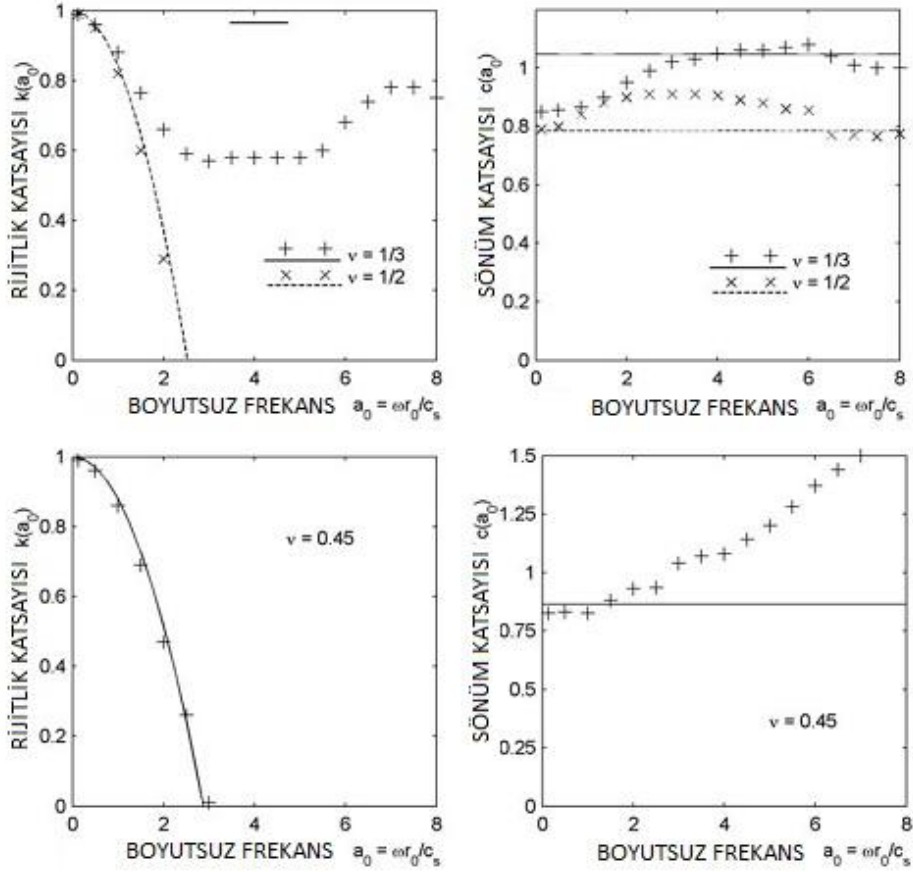
K ilgili hareket modundaki statik rijitlik olmak üzere (3.15) in (2.19) da belirtilen boyutsuz frekansa bağlı olarak yazımı (3.16) de gösterilmiştir.

$$S(\omega) = K(k(a_0) + ic(a_0)) \quad (3.16)$$

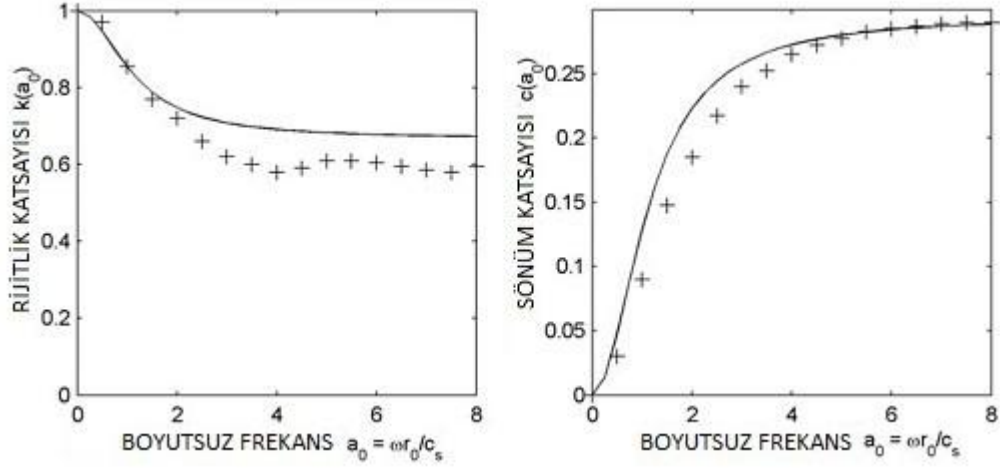
Şekil 3.6, Şekil 3.7, Şekil 3.8, ve Şekil 3.9 da, (3.16) daki $k(a_0)$ ve $c(a_0)$ katsayılarının ileri çözüm yöntemleri ve koni modeli yöntemi ile elde edilmiş değerleri karşılaştırılmıştır.



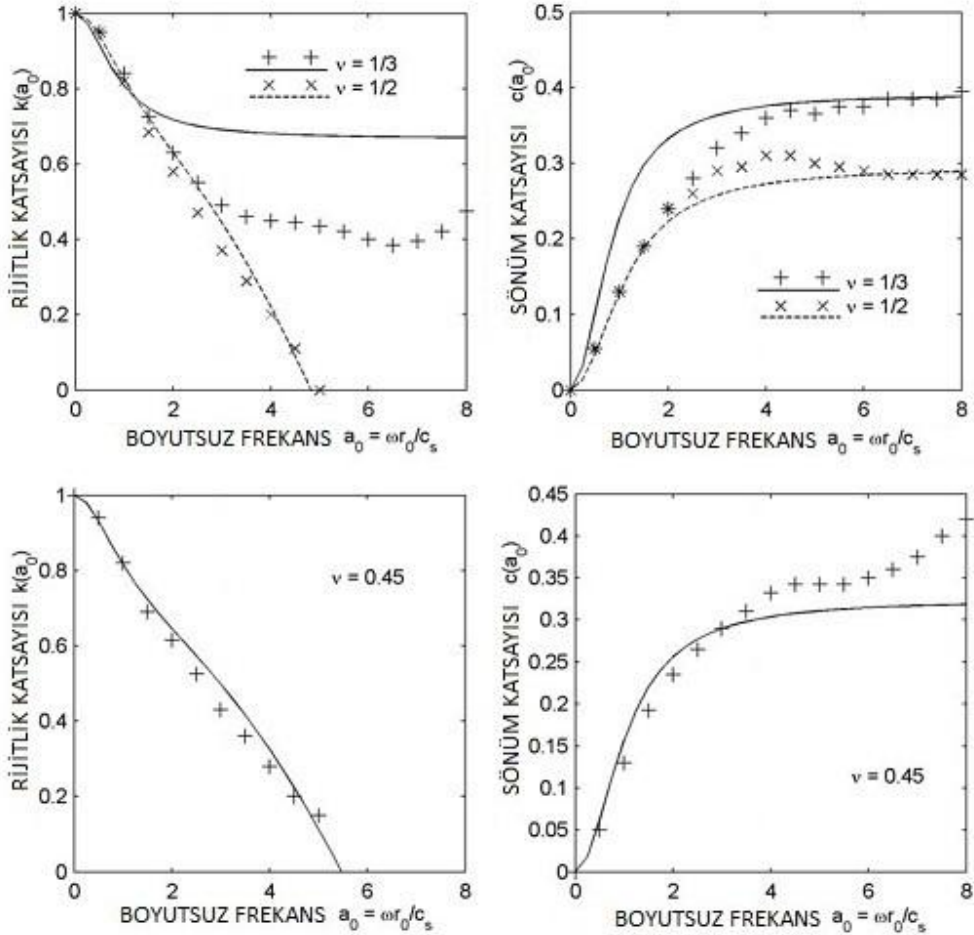
Şekil 3.6 : Yatay hareket modunda koni modeli(düz çizgi) ve ileri çözüm yöntemleri (noktalar) ile elde edilmiş $k(a_0)$ ve $c(a_0)$ değerlerinin karşılaştırılması [5].



Şekil 3.7 : Düşey hareket modunda koni modeli(düz çizgi) ve ileri çözüm yöntemleri (noktalar) ile elde edilmiş $k(a_0)$ ve $c(a_0)$ değerlerinin karşılaştırılması [5].



Şekil 3.8 : Burulma hareket modunda koni modeli(düz çizgi) ve ileri çözüm yöntemleri (noktalar) ile elde edilmiş $k(a_0)$ ve $c(a_0)$ değerlerinin karşılaştırılması [5].



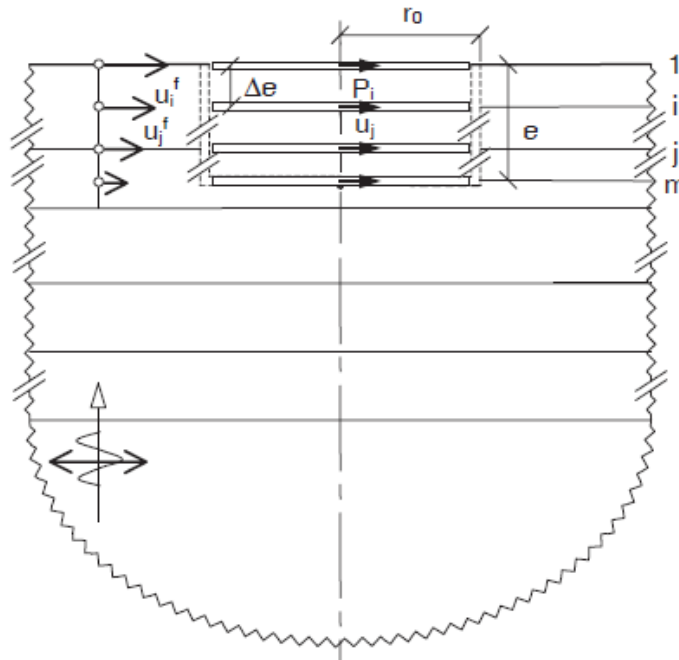
Şekil 3.9 : Sallanma hareket modunda koni modeli(düz çizgi) ve ileri çözüm yöntemleri (noktalar) ile elde edilmiş $k(a_0)$ ve $c(a_0)$ değerlerinin karşılaştırılması [5].

3.2.1.3 Gömülü temel durumu

Temelin gömülü olması durumunda frekans alanında çözüm yapılması daha uygun olmaktadır. Gömülü temelli sistemlerin frekans alanında hesabında serbest zemin hareketi ile temel girdi hareketi arasındaki fark önemli olacağından, serbest bölge hareketinden temel girdi hareketine geçiş için gerekli olan transfer değerleri de hesaplanmalıdır.

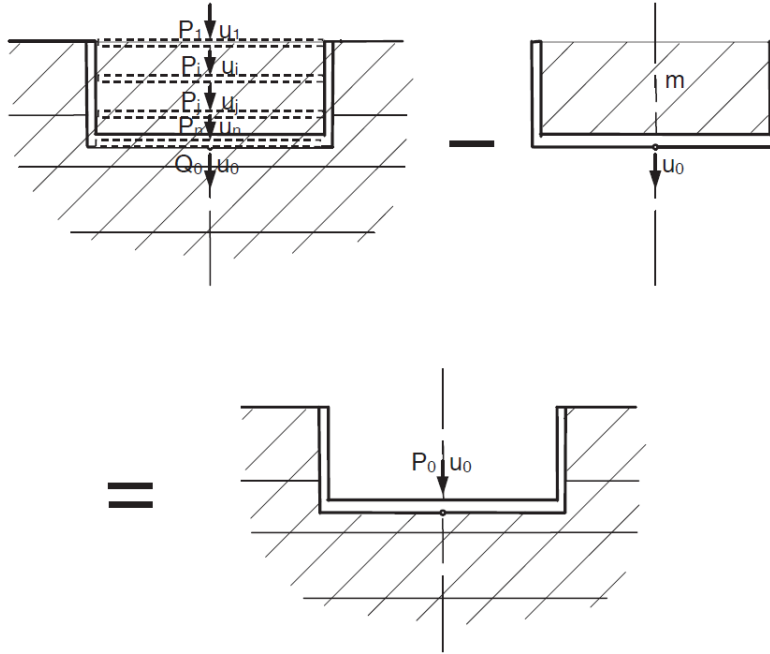
Hesaba başlamadan önce temel düzeyindeki zemin boyunca belli aralıklarla (ilk disk zemin düzeyinde, son disk ise temelin bittiği düzlemde) olmak üzere kütesiz diskler yerleştirilir[5]. Bu diskler arasındaki mesafe, hesap yapılacak en büyük frekanslı dış yükün dalga uzunluğu boyunca en az 10 adet diskin bulunmasını sağlayan disk aralığından fazla olmamalıdır[5], fakat disk sayısı ise işlem süresini oldukça etkileyen bir parametre olduğundan çok küçük disk aralığı seçilmesinden kaçınılmalıdır. Δe , λ ve c sırasıyla disk aralığı, dalga boyu ve dalga hızı olmak üzere disk aralığının genel formülü (3.17) de, disklerin yerleştirildiği bir zemin modeli Şekil 3.11 de verilmiştir [5]. Zemin için elastik yarı sonsuz kabulü yapılsa dahi, zeminin disklerle ayrılması sonucu, tabakalı zemin durumunun gerektirdiği hesap yönteminin kullanılmasına ihtiyaç vardır.

$$\Delta e \leq \frac{\lambda}{10} = \frac{1}{10} \frac{2\pi}{\omega} c = \frac{\pi c}{5\omega} \quad (3.17)$$



Şekil 3.11 : Gömülü temel durumunda disklerin yerleştirilmesi [5].

Örnek olarak Şekil 3.12 de görülen düşey hareket modu incelenirse; dinamik rijitlik ve temel girdi hareketi hesabında, toprağın temel içinden kazılmadığı (serbest bölge) durum için çıkarılan dinamik denge denklemlerinden toprağın kazılmasından sonra kütle etkisinin çıkarılması yönteminin izlendiği görülür [5]. Düşey hareket modunun diğer hareket modlarından bağımsız olması nedeniyle daha kolay elde edilen bu parametreler; sallanma ve yatay hareket modlarında, gömülü temel durumunda birbirlerini etkilemelerinden dolayı, daha fazla işlem yükü gerektirir. Hesap için gereken formülasyon ve bilgisayar ortamında çözüm yöntemleri için Referans [5] in incelenmesi önerilir.



Şekil 3.12 : Düşey hareket modu için gömülü temel durumunda dinamik rijitlik matrisinin elde edilmesinde izlenen yol [5].

3.2.2 Toplu parametre modelleri

Zeminin bir veya birkaç yay-sönümleyici ve gerekli ise kütle ile ayırık olarak oluşturulan modeline toplu parametre modeli denir. Hsieh (1962) zeminin bu şekilde modellenebileceğini ilk keşfeden araştırmacıdır [1]. Toplu parametre modelleri için yapılabilecek en genel sınıflandırma, seçilen parametrelerin dış yükün frekansına bağlı olup olmadığıdır. Frekansa bağlı olmayan parametrelere sahip model zaman tanım alanında kullanılabilen, dolayısıyla doğrusal olmayan yapı-zemin sisteminin çözümünü olanaklı kılmaktadır. Koni modelinden elde edilen ve Şekil 3.5 de gösterilen ayırık elemanlar da birer frekanstan bağımsız toplu parametre modelleridir.

3.2.2.1 Dış yükün frekansına bağlı modeller

Hsieh (1962)'in oluşturduğu toplu parametre modeli dış yükün frekansına bağlı toplu parametre modeline bir örnektir, bu modeli Reissner (1936)'in çözümünü kullanarak oluşturmuştur. Reissner'in dinamik yük altındaki düşey yer değiştirme denklemi (2.18) in zamana göre türevi alınırsa (3.18) [1];

$$\dot{w}_0(t) = \frac{P_0 e^{i\omega t}}{Gr_0} (if_1 - f_2) \quad (3.18)$$

sonrasında (2.18) ve (3.18) birleştirilerek (3.19) [1];

$$f_1 \omega w_0(t) - f_2 \dot{w}_0(t) = \frac{P(t)\omega}{Gr_0} (f_1^2 + f_2^2) \quad (3.19)$$

(3.19) dan P(t) çekilerek (3.20) [1];

$$P(t) = -\frac{Gr_0}{\omega} \frac{f_2}{f_1^2 + f_2^2} \dot{w}_0(t) + Gr_0 \frac{f_1}{f_1^2 + f_2^2} w_0(t) \quad (3.20)$$

(3.20) yi herhangi bir kütle ve sönümleyici cinsinden yazarsak (3.21) [1];

$$P(t) = c_z \dot{w}_0(t) + k_z w_0(t) \quad (3.21)$$

elde edilir. (3.21) deki c_z ve k_z (3.22) ve (3.23) de tanımlıdır [1].

$$c_z = -\frac{Gr_0}{\omega} \frac{f_2}{f_1^2 + f_2^2} \quad (3.22)$$

$$k_z = Gr_0 \frac{f_1}{f_1^2 + f_2^2} \quad (3.23)$$

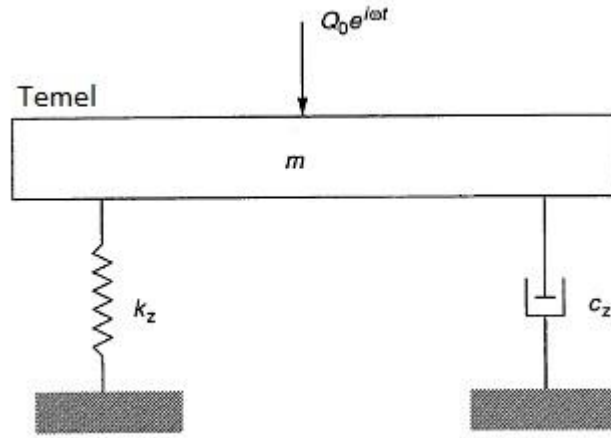
Bu çözüme ek olarak Hsieh (1962), Q(t) gibi bir harmonik dış yüke maruz m kütleli disk-zemin sisteminin çözümünü de oluşturmuştur [1]. Bu diskin dinamik denge denklemi (3.24) de verilmiştir [1].

$$Q(t) - P(t) = m\ddot{w}_0(t) \quad (3.24)$$

(3.24) ile (3.21) birleştirilirse (3.25);

$$m\ddot{w}_0(t) + c_z\dot{w}_0(t) + k_z w_0(t) = Q_0 e^{i\omega t} \quad (3.25)$$

şeklinde elde edilir. (3.25) denklemi tamamen tek serbestlik dereceli bir sistemin dinamik denge denkleminde benzetilmektedir ve bu nedenle problem TSD bir sisteme benzetilebilir, fakat (3.22) ve (3.23) de görüldüğü gibi yay ve sönümleyicinin dış yükün frekansına bağlı olmasından dolayı, zaman tanım alanında harmonik dış yükten farklı bir dış yük durumunda sabit bir parametre belirlemek, dolayısı ile bir çözüme ulaşmak mümkün değildir. Şekil 3.13 de TSD sisteme benzetilmiş disk-zemin sistemi görülmektedir.



Şekil 3.13 : Hsieh(1962)'in oluşturduğu toplu parametre modeli [1].

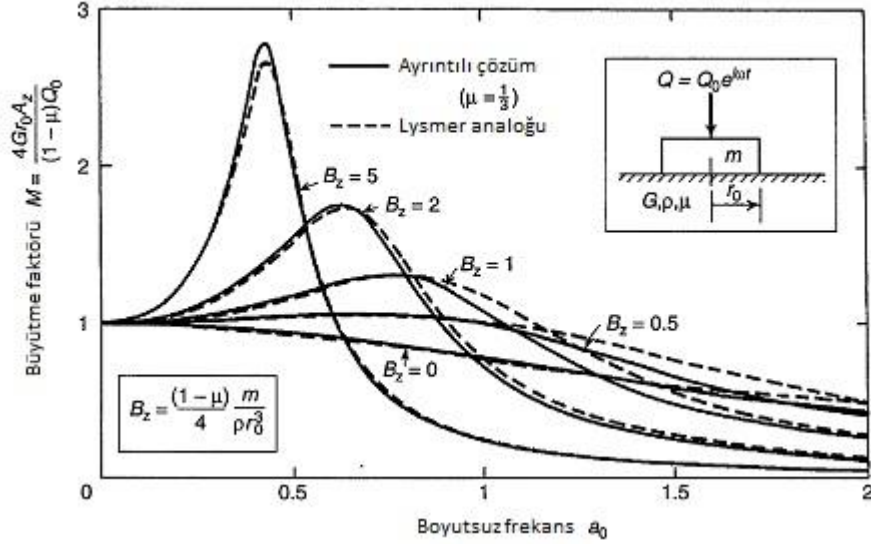
3.2.2.2 Dış yükün frekansından bağımsız modeller

Lysmer (1965), (2.19) da belirtilen boyutsuz frekansın 0 ile 1 arasındaki değerleri için zeminin rijitliğinin ve sönümünün sabit yani dış yükün frekansından bağımsız bir değer ile tanımlanabileceğini ileri sürmüştür [1]. Düşey hareket modunda zeminin sönümü için (3.26), rijitliği için de (3.27) de belirttiği şekliyle, Poisson oranına bağlı değerler tanımlamıştır [1].

$$c_z = \frac{3.4r_0^2}{1-\nu} \sqrt{\rho G} \quad (3.26)$$

$$k_z = \frac{4Gr_0}{1-\nu} \quad (3.27)$$

Bu değerlerle frekans ortamında yapılan çözümün karşılaştırılması Şekil 3.14 de görülmektedir, şekilde görüldüğü gibi yaklaşım boyutsuz frekansın 1 den küçük değerleri için iyi iken; 1'den büyük değerleri için bozulmaktadır. Bu nedenle düşey hareket modunda bu modelin dış yükün frekans içeriğinde en büyük boyutsuz frekansın 1'i aşmadığı durumlarda kullanılmasının uygun olduğu çıkarımı yapılabilir.



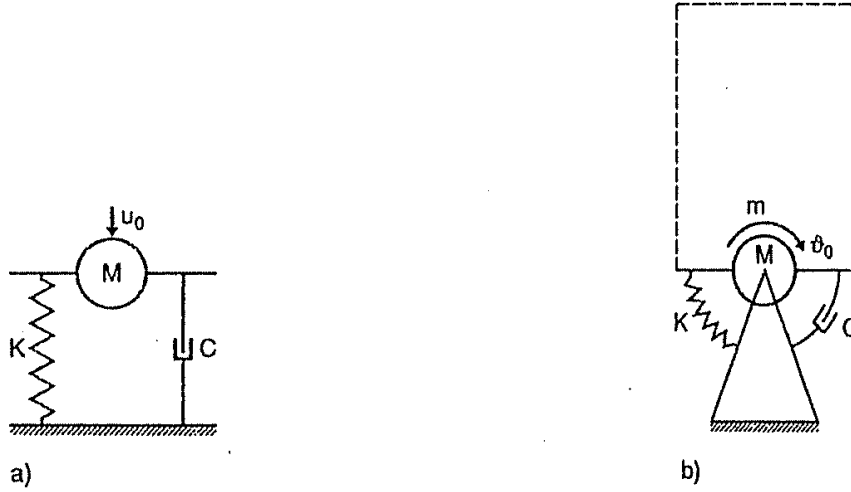
Şekil 3.14 : Lysmer analogunun düşey hareket modunda frekans ortamındaki çözümü ile karşılaştırılması [1].

Lysmer(1965) diğer hareket modları için de benzer frekanstan bağımsız toplu parametre modellerini önermiştir, oluşturduğu modellerde fiktif bir ek kütle bulunmamaktadır[1]. Fakat bu modellerin kullanımı elastik yarı-sonsuz zemin ve gömülü olmayan temel durumu için geçerlidir. Bu çalışma kapsamında Lysmer analogunun diğer toplu parametre modelleri ile karşılaştırılması yapılmıştır, fakat bu çalışmada daha sık kullanılacak olan modeller, Wolf (1994) [4] tarafından önerilen toplu parametre modelleridir.

Wolf (1994) tarafından önerilen bu toplu parametre modelleri, yine aynı yazarın ileri sürdüğü koni modelleri ile ileri çözüm yöntemlerinden elde edilen sonuçların kalibrasyonundan oluşurlar ve zeminin elastik-yarı sonsuz veya tabakalı modellenmesi, temelin gömülü veya gömülü olmaması durumlarına göre farklılıklar gösterirler [4]. İlk olarak yüksek dış yük frekans içeriği için uygun olmayan standart toplu parametre modeli Çizelge 3.2 ve Şekil 3.15 de tanıtılacaktır. Şekil 3.15 deki M ve C değerleri ise (3.28) ve (3.29) da verilmiştir.

Çizelge 3.2 : Standart toplu parametre modeli hesap tablosu [4].

Hareket Modları	Statik Rijitlik K	Boyutsuz Katsayılar	
		Sönüm γ	Kütle μ
Yatay	$\frac{8Gr_0}{2-\nu}$	0.58	0.095
Düşey	$\frac{4Gr_0}{1-\nu}$	0.85	0.27
Sallanma	$\frac{8Gr_0^3}{3(1-\nu)}$	$\frac{0.3}{1 + \frac{3(1-\nu)m}{8r_0^5\rho}}$	0.24
Burulma	$\frac{16Gr_0^3}{3}$	$\frac{0.433}{1 + \frac{2m}{r_0^5\rho}} \sqrt{\frac{m}{r_0^5\rho}}$	0.045



Şekil 3.15 : Standart toplu parametre modelleri a)düşey ve yatay hareket modu için b)burulma ve sallanma hareket modu için [4].

$$M = \frac{r_0^2}{c_s^2} \mu K \quad (3.28)$$

$$C = \frac{r_0}{c_s} \gamma K \quad (3.29)$$

Çizelge 3.2 ve Şekil 3.15 de görüldüğü gibi, toplu parametre modelinde tek dönme serbestlik derecesi ve ek fiktif kütleler bulunmaktadır. Wolf (1994) tarafından boyutsuz dış yük frekansının 1.5 'i aştığı durumlarda, bu fiktif kütlelerin davranışa katılımı nedeniyle, bu modelin kullanılmamasını önerir [4].

Şimdi ise, elastik yarı-sonsuz zemin ve gömülü olmayan temel durumu için önerilen toplu parametre modeli Çizelge 3.3 ve Şekil 3.16 da tanıtılacaktır. Bu toplu parametre modeli, gömülü olmayan temel için toplu parametre modeli olarak adlandırılmaktadır. Şekil 3.16 daki M_0 , M_1 , C_0 ve C_1 değerleri ise (3.30), (3.31), (3.32) ve (3.33) de verilmiştir [4].

Çizelge 3.3 : Gömülü olmayan temel toplu parametre modeli hesap tablosu [4]

Hareket Modları	Boyutsuz Katsayılar				
	Statik Rijitlik K	Sönümler		Kütleler	
		γ_0	γ_1	μ_0	μ_1
Yatay	$\frac{8Gr_0}{2-\nu}$	$0.78 - 0.4\nu$	—	—	—
Düşey	$\frac{4Gr_0}{1-\nu}$	0.8	$0.34 - 4.3\nu^4$	$\nu < \frac{1}{3}$	0
				$\nu > \frac{1}{3}$	$0.9\left(\nu - \frac{1}{3}\right)$
Sallanma	$\frac{8Gr_0^3}{3(1-\nu)}$	—	$0.42 - 0.3\nu^2$	$\nu < \frac{1}{3}$	0
				$\nu > \frac{1}{3}$	$0.16\left(\nu - \frac{1}{3}\right)$
Burulma	$\frac{16Gr_0^3}{3}$	—	0.29	—	0.2
		(0.017)	(0.291)	—	(0.171)



Şekil 3.16 : Gömülü olmayan temel toplu parametre modelleri a)düşey ve yatay hareket modu için b)burulma ve sallanma hareket modu için [4].

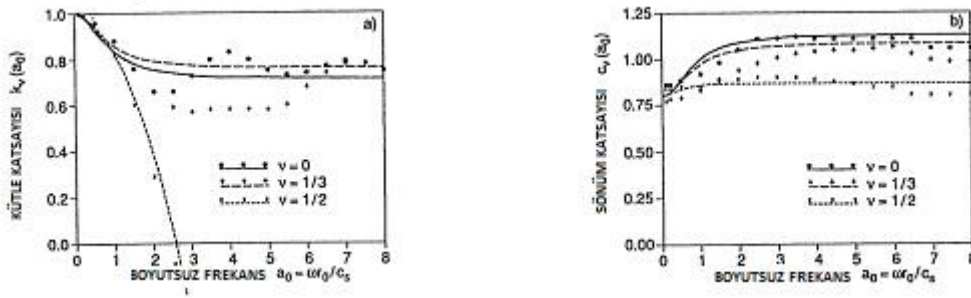
$$M_0 = \frac{r_0^2}{c_s^2} \mu_0 K \quad (3.30)$$

$$M_1 = \frac{r_0^2}{c_s^2} \mu_1 K \quad (3.31)$$

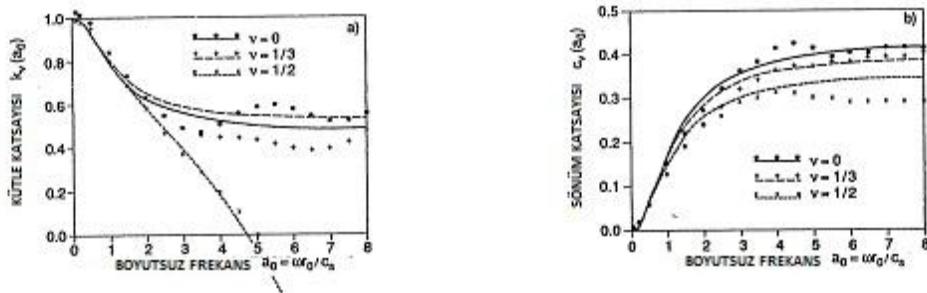
$$C_0 = \frac{r_0}{c_s} \gamma_0 K \quad (3.32)$$

$$C_1 = \frac{r_0}{c_s} \gamma_1 K \quad (3.33)$$

Çizelge 3.3 ve Şekil 3.16 ya dikkatli bakıldığında, koni modeli için olan Çizelge 3.1 ve Şekil 3.4 e önemli benzerlikler göze çarpmaktadır. Bunun nedeni, konunun başında açıklandığı gibi, toplu parametre modelinin koni modelleri ile ileri çözüm yöntemlerinden elde edilen sonuçların kalibrasyonundan oluşmasıdır. Önemli bir farklılık ise, Çizelge 3.3 de görüldüğü gibi, geçerli dalga hızının her durumda kayma dalgası hızı olmasıdır. Şekil 3.17 ve Şekil 3.18 de, (3.16) daki $k(a_0)$ ve $c(a_0)$ katsayılarının, ileri çözüm yöntemleri ve gömülü olmayan temel için toplu parametre modeli ile elde edilmiş değerleri karşılaştırılmıştır.



Şekil 3.17 : Düşey hareket modunda gömülü olmayan temel için toplu parametre modeli(düz çizgi) ve ileri çözüm yöntemleri (noktalar) ile elde edilmiş $k(a_0)$ ve $c(a_0)$ değerlerinin karşılaştırılması [4].



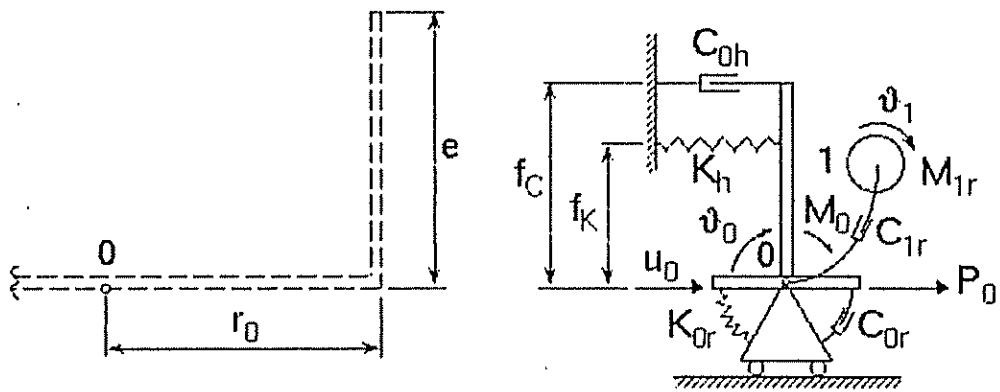
Şekil 3.18 : Sallanma hareket modunda gömülü olmayan temel için toplu parametre modeli(düz çizgi) ve ileri çözüm yöntemleri (noktalar) ile elde edilmiş $k(a_0)$ ve $c(a_0)$ değerlerinin karşılaştırılması [4].

Şekil 3.18 ve Şekil 3.9 karşılaştırıldığında, parametrelerin kalibre edilmiş olmasından dolayı, gömülü olmayan temel toplu parametre modelinin, koni modeline göre, ileri çözüm yöntemleriyle elde edilen sonuçlara yaklaşımının daha iyi olduğu görülebilir.

Gömülü temel için toplu parametre modeline geldiğimizde, önemli nokta modelin yatay ve sallanma hareket modlarında gerçek durumda görülen etkileşimi içermesidir. Bu etkileşimin sağlanması için modelde yatay yay ve sönümleyiciler sisteme belirli bir dışmerkezlik ile etkililir [4]. Bu model Çizelge 3.4 ve Şekil 3.19 da tanıtılacaktır. Şekil 3.18 deki M_{1r} , C_{0h} , C_{0r} , C_{1r} , f_c ve f_k değerleri ise (3.34), (3.35), (3.36), (3.37), (3.38) ve (3.39) da verilmiştir [4].

Çizelge 3.4 : Gömülü temel toplu parametre modeli hesap tablosu ($\nu=0.25$) [4].

Hareket Modları	Statik Rijitlik	Boyutsuz Katsayılar		
	K	γ_0	γ_1	μ_1
Yatay	$\frac{8Gr_0}{2-\nu}\left(1+\frac{e}{r_0}\right)$	$0.68+0.57\sqrt{\frac{e}{r_0}}$	—	—
Düsey	$\frac{4Gr_0}{1-\nu}\left(1+0.54\frac{e}{r_0}\right)$	$0.80+0.35\frac{e}{r_0}$	$0.32-0.01\left(\frac{e}{r_0}\right)^4$	0.38
Sallanma	$K_r = \frac{8Gr_0^3}{3(1-\nu)}\left[1+2.3\frac{e}{r_0}+0.58\left(\frac{e}{r_0}\right)^3\right]$	$0.15631\frac{e}{r_0}$		
	$K_{0r} = K_r - \frac{Gr_0^3}{2(2-\nu)}\left(1+\frac{e}{r_0}\right)\left(\frac{e}{r_0}\right)^2$	$-0.08906\left(\frac{e}{r_0}\right)^2$ $-0.00874\left(\frac{e}{r_0}\right)^3$	$0.40+0.03\left(\frac{e}{r_0}\right)^2$	$0.33+0.10\left(\frac{e}{r_0}\right)^2$
Burulma	$\frac{16Gr_0^3}{3}\left(1+2.67\frac{e}{r_0}\right)$	—	$0.29+0.09\sqrt{\frac{e}{r_0}}$	$0.20+0.25\sqrt{\frac{e}{r_0}}$



Şekil 3.19 : Gömülü temel toplu parametre modeli[4].

$$M_{1r} = \frac{r_0^2}{C_s} \mu_{1r} K_r \quad (3.34)$$

$$C_{0h} = \frac{r_0}{c_s} \gamma_{0h} K_h \quad (3.35)$$

$$C_{0r} = \frac{r_0}{c_s} \gamma_{0r} K_r \quad (3.36)$$

$$C_{1r} = \frac{r_0}{c_s} \gamma_{1r} K_r \quad (3.37)$$

$$f_c = 0.32e + 0.03e \left(\frac{e}{r_0} \right)^2 \quad (3.38)$$

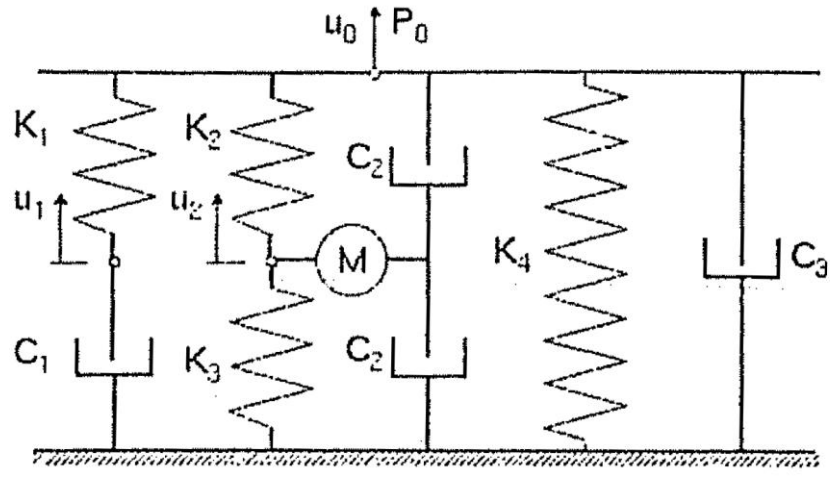
$$f_k = 0.25e \quad (3.39)$$

Çizelge 3.4 dikkatli incelendiğinde, tüm parametrelerin zeminin Poisson oranından bağımsız olduğu görülür; bunun nedeni ise, başka Poisson oranları için ileri çözüm yöntemleri ile elde edilmiş güvenilir veri olmaması sonucu tablonun sadece $\nu=0.25$ için oluşturulmuş olmasıdır [4].

Tabakalı zeminler için oluşturulacak toplu parametre modellerinde, dış yükün frekansına bağımlılık artacağından, daha karmaşık modeller ortaya çıkacaktır. Bu frekans bağımlılığını gidermenin en uygun yolu, modeldeki serbestlik derecesini arttırmaktır [4]. Bu modelin bir örneği Çizelge 3.5 ve Şekil 3.20 de tanıtılacaktır. Bu çalışma kapsamında yalnızca elastik yarı-sonsuz zemin modelleri kullanılacağından, bu modeller çalışmanın kapsamı dışındadır. Bu zemin türü için oluşturulan toplu parametre modellerine ait daha ayrıntılı bilgi Referans [4] den edinilebilir.

Çizelge 3.5 : Tabakalı zemin için oluşturulmuş bir toplu parametre modeli örneği hesap tablosu [4].

	Yatay		Düşey		Sallanma		Burulma	
k_1	-135504	E+02	-385021	E+02	-115333	E+02	-744350	E+01
k_2	-889717	E+01	+520073	E+01	-424315	E+02	+147987	E+01
k_3	-885129	E+02	-883372	E+03	-826860	E+02	-115690	E+02
k_4	+151865	E+02	+107474	E+02	+932713	E+01	+390900	E+01
c_1	-463274	E+01	-574871	E+01	-191067	E+01	-972235	E+00
c_2	-846450	E+01	-232283	E+02	-376956	E+01	-184750	E+01
c_3	+116060	E+02	+295083	E+02	+533956	E+01	+341750	E+01
m	-986740	E+01	-239227	E+02	-220328	E+01	-166126	E+01



Şekil 3.20 : Tabakalı zemin için bir toplu parametre modeli örneği [4].

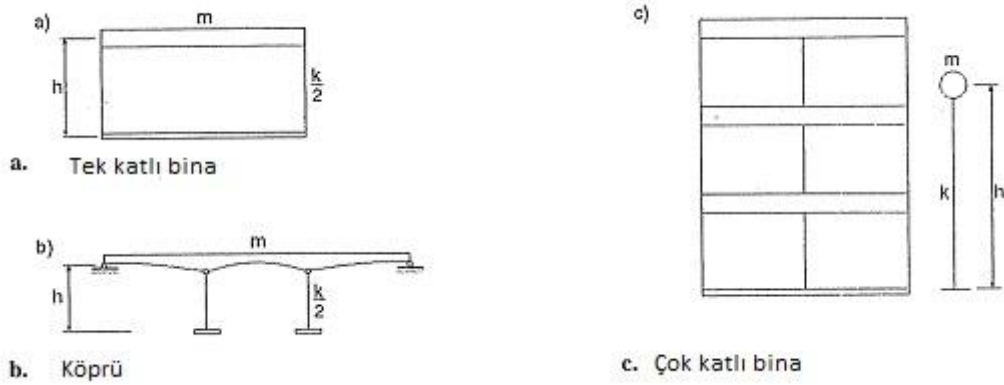
4. DOĞRUSAL OLMAYAN SİSTEMLERİN DİNAMİK ANALİZİ

Bu çalışmada incelenen yapı sistemleri sadece tek serbestlik dereceli olarak modellenmiştir, fakat fiziksel modeller yardımıyla oluşturulan yapı-zemin sistemlerinin çok serbestlik dereceli olmasından dolayı, bu tür sistemlerin de dinamik analizi çalışmanın kapsamındadır.

Dinamik çözümleme yöntemi olarak, doğrusal olmayan elemanların çözümünü olanaklı kılan ve yaklaşıklık derecesinin yeterli olduğu düşünülen, Newmark Beta yöntemi kullanılmıştır.

4.1 Tek Serbestlik Dereceli Sistemler

Tek serbestlik dereceli sistemler, basit olmasına karşın yönetmelikler tarafından istenen birçok özelliği sağladığından, elde edilen sonuçların uygulama alanı geniştir [4]. Tek serbestlik dereceli olarak modellenebilecek yapı sistemleri arasında, Şekil 4.1 de görüldüğü gibi, köprü ayakları, tek ve çok katlı binalar bulunmaktadır; fakat çok katlı binadaki kat sayısı arttığında diğer modların etkisi de artacağından, yaklaşım bozulmaktadır.



Şekil 4.1 : TSD sistem olarak modellenebilecek yapı türleri [4].

4.1.1 Doğrusal TSD sistemlerin deprem etkisi altında analizi

Doğrusal TSD sistemlerin hesabı için literatürde birçok yöntem bulunmaktadır, bu çalışmada ise yalnızca uygulamadaki kolaylığı ve doğrusal olmayan sistemlere de uygulanabilirliği olan Newmark Beta yöntemi kullanılmıştır. Çizelge 4.1 de Newmark Beta yönteminin hesap adımları gösterilmiştir.

Çizelge 4.1 : Doğrusal TSD sistem için Newmark Beta yöntemi hesap adımları [6].

Hesap yönteminin seçilmesi

- (1) Ortalama ivme yöntemi ($\gamma = \frac{1}{2}, \beta = \frac{1}{4}$)
(2) Doğrusal ivme yöntemi ($\gamma = \frac{1}{2}, \beta = \frac{1}{8}$)

1.0 Başlangıç koşulları

$$1.1 \quad \ddot{u}_0 = \frac{p_0 - c\dot{u}_0 - ku_0}{m}$$

1.2 Δt nin seçilmesi

$$1.3 \quad \hat{k} = k + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} c + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} m.$$

$$1.4 \quad a = \frac{1}{\beta \Delta t} m + \frac{\gamma}{\beta} c; \text{ and } b = \frac{1}{2\beta} m + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) c.$$

2.0 Her bir adım için hesabın yapılması

$$2.1 \quad \Delta \hat{p}_i = \Delta p_i + a\dot{u}_i + b\ddot{u}_i.$$

$$2.2 \quad \Delta u_i = \frac{\Delta \hat{p}_i}{\hat{k}}.$$

$$2.3 \quad \Delta \dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{u}_i.$$

$$2.4 \quad \Delta \ddot{u}_i = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \Delta u_i - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{u}_i - \frac{1}{2\beta} \ddot{u}_i.$$

$$2.5 \quad u_{i+1} = u_i + \Delta u_i, \dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta \dot{u}_i, \ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \Delta \ddot{u}_i.$$

3.0 i yerine $i+1$ yazılarak, 2 deki işlemler tekrarlanır

Bu çalışmada, her ne kadar doğrusal ivme yaklaşımı TSD sistemlerin analizinde daha gerçekçi sonuçlar verse de çok serbestlik dereceli yapı-zemin sistemleri ile karşılaştırmanın daha sağlıklı yapılabilmesi için, yapılan tüm dinamik analizlerde ortalama ivme yöntemi kullanılmıştır.

Newmark Beta yöntemi hakkında daha ayrıntılı bilgi için Referans [6] ya başvurulması önerilir.

4.1.2 Doğrusal olmayan TSD sistemlerin deprem etkisi altında analizi

Bu çalışmada yapı-zemin etkileşiminin yapının süneklik talebine etkisi araştırıldığından, rijitlik bakımından doğrusal olmayan sistemlerin dinamik analizi üzerinde önemle durulmuştur. Sönüm ve kütle bakımından doğrusal olmama durumları çalışma kapsamı dışında olup ayrıca geometri bakımından doğrusal olmama durumu ihmal edildiğinden dolayı, sistemin doğrusal olmamasının nedeni yalnızca elastik davranmaması, yani malzeme bakımından doğrusal olmaması olarak düşünülmüştür.

Newmark Beta yöntemi, yay sabitinin yer değiştirmeye göre değiştiği problemlerde de uygulanabilir; fakat bu değişiklik nedeniyle (4.1) de gösterilen arttırımsal dinamik denge denkleminin kullanılmasına ihtiyaç vardır.

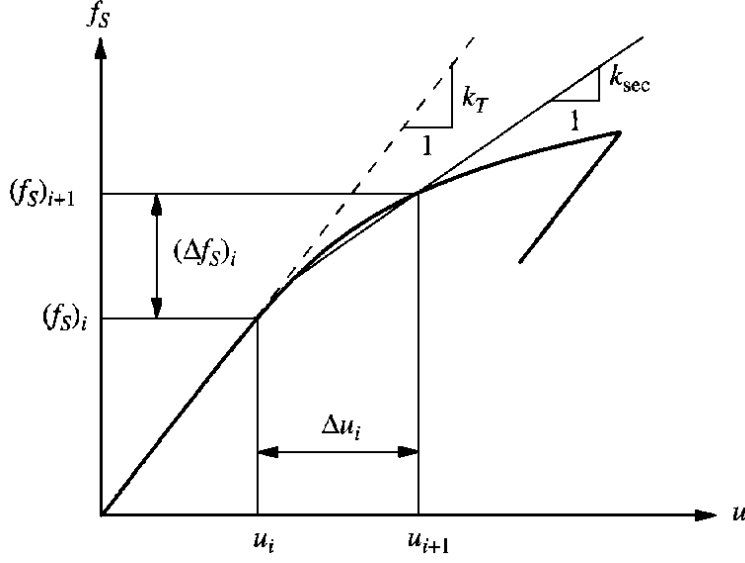
$$m\Delta\ddot{u} + c\Delta\dot{u} + (\Delta f_s)_i = \Delta p_i \quad (4.1)$$

(4.1) deki Δf_s (arttırımsal yay tepkisi) (4.1a) da açıklanmıştır.

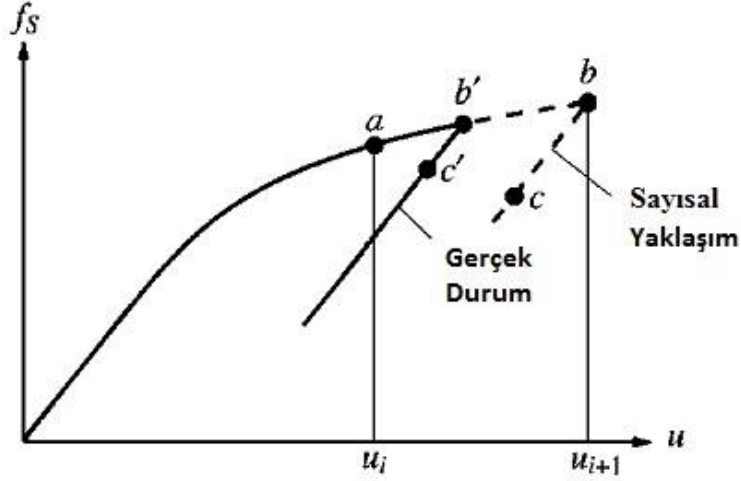
$$(\Delta f_s)_i = (k_i)_{\text{sec}} \Delta u_i \quad (4.1a)$$

(4.1a) da belirtilen $(k_i)_{\text{sec}}$ terimi, sekant rijitliğini belirtmektedir; fakat çözümde u_{i+1} terimin elde edilememesinden dolayı, Şekil 4.2 de görüldüğü gibi, bu değer bilinmemektedir. Bu sorun nedeniyle hesaplarda sekant rijitliği yerine teğet rijitliği ile yetinilecektir [6]. Şekil 4.2 ye bakıldığında, bu kabulün bir miktar hata içerdiği görülmektedir; fakat hesap zaman aralığı azaltılarak oluşacak hata en aza indirilebilir.

Doğrusal olmayan hesapta oluşabilecek hatanın diğer bir kaynağı da hızın sıfır olduğu yer değiştirmenin tam olarak belirlenememesidir. Şekil 4.3 de bu hatanın oluşumu ayrıntılı olarak gösterilmiştir. Bu hatayı en aza indirmek için, özellikle yüksek hız değerlerinin olduğu durumlarda, hızın işaret değiştirdiği adım için zaman aralığı azaltılarak hesap tekrarlanmalıdır.



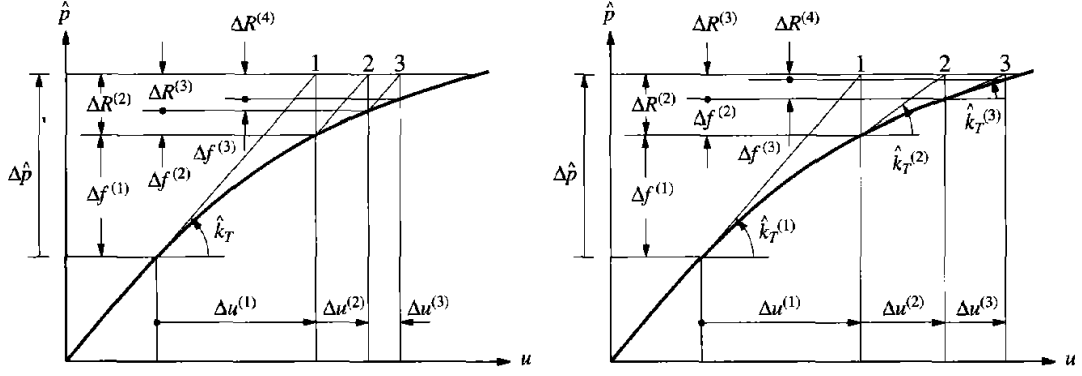
Şekil 4.2 : Sekant ve teğet rijitliklerinin gösterimi [6].



Şekil 4.3 : Hızın sıfır olduğu bölgenini yanlış olarak belirlenmesinden dolayı oluşabilecek hatanın gösterimi [6].

4.1.2.1 Elastik bölgeden plastik bölgeye geçiş adımında yapılan hesap

Doğrusal-elastik davranmayan bir sisteme Newmark Beta yönteminin uygulanmasında, elastik bölgeden plastik bölgeye geçişte kullanılacak en genel yöntem Newton-Raphson iterasyonudur. Her iterasyon adımında rijitlik değerinin değiştirilip değiştirilmemesine göre yöntem sırasıyla tam ve değiştirilmiş Newton-Raphson iterasyonu olarak isimlendirilir[6]. Şekil 4.4 de bu iki farklı iterasyonun ayrıntılı gösterimi ve Çizelge 4.2 de değiştirilmiş Newton-Raphson iterasyonu için hesap tablosu verilmiştir.



Şekil 4.4 : a) Değiştirilmiş, b) Tam Newton-Raphson iterasyonunun gösterimi [6].

Çizelge 4.2 : TSD sistem için değiştirilmiş Newton-Raphson iterasyonu hesap adımları [6].

1.0 Başlangıç verilerinin seçilmesi

$$u_{i+1}^{(0)} = u_i \quad f_S^{(0)} = (f_S)_i \quad \Delta R^{(1)} = \Delta \hat{p}_i \quad \hat{k}_T = \hat{k}_i$$

2.0 Her bir adımda hesabın yapılması $j = 1, 2, 3, \dots$

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

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

2.3 $\Delta f^{(j)} = f_S^{(j)} - f_S^{(j-1)} + (\hat{k}_T - k_T) \Delta u^{(j)}$.

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

3.0 i yerine $i+1$ yazılarak, 2 deki işlemler tekrarlanır

Newton-Raphson iterasyonu her ne kadar genel bir yöntem olsa da uygulamasında zorluklar bulunmaktadır; bu nedenle çalışma kapsamında, yalnızca ideal elasto-plastik sistemlerin inceleneceği düşünülerek, daha basit bir yaklaşım kullanılmıştır.

Bu yaklaşımı kısaca açıklamak gerekirse, yaklaşımın yay tepkisinin sistemin akma dayanımını aştığı hesap adımında yer değiştirme değerinin elastik ve plastik olarak ayrı ayrı elde edilmesine dayandığı söylenebilir [2].

Bu adımdaki elastik yer değiştirme, önceki adımda elde edilmiş yay tepkisi ve akma dayanımı ile (4.2) de gösterildiği gibi hesaplanır, denklemdeki $(\Delta x)_e$, f_y , $(f_s)_i$ ve $(k_t)_i$ sırasıyla elastik yer değiştirme, sistemin akma dayanımı, önceki adımda hesaplanan yay kuvveti ve rijitlik değerleridir [2].

$$(\Delta x)_e = \frac{f_y - (f_s)_i}{(k_t)_i} \quad (4.2)$$

Plastik yer değiştirmeyi hesaplayabilmek için, dış kuvvetin ne kadarının elastik yer değiştirmeyi oluşturduğu hesaplanmalıdır; böylelikle dış yükün kalan kısmı plastik bölgedeki rijitlik değeri (ideal-elasto-plastik sistem için bu değer sıfırdır) ile elde edilen \hat{k}_t değerine bölünerek plastik yer değiştirme bulunur. İlk olarak a_e (elastik bölgedeki yer değiştirmeyi oluşturan dış kuvvetin toplam dış kuvvet değerine oranı) nin hesabı (4.3) de gösterilmiştir, denklemdeki $(\Delta x)_0$ hatalı olarak elde edilmiş yer değiştirme değeridir [2].

$$a_e = \frac{(\Delta x)_e}{(\Delta x)_0} \quad (4.3)$$

Plastik yer değiştirmenin hesabı ise (4.4) de verilmiştir, denklemdeki Δp , $(\Delta x)_p$ ve \hat{k}_t sırasıyla arttırımsal dış yük değeri, plastik yer değiştirme ve plastik bölgedeki rijitliğe (ideal-elasto-plastik sistem için bu değer sıfırdır) göre hesaplanmış statik duruma eşdeğer rijitlik değeridir, bu değer Çizelge 4.1 de gösterildiği gibi hesaplanabilir [2].

$$(\Delta x)_p = \frac{(1 - a_e)\Delta p}{\hat{k}_t} \quad (4.4)$$

Düzeltilmiş yer değiştirme değeri ise (4.5) de gösterildiği elde edilir.

$$\Delta x = (\Delta x)_e + (\Delta x)_p \quad (4.5)$$

Hesap sonunda düzeltilmiş arttırımsal yer değiştirme değeri önceki adım sonunda bulunmuş yer değiştirme değerine eklenerek, hesaba devam edilir.

4.1.2.2 Plastik bölgeden elastik bölgeye geçiş adımında yapılan hesap

Plastik bölgeden elastik bölgeye geçiş, Şekil 4.3 de görüldüğü gibi, hızın işaret değiştirmesi sonucu oluşur. Bahsedilen Şekilde hızın sıfır olduğu noktanın tam olarak tespit edilememesi sonucu oluşan hata gösterilmiştir; bu hatalı dönüş noktasındaki hız değeri sıfıra ne kadar yakın ise yapılan yaklaşımın o kadar doğru olduğu düşünülebilir.

Bu sebeple çalışma kapsamında oluşturulan modellerde, hızın işaret değiştirmeden önceki adım sonundaki hız değerinin 0.1 m/s'yi geçtiği durumlarda, hız değişiminin olduğu adımdaki işlem hesap zaman aralığı 1/5 oranında azaltılarak tekrarlanmıştır; bu hız değerinin aşılmadığı durumlarda ise ilgili hesap adımında işlem yalnızca \hat{k}_t değeri değiştirilerek tekrarlanmıştır. Hızın her işaret değiştirdiği bölgede hesap zaman aralığının azaltılmamasının nedeni ise, oluşturulan modelin analiz süresinin uzamasının önüne geçilmek istenmesidir.

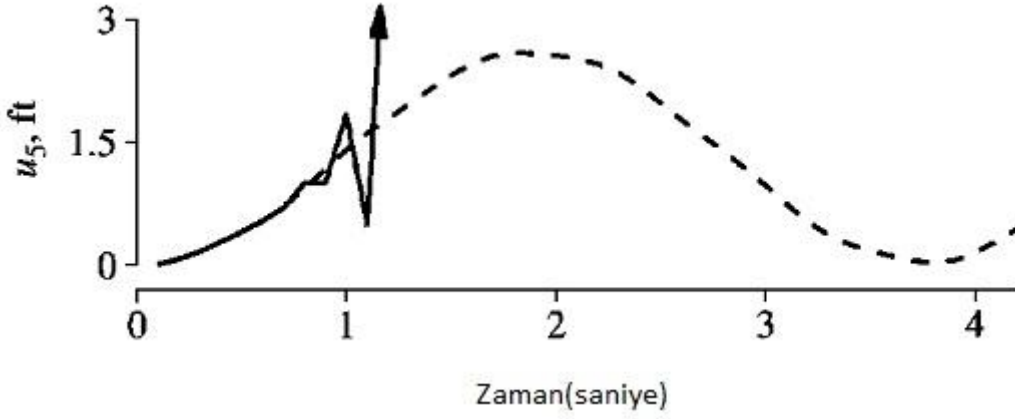
4.2 Çok Serbestlik Dereceli Sistemler

Çalışma kapsamında yalnızca TSD yapı sistemleri incelenecek olsa da, yapı- zemin sistemi fiziksel modellerinin tümünün çok serbestlik dereceli birer sistem olmalarından ötürü, bu tür sistemlerin de dinamik analizinin yapılması gerekmektedir.

Çok serbestlik dereceli bir sistemin deprem etkisi altında dinamik analizi denilince çözüm yöntemi olarak akla ilk olarak modal analiz yöntemi gelebilir; fakat sistemin içerisinde doğrusal olmayan TSD yapı sistemi bulunduğundan, modları ayrıştırmak mümkün değildir ve bu nedenle modal analiz bu tür sistemler için kullanılabilir bir yöntem değildir.

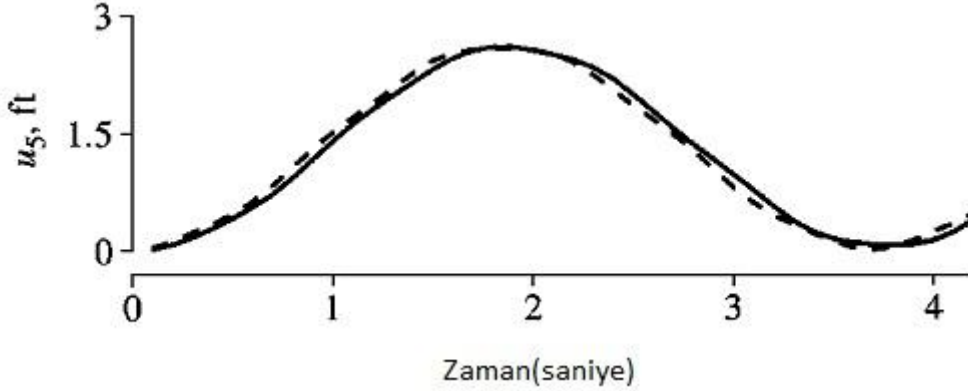
Sistemin çözümü için Bölüm 4.1.1 deki yöntemle benzer olarak Newmark Beta yöntemi uygulanmıştır. Hesap adımları ise Çizelge 4.1 de belirtilenin bir benzeridir; önemli olan fark ise dış yük, yer değiştirme, hız, ivme, rijitlik, sönüm ve kütle değerlerinin TSD sistemlerde olduğu gibi skaler olmayıp birer matris olarak hesap adımlarına girmeleridir. Bu nedenle çok serbestlik dereceli bir sistemin dinamik analizi öncesi serbestlik derecesi kadar dinamik denge denkleminde yararlanılıp, sistemin rijitlik, kütle, sönüm ve dış yük matrisleri elde edilmelidir.

Doğrusal ya da ortalama ivme yöntemiyle çözüm yapılması çok serbestlik dereceli sistemlerde, TSD sistemlerde olduğu gibi, keyfi değildir; çünkü doğrusal ivme yöntemi, hesap zaman aralığı sistemin en küçük periyodunun onda birinden büyük olduğu durumda stabilitesini kaybeder [6]. Bu durumun bir örneği Şekil 4.5 de gösterilmiştir. Doğrusal ivme yönteminde stabilitenin hesap zaman aralığına bağlı olmasından dolayı bu yöntem koşullu stabil yöntem olarak adlandırılır [6].



Şekil 4.5 : Doğrusal çok serbestlik dereceli bir sistemin 2 modlu modal analiz ile (kesikli çizgi) ve doğrusal ivme yöntemi ile (çizgi) çözümü [6].

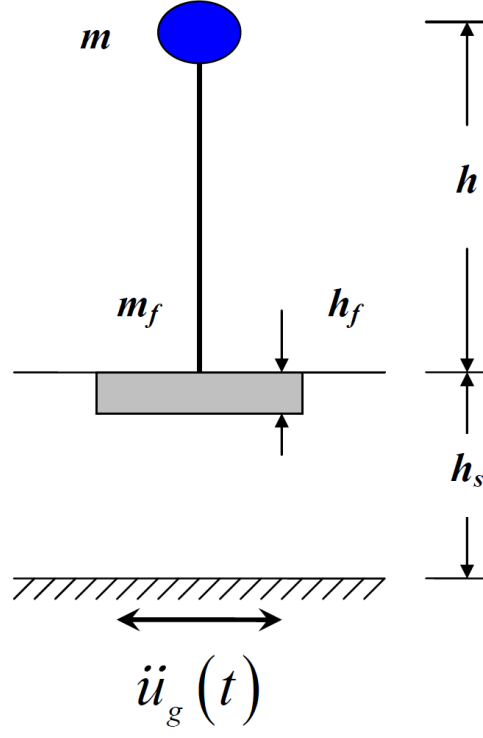
Ortalama ivme yöntemine geldiğimizde ise, stabilite hesap zaman aralığından bağımsız olarak her durumda sağlanır, bu nedenle bu yöntem koşulsuz stabil yöntem olarak değerlendirilir [6]. Şekil 4.6 da ortalama ivme yöntemi ile yapılmış stabil olan bir çözüm örneği gösterilmiştir. Bu çalışmada sistemin stabilitesinin kontrolü için ayrıca işlem yükü oluşturmamak amacıyla, çok serbestlik dereceli sistemlerin analizinde ortalama ivme yöntemi kullanılmıştır.



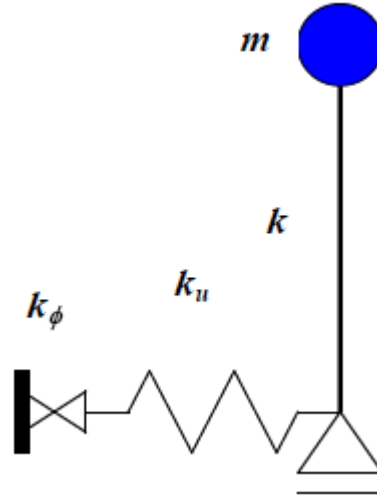
Şekil 4.6 : Doğrusal çok serbestlik dereceli bir sistemin modal analiz ile (kesikli çizgi) ve ortalama ivme yöntemi ile (çizgi) çözümü [6].

4.2.1 Üç serbestlik dereceli yapı- zemin sistemi

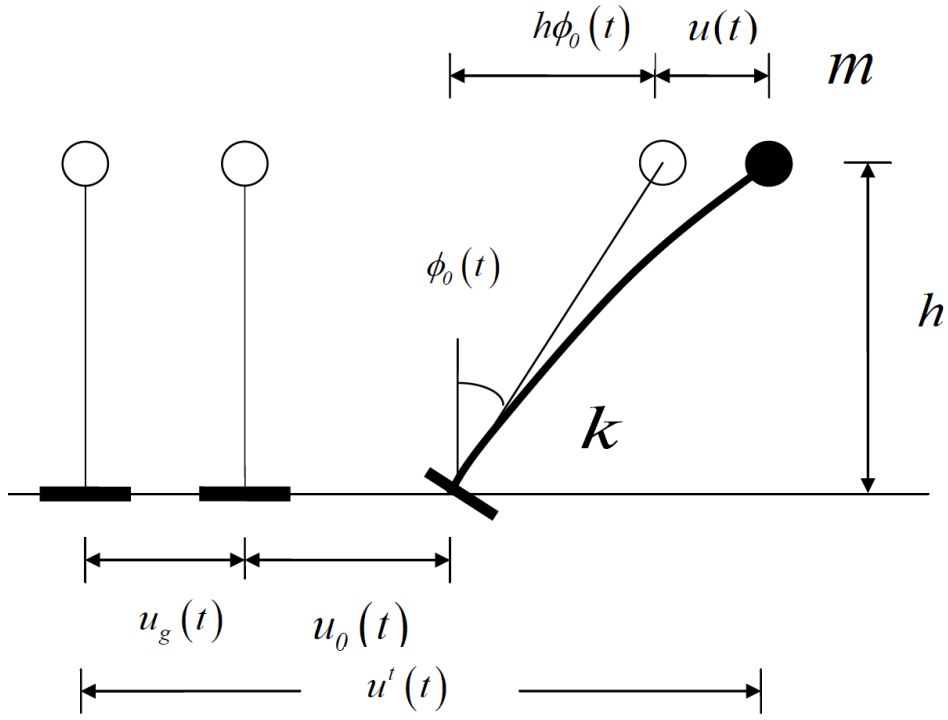
Deprem etkisi altındaki, Şekil 4.7 deki gibi bir TSD yapı-zemin sisteminin analizi için uygulanabilecek en basit yöntem, Şekil 4.8 de görülen, zeminin eşdeğer yatay ve dönme yayı ile modellendiği sistemi analiz etmektir. Sistem üç serbestlik derecesi içerdiğinden, üç adet dinamik denge denklemi elde edilmelidir. Ayrıca sistemin yer değiştirmelerinin parametreleri Şekil 4.9 da verilmiştir.



Şekil 4.7 : Etkileşen TSD yapı ve zeminin durumu.

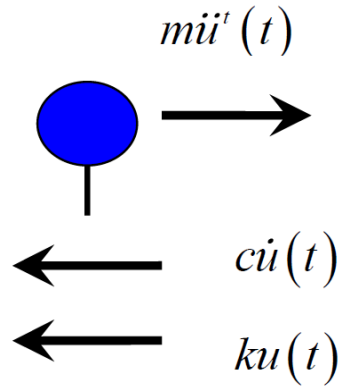


Şekil 4.8 : Üç serbestlik dereceli yapı-zemin sisteminin gösterimi.



Şekil 4.9 : Sistemin yer değiştirmelerine karşılık gelen parametrelerin gosterimi.

İlk yazılacak denge denklemleri, (4.6) da gosterilen, Şekil 4.10 daki m kütlesinin dinamik dengesidir. Denklemdaki toplam ivmenin açılımı (4.6a) da verilmiştir.

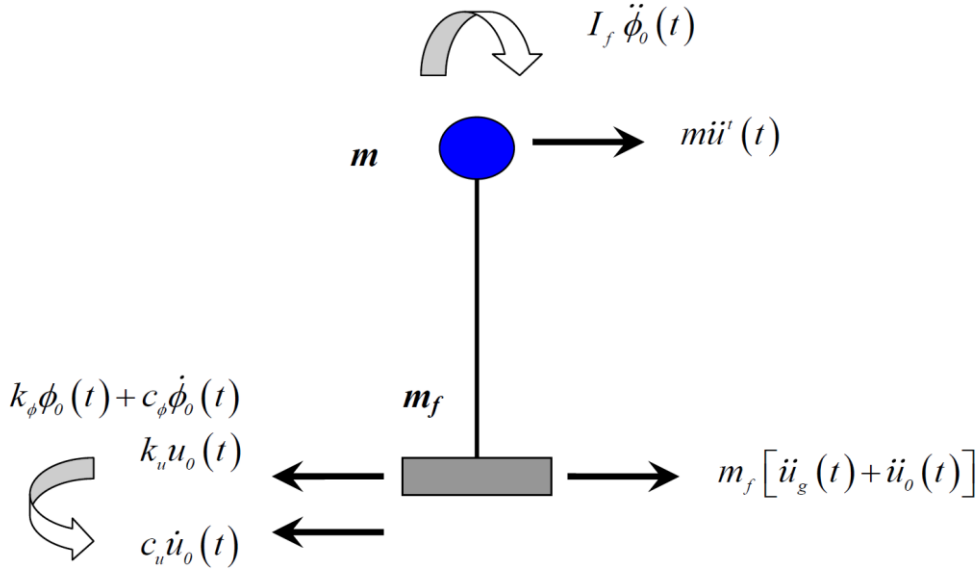


Şekil 4.10 : Şekil deki m kütlesinin dinamik dengesinin elde edilmesi.

$$m\ddot{u}'(t) = -ku(t) - c\dot{u}(t) \quad (4.6)$$

$$\ddot{u}'(t) = \ddot{u}_g(t) + \ddot{u}_0(t) + h\ddot{\phi}_0(t) + \ddot{u}(t) \quad (4.6a)$$

Diğer iki denge denklemleri ise, Şekil 4.11 de gosterildiği gibi, tüm sistemin yatay ve dönme dinamik dengesinden sağlanır.



Şekil 4.11 : Şekil 4.7 deki sistemin yatay ve dönme dinamik dengesinin elde edilmesi.

Şekil 4.10 un yardımı ile elde edilen sistemin dönme ve yatay dinamik denge denklemleri sırasıyla (4.7) ve (4.8) de verilmiştir.

$$m\ddot{u}'(t) + m_f[\ddot{u}_g(t) + \ddot{u}_0(t)] = -k_u u_0(t) - c_u \dot{u}_0(t) \quad (4.7)$$

$$I_f \ddot{\phi}_0(t) + mh\ddot{u}'(t) = -k_\phi \phi_0(t) - c_\phi \dot{\phi}_0(t) \quad (4.8)$$

Elde edilen (4.6), (4.7) ve (4.8) denklemleri matris formunda gösterime uygun olarak sırasıyla (4.9), (4.10) ve (4.11) de düzeltilmiş şekilde verilmişlerdir.

$$m[\ddot{u}_0(t) + h\ddot{\phi}_0(t) + \ddot{u}(t)] + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (4.9)$$

$$m[\ddot{u}_0(t) + h\ddot{\phi}_0(t) + \ddot{u}(t)] + m_f \ddot{u}_0(t) + c_u \dot{u}_0(t) + k_u u_0(t) = -(m + m_f) \ddot{u}_g(t) \quad (4.10)$$

$$mh[\ddot{u}_0(t) + h\ddot{\phi}_0(t) + \ddot{u}(t)] + I_f \ddot{\phi}_0(t) + \frac{m_f h_f}{2} \ddot{u}_0(t) + c_\phi \dot{\phi}_0(t) + k_\phi \phi_0(t) = -\left(mh + \frac{m_f h_f}{2}\right) \ddot{u}_g(t) \quad (4.11)$$

Matris formunda gösterim ise (4.12) de yapılmıştır.

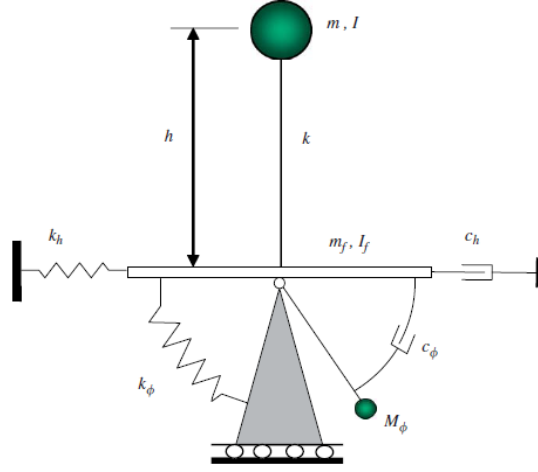
$$\begin{bmatrix} m & m & mh \\ m & m+m_f & mh \\ mh & mh+\frac{m_f h_f}{2} & mh^2+I_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{u}_0 \\ \ddot{\phi}_0 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c & 0 & 0 \\ 0 & c_u & 0 \\ 0 & 0 & c_\phi \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ u_0 \\ \phi_0 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k & 0 & 0 \\ 0 & k_u & 0 \\ 0 & 0 & k_\phi \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ u_0 \\ \phi_0 \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} m \\ m+m_f \\ mh+\frac{m_f h_f}{2} \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \quad (4.12)$$

Eğer zemin için seçilen yatay ve dönme yayları dış yükün frekansından bağımsız olarak belirlenebilirse, sistemin deprem etkisi altında dinamik analizi (4.12) yardımı ile zaman tanım alanında gerçekleştirilebilir.

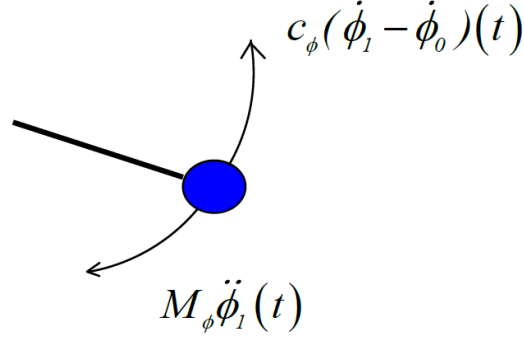
Burada unutulmaması gereken diğer bir husus da yukarıdaki denklemlerin TSD yapı sisteminin doğrusal olduğu kabulüne göre çıkarıldığıdır. TSD sistemin ideal elastoplastik olması durumunda (4.12) deki k değeri ilgili hesap adımına başlamadan önce, elastik ya da plastik bölgede bulunulmasına göre belirlenmelidir.

4.2.2 Gömülü olmayan temel durumunda maymun kuyruğu modeli- yapı sistemi

Şekil 3.5 de belirtilen fiktif kütleli modele TSD yapı sisteminin eklenmesi ile Şekil 4.12 de görülen sistem elde edilir. Bu sistemin serbestlik derecesi dört olduğundan, dört adet denge denklemine ihtiyaç vardır. İlk üç denge denklemi Bölüm 4.2.1 deki model için elde edilenler ile büyük benzerlik gösterir, dördüncü denklem ise Şekil 4.13 de ayrıtılı olarak görülebilen fiktif kütleli dinamik dengesinden ileri gelir. TSD yapının kütleli, yapı-zemin sisteminin yatay ve dönme hareketinin ve fiktif kütleli dinamik denge denklemleri sırasıyla (4.13), (4.14), (4.15) ve (4.16) da verilmiştir. Son olarak matris formunda gösterim (4.17) de bulunmaktadır.



Şekil 4.12 : Gömülü olmayan temel durumunda maymun kuyruğu modeli-TSD yapı sistemi [7].



Şekil 4.13 : Fiktif kütlelin dinamik dengesinin gösterimi.

$$m[\ddot{u}_0(t) + h\ddot{\phi}_0(t) + \ddot{u}(t)] + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (4.13)$$

$$m[\ddot{u}_0(t) + h\ddot{\phi}_0(t) + \ddot{u}(t)] + m_f\ddot{u}_0(t) + c_u\dot{u}_0(t) + k_u u_0(t) = -(m + m_f)\ddot{u}_g(t) \quad (4.14)$$

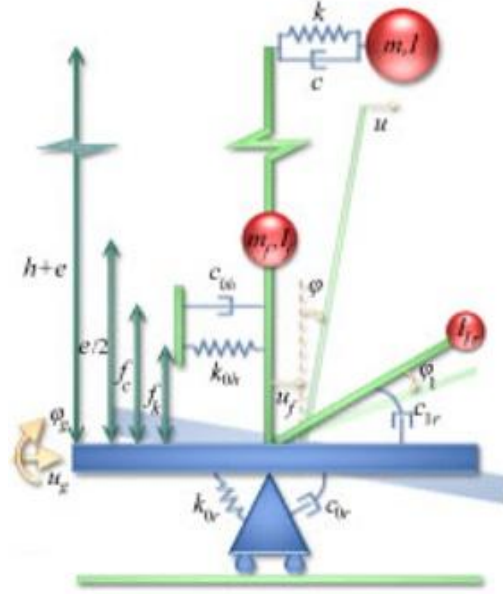
$$mh[\ddot{u}_0(t) + h\ddot{\phi}_0(t) + \ddot{u}(t)] + I_f\ddot{\phi}_0(t) + M_\phi\ddot{\phi}_1(t) + \frac{m_f h_f}{2}\ddot{u}_0(t) + c_\phi(\dot{\phi}_0(t) - \dot{\phi}_1(t)) + k_\phi\phi_0(t) = -\left(mh + \frac{m_f h_f}{2}\right)\ddot{u}_g(t) \quad (4.15)$$

$$M_\phi\ddot{\phi}_1(t) + c_\phi(\dot{\phi}_1(t) - \dot{\phi}_0(t)) = 0 \quad (4.16)$$

$$\begin{aligned}
& \begin{bmatrix} m & m & mh & 0 \\ m & m+m_f & mh & 0 \\ mh & mh+\frac{m_f h_f}{2} & mh^2+I_f & M_\phi \\ 0 & 0 & 0 & M_\phi \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}(t) \\ \ddot{u}_0(t) \\ \ddot{\phi}_0(t) \\ \ddot{\phi}_1(t) \end{Bmatrix} \\
& + \begin{bmatrix} c & 0 & 0 & 0 \\ 0 & c_u & 0 & 0 \\ 0 & 0 & c_\phi & -c_\phi \\ 0 & 0 & -c_\phi & c_\phi \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}(t) \\ \dot{u}_0(t) \\ \dot{\phi}_0(t) \\ \dot{\phi}_1(t) \end{Bmatrix} \\
& + \begin{bmatrix} k & 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_u & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_\phi & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u(t) \\ u_0(t) \\ \phi_0(t) \\ \phi_1(t) \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} m \\ m+m_f \\ mh+\frac{m_f h_f}{2} \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g(t)
\end{aligned} \tag{4.17}$$

4.2.3 Gömülü temel durumunda maymun kuyruğu modeli- yapı sistemi

Şekil 3.19 da belirtilen fiktif kütleli ve yayların dışmerkezlik içerdiği modele TSD yapı sisteminin eklenmesi ile Şekil 4.14 de görülen sistem elde edilir. Bu sistemin de serbestlik derecesi dört olduğundan, dört adet denge denklemine ihtiyaç vardır. Denge denklemlerinin elde edileceği durumlar Bölüm 4.2.2 ile tamamen aynıdır, fakat yatay yayların dışmerkez olması nedeniyle, denklemler farklı olarak elde edilecektir. TSD yapının kütlelerinin, yapı-zemin sisteminin yatay ve dönme hareketinin ve fiktif kütlelerin dinamik denge denklemleri sırasıyla (4.18), (4.19), (4.20) ve (4.21) de verilmiştir. Son olarak matris formunda gösterim (4.22) de bulunmaktadır.



Şekil 4.14 : Gömülü temel durumunda maymun kuyruğu modeli-TSD yapı sistemi [8].

$$m[\ddot{u}_0(t) + (h+e)\ddot{\phi}_0(t) + \ddot{u}(t)] + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (4.18)$$

$$m[\ddot{u}_0(t) + (h+e)\ddot{\phi}_0(t) + \ddot{u}(t)] + m_f \left[\ddot{u}_0(t) + \left(\frac{e}{2}\right)\ddot{\phi}_0(t) \right] + c_{oh} [\dot{u}_0(t) + f_c \dot{\phi}_0(t)] + k_{oh} [u_0(t) + f_k \phi_0(t)] = -(m + m_f)\ddot{u}_g(t) \quad (4.19)$$

$$m(h+e)[\ddot{u}_0(t) + (h+e)\ddot{\phi}_0(t) + \ddot{u}(t)] + I_f \ddot{\phi}_0(t) + M_\phi \ddot{\phi}_1(t) + m_f \left(\frac{e}{2}\right) \left[\ddot{u}_0(t) + \left(\frac{e}{2}\right)\ddot{\phi}_0(t) \right] + c_{or} \dot{\phi}_0(t) + c_{1r} [\dot{\phi}_0(t) - \dot{\phi}_1(t)] + c_{oh} [\dot{\phi}_0(t) f_c^2 + \dot{u}_o(t) f_c] + k_{or} \phi_0(t) + k_{oh} [\phi_0(t) f_k^2 + u_o(t) f_k] = - \left(m(h+e) + \frac{m_f e}{2} \right) \ddot{u}_g(t) \quad (4.20)$$

$$M_\phi \ddot{\phi}_1(t) + c_{1r} (\dot{\phi}_1(t) - \dot{\phi}_0(t)) = 0 \quad (4.21)$$

$$\begin{aligned}
& \begin{bmatrix} m & m & m(h+e) & 0 \\ m & m+m_f & m(h+e) & 0 \\ m(h+e) & m(h+e)+m_f\left(\frac{e}{2}\right) & m(h+e)^2+m_f\left(\frac{e}{2}\right)^2+I_f & M_\phi \\ 0 & 0 & 0 & M_\phi \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}(t) \\ \ddot{u}_0(t) \\ \ddot{\phi}_0(t) \\ \ddot{\phi}_1(t) \end{Bmatrix} \\
& + \begin{bmatrix} c & 0 & 0 & 0 \\ 0 & c_{oh} & c_{oh}f_c & 0 \\ 0 & c_{oh}f_c & c_{oh}f_c^2+c_{0r}+c_{1r} & -c_{1r} \\ 0 & 0 & -c_{1r} & c_{1r} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}(t) \\ \dot{u}_0(t) \\ \dot{\phi}_0(t) \\ \dot{\phi}_1(t) \end{Bmatrix} \\
& + \begin{bmatrix} k & 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_{oh} & k_{oh}f_k & 0 \\ 0 & k_{oh}f_k & k_{oh}f_k^2+k_{or} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u(t) \\ u_0(t) \\ \phi_0(t) \\ \phi_1(t) \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} m \\ m+m_f \\ m(h+e)+\frac{m_f e}{2} \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g(t)
\end{aligned} \tag{4.22}$$

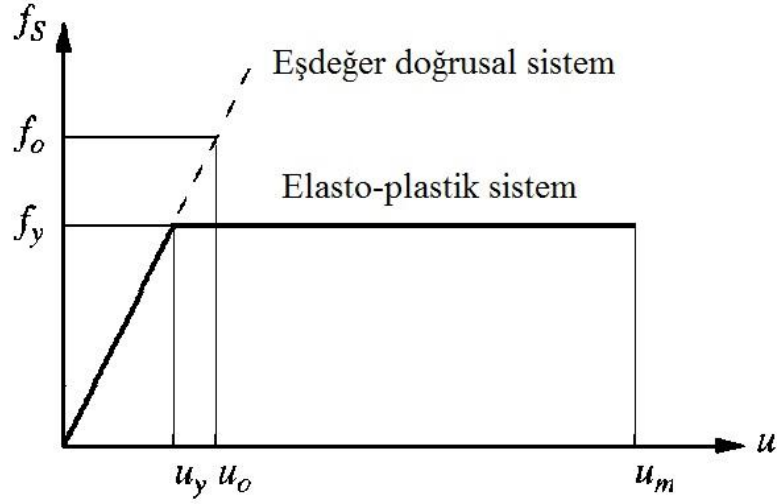
4.3 Elastik Olmayan Spektrumlar

Yapı-zemin etkileşiminin elastik olmayan davranışa etkisinin uygun şekilde yorumlanması için, ilgili deprem etkisinde sabit süneklikli elastik olmayan spektrumun oluşturulması gerekmektedir. Bu spektrumun nasıl oluşturulacağı irdelenmeden önce süneklik kapasitesi, süneklik talebi ve dayanım azaltma faktörü kavramları açıklanmıştır.

4.3.1 Süneklik talebi, süneklik kapasitesi ve dayanım azaltma faktörü

Dayanım azaltma faktörü; belirli bir dış yük altında sistemin doğrusal kalmasını sağlayan en küçük mukavemetin, sistemin akma dayanımına oranıdır. (4.23) de R_y , f_0 , f_y , u_0 , u_y sırasıyla dayanım azaltma faktörü, doğrusal sistemin sahip olması gereken en küçük dayanım, sistemin akma dayanımı, doğrusal sistemin yapacağı en büyük yer değiştirme ve doğrusal olmayan sistemin akma yer değiştirmesidir. Yukarıda bahsedilen kavramların kuvvet-yer değiştirme grafiğinde gösterimi Şekil 4.15 de yapılmıştır.

$$R_y = \frac{f_0}{f_y} = \frac{u_0}{u_y} \tag{4.23}$$



Şekil 4.15 : Doğrusal sistemin sahip olması gereken en küçük dayanım(f_0), sistemin akma dayanımı(f_y), doğrusal sistemin belirli bir dış yük altında yapacağı en büyük yer değiştirme(u_0), doğrusal olmayan sistemin akma yer değiştirmesi(u_y) ve belirli bir dış yük altında yapabileceği en büyük yer değiştirmenin(u_m) gösterimi [6].

Süneklik kapasitesi; sistemin yapabileceği en büyük yer değiştirmenin (dış yükten bağımsız olarak), akma durumundaki yer değiştirmeye oranıdır. Süneklik talebi ise; belirli bir dış yük altında sistemin yaptığı en büyük yer değiştirmenin, akma yer değiştirmesine oranıdır. (4.24) de μ , u_m , u_y sırasıyla süneklik talebi, sistemin belirli bir dış yük altında yaptığı en büyük yer değiştirme ve sistemin akma yer değiştirmesidir.

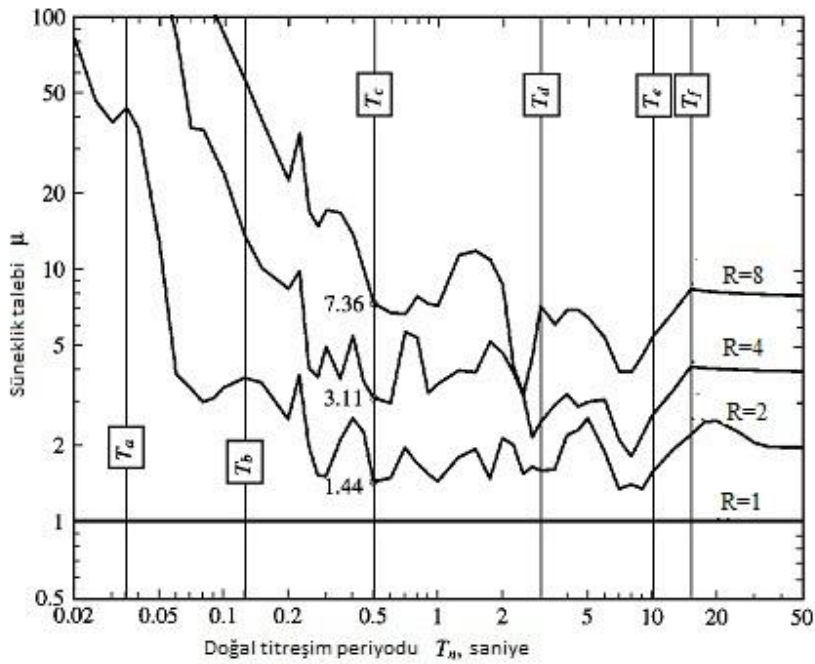
$$\mu = \frac{u_m}{u_y} \quad (4.24)$$

Bir sistemin göçmemesi isteniyorsa, her zaman süneklik kapasitesi süneklik talebinden büyük olmalıdır, bu ise sistemin süneklik kapasitesine göre elde edilmiş elastik olmayan spektrum ile bulunacak gerekli en küçük akma dayanımının sistemin akma dayanımından küçük olması ile sağlanır.

4.3.2 Sabit dayanım azaltma faktörlü süneklik talebi-periyot garfğinin elde edilmesi

Doğrusal sistemin, elastik olmayan yer değıştirmenin oluşmaması için, sahip olması gereken en küçük dayanım hesaplandıktan sonra bu değerin sabit bir R_y sayısı ile bölünmesi ile elde edilen akma dayanımına sahip sistemin aynı dış yük altında yaptığı en büyük yer değıştirmenin, sistemin akma dayanımına oranı ile elde edilen süneklik talebi değeri farklı periyotlar için de elde edilerek bir grafikte gösterilmiş şekline sabit dayanım azaltma faktörlü süneklik talebi-periyot grafiğı adı verilir.

Yukarıdaki paragrafta anlatıldığı gibi, herhangi bir iterasyon gerektirmeden doğrudan hesaplanabilmektedir, fakat bir sistemin tasarımı için herhangi bir anlam ifade etmemektedir. Şekil 4.16 da örnek bir sabit dayanım azaltma faktörlü süneklik talebi periyot grafiğı görülmektedir.

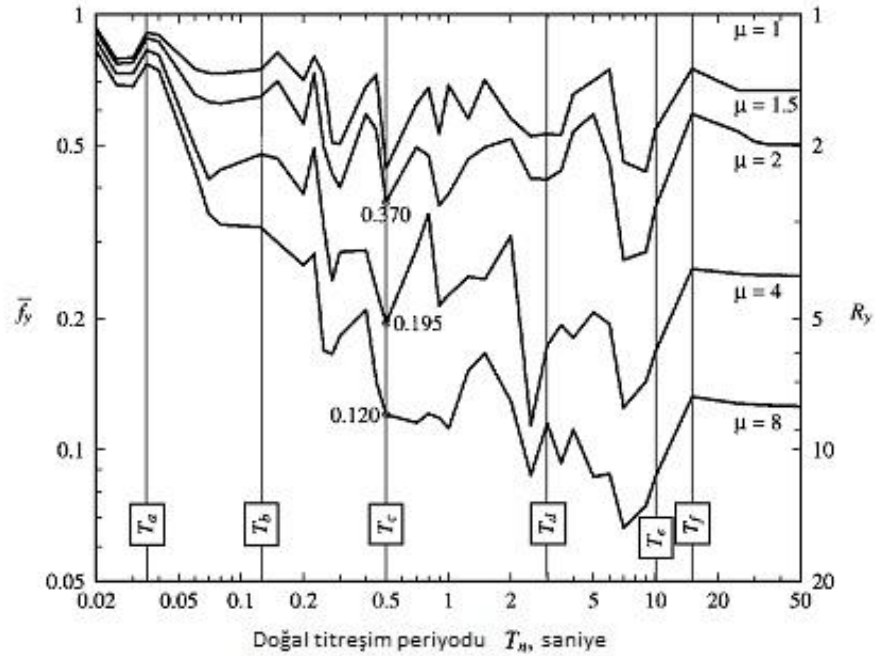


Şekil 4.16 : Sabit dayanım azaltma faktörlü süneklik talebi-periyot grafiğı (El Centro kaydı-sönüm %5) [6].

Şekil 4.16 deki grafikte görüldüğü gibi, elastik ve elastik olmayan sistemlerin eşit yer değıştirme yaptığı durum çok büyük periyot değeri ortaya çıkmaktadır. Çok küçük periyotlar için ise, eşit kuvvet ilkesine uygun olarak, çok büyük süneklik taleplerinin oluştuğu görülmektedir.

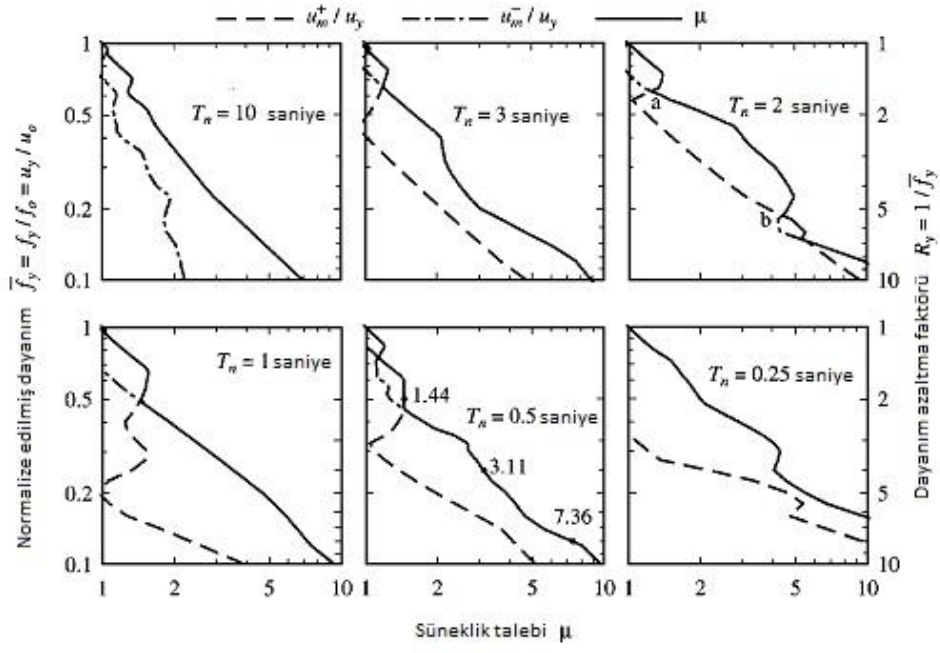
4.3.3 Sabit süneklikli dayanım azaltma faktörü-periyot grafiğinin elde edilmesi

Tasarım için önemli olan bu grafiği hesaplamadan önce, sistemin taşıyıcı sistemine ya da yapabileceği en büyük yer değiştirmeye bağlı olan bir süneklik kapasitesi değeri belirlenmelidir, daha sonra her periyot değeri için bu süneklik kapasitesine belirli bir hata payı ile yaklaşan süneklik talebi oluşturan dayanım azaltma faktörü belirlenir, bu noktalar ile periyot değerlerinin oluşturduğu grafiğe sabit snekli dayanım azaltma faktörü-periyot grafiği adı verilir. Süneklik kapasitesi ile süneklik talebinin eşitlenmesi işi iterasyon gerektirir ve bu nedenle elde edilmesi sabit dayanım azaltma faktörlü grafikten daha zor ve zaman alıcıdır. Şekil 4.17 de örnek bir sabit süneklikli dayanım azaltma faktörü-periyot grafiği görülmektedir.



Şekil 4.17 : Sabit süneklikli elastik olmayan spektrum grafiği (El Centro kaydı-sönüm %5) [6].

Bu grafiğin elde edilmesindeki diğer bir zorluk da, sistemde her akma dayanımı azalmasında süneklik talebi artışının oluşmamasıdır. Şekil 4.18 de bu durum daha açık olarak gösterilmiştir. Aynı süneklik talebini veren iki farklı akma dayanımı ile karşılaşıldığında, tasarım için büyük olan akma dayanımı seçilmelidir.



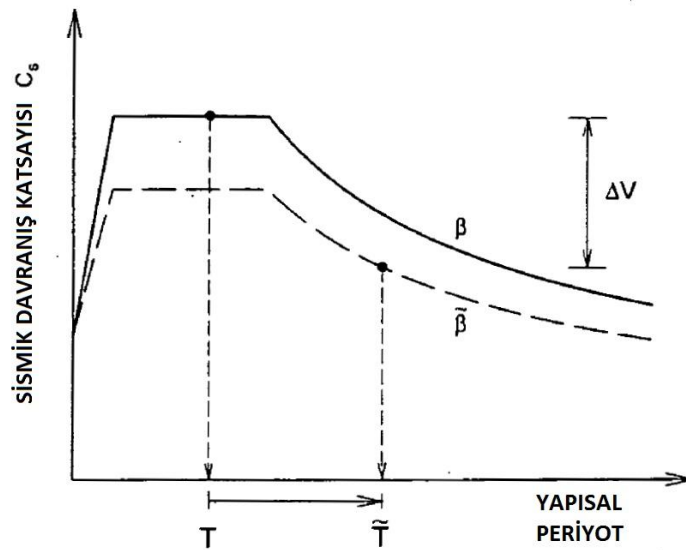
Şekil 4.18 : Süneklik talebi-periyot-dayanım azaltma faktörü ilişkisi [6].

5. ZEMİNLE ETKİLEŞEN TSD SİSTEMLER ÜZERİNE YAPILMIŞ ÇALIŞMALAR

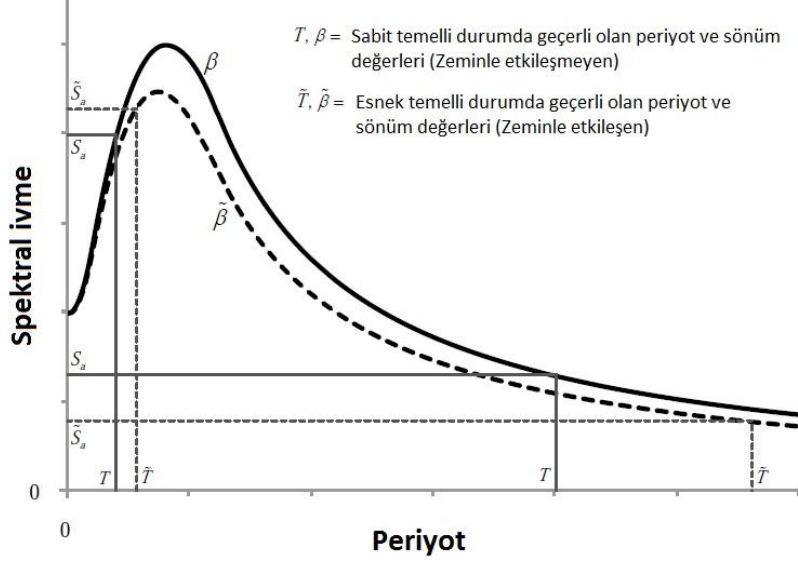
5.1 Eşdeğer TSD Sistem Yaklaşımı

Zeminle etkileşen doğrusal TSD sistemler üzerine yapılan ilk çalışmalar; Jennings and Bielak (1973), Veletos and Meek (1974), Veletos and Nair (1975) tarafından gömülü olmayan temelli yapılar için, Bielak (1975) tarafından gömülü temelli yapılar için yapılmıştır [9]. Bu araştırmaların sonuçlarına göre varılan genel kanı, zeminle etkileşen TSD sistemin periyodunun ve sönüm değerinin bir miktar arttırılarak elde edilen eşdeğer TSD sisteme serbest bölge hareketi etkilenerek eylemsizlik etkileşiminin analizde göz önüne alınabileceğidir. Bu yaklaşım sırasıyla Şekil 5.1 ve Şekil 5.2 de görüldüğü gibi NEHRP-97 ve NEHRP-2009 deprem kodlarını etkilemiştir [10,11].

Eşdeğer TSD sistem, Bölüm 4.2.1 bahsedilen ve Şekil 4.8 de gösterilen üç serbestlik dereceli yapı-zemin sisteminin tek serbestliğe indirgenmesi ile elde edilir. Sistemdeki yayların seri olması nedeniyle rijitliğin azalıp, doğal periyodun artacağı kolaylıkla görülebilir.



Şekil 5.1 : Yapı- zemin etkileşiminin nedeni ile tasarım taban kesme kuvvetinin azalımı (NEHRP-97) [10].



Şekil 5.2 : Yapı- zemin etkileşimim nedeniyle tasarım taban kesme kuvvetinin azalımı (NEHRP-2009) [11].

Bilindiği gibi performans bazlı yapı tasarımı felsefesine göre tasarlanan yapılardan deprem sırasında elastik ötesi davranış beklenilir. Yapı-zemin etkileşiminin doğrusal olmayan sistemler üzerindeki etkisi doğrusal sistemlere göre farklılık gösterebileceğinden ötürü Şekil 5.2 deki yaklaşımın bu tür yapılar için de kullanılmasına şüphe ile yaklaşılmalıdır.

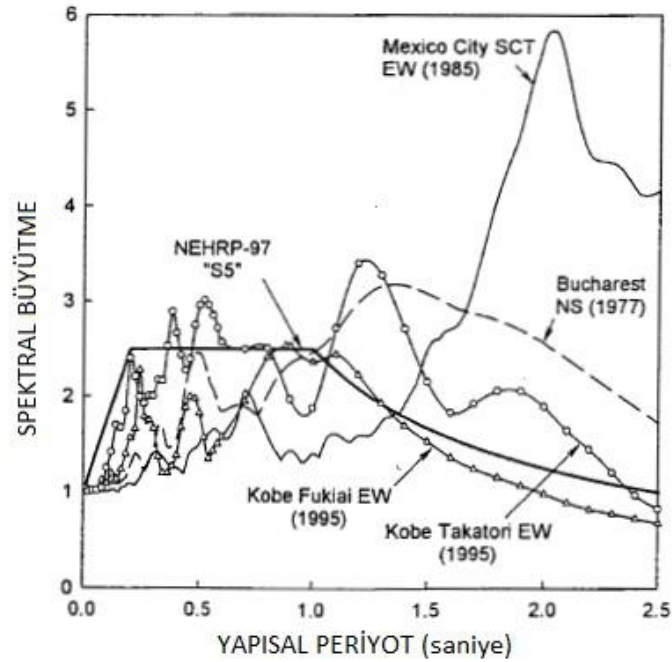
5.2 Gömülü Olmayan Temelli Doğrusal Olmayan TSD Sistemler

Gömülü olmayan temelli sistemlerde, kinematik etkileşim etkisiz olarak kabul edildiğinden problemin çözümü kolaylaşır. Bu nedenle literatürde gömülü temelli sistemlere göre daha fazla incelenmişlerdir.

5.2.1 Yapı-zemin etkileşiminin süneklik talebine etkisi

Elastik olmayan davranışın enerji yutucu özelliğinin olması nedeniyle yapı-zemin etkileşimini azaltıcı yönde etkisinin olacağı düşünüldüğünden uzun yıllar elastik davranan yapı sistemlerinin diğer sistemlere göre yapı-zemin etkileşiminden daha fazla zarar göreceği düşünülmüştür. Velestos ve Vebric (1974) elasto-plastik gömülü olmayan temelli zeminle etkileşen TSD bir sistemi incelemiş ve elastik olmayan davranışın, yapı ile zemin arasındaki rölatif rijitliği düşürmesinden ötürü, etkileşimin etkisini azalttığını vurgulamışlardır [10].

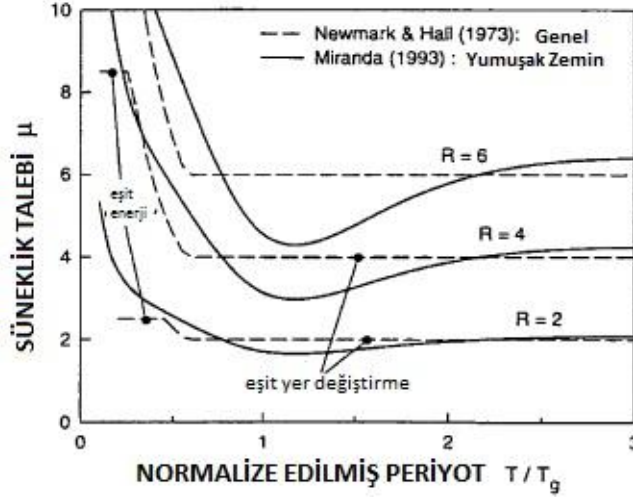
George Mylonakis ve George Gazetas (2000) yapı-zemin etkileşiminin bu tür sistemler üzerinde zararlı etkisinin olup olmadığını araştırmak için geleneksel tasarım spektrumuna uymayan depremler meydana geldiğinde zeminle etkileşen TSD sistemde oluşan deprem talebi, doğrusal olmayan sabit yük azaltma faktörleri için hazırlanmış tasarım spektrumlarında artan periyot değerleri için süneklik talebi değişimi ve süneklik kapasitesinin yapı-zemin etkileşimi ile değişimi konuları üzerinde durmuşlardır [10]. Şekil 5.3 de görülen yüksek hakim periyodu depremlerde, hakim periyottan küçük doğal periyoda sahip yapılarda yapı-zemin etkileşiminin olumsuz etkisinin olabileceğini belirtmişlerdir, ki bu durumun Bölüm 5.1 de bahsedilen eşdeğer TSD sistem için de geçerli olabileceği görülür [10]. Hakim periyodun yüksek periyot değerlerinde ortaya çıkmasını ise zeminin yumuşak olması ve yakın fay etkisiyle açıklamaktadırlar [10].



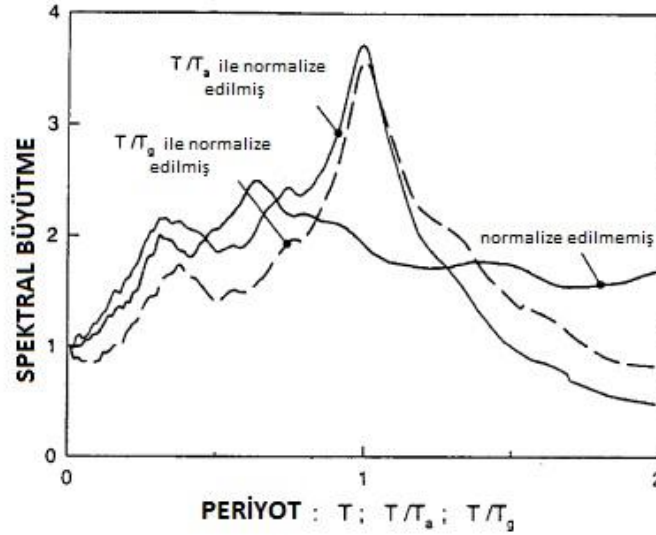
Şekil 5.3 : Yüksek hakim periyoduna sahip depremlerin ivme büyütme spektrumları [10].

Şekil 5.4 deki zemin hakim periyodu T_g 'ye göre normalize edilmiş elastik olmayan tasarım spektrumlarından görüldüğü gibi, Newmark ve Hall (1973) tarafından önerilen tasarım spektrumunda artan periyot değerleri için süneklik talebi artmazken, Miranda (1993) tarafından önerilen yumuşak zeminden alınmış kayıtlardan elde edilen tasarım spektrumunda $1.2T_g$ değerinden sonra bir süneklik talebi artışı bulunmaktadır, bu ise yapı-zemin etkileşiminin elastik olmayan davranışa olumsuz

etkisi olarak yorumlanmıştır [10]. Elastik olmayan spektrumun normalize edilmesi Miranda (1993) tarafından özellikle yumuşak zeminden alınmış kayıtlar için uygulanması önerilen bir yöntemdir, amacı ise ortalama bir spektrum elde edilirken ivme spektrumunda farklı periyotlarda oluşan piklerin birbirlerini yok etmesinin önlenmesidir. Bu yöntemin bir uygulaması Şekil 5.5 de görülmektedir [12].

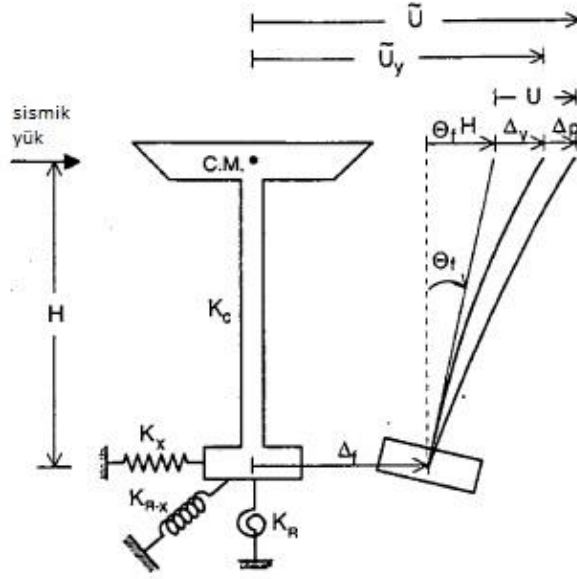


Şekil 5.4 : Yüksek hakim periyoduna sahip depremlerin ivme büyütme spektrumları [10].



Şekil 5.5 : Normalizasyonun 24 adet deprem kaydının ortalama ivme büyütmesi spektrumuna etkisi (T_a pik spektral ivme periyodu ve T_g pik spektral hız periyodu olmak üzere) [10].

Şekil 5.6 daki zeminle etkileşen monotonik yük altındaki ideal elasto-plastik köprü ayağının (Şekil 4.1 deki yapı sistemlerinden birisi) TSD modeli ilk olarak Priestley ve Park (1987) tarafından incelenmiştir [10].



Şekil 5.6 : Zeminle etkileşen ideal elasto-plastik TSD köprü ayağı modeli [10].

\hat{U} , Δ_f , θ_f , H , Δ_y , Δ_p sırasıyla tabliyenin yere göre hareketi, zeminde oluşan yatay yer değiştirme, zeminde oluşan dönme, ayağın yüksekliği, köprü ayağının yaptığı elastik şekil değiştirme ve yapabileceği en büyük plastik şekil değiştirme olmak üzere toplam yer değiştirmenin denklemi (5.1) de verilmiştir [10].

$$\tilde{U} = \Delta_f + \theta_f H + \Delta_y + \Delta_p \quad (5.1)$$

Tabliyenin temelin rijit zemine oturması varsayımı altındaki yere göre yer değiştirmesi U (5.2) de ve sünekli talebi μ_c ise (5.3) de gösterilmiştir [10].

$$U = \Delta_y + \Delta_p \quad (5.2)$$

$$\mu_c = \frac{\Delta_y + \Delta_p}{\Delta_y} \quad (5.3)$$

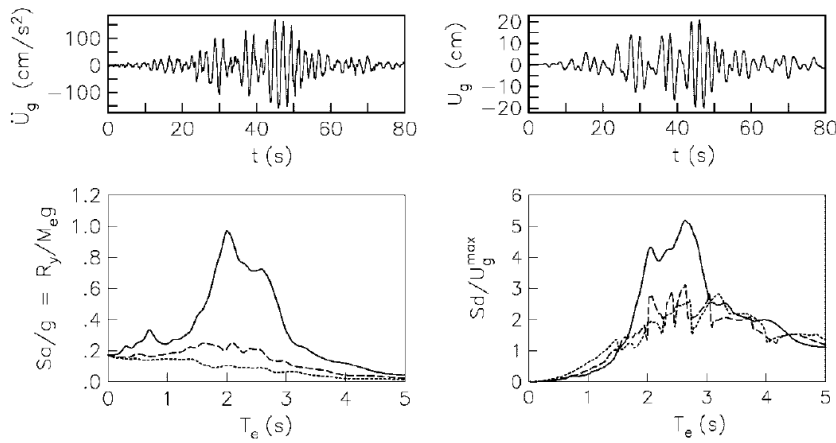
Tabliyenin esnek temel durumundaki akma yer değiştirmesi \hat{U}_y (5.4) de ve süneklik kapasitesi μ_s (5.5) de belirtilmiştir [10].

$$\tilde{U}_y = \Delta_f + \theta_f H + \Delta_y \quad (5.4)$$

$$\mu_s = \frac{\tilde{U}}{\tilde{U}_s} = \frac{\Delta_f + \theta_f H + \Delta_y + \Delta_p}{\Delta_f + \theta_f H + \Delta_y} \quad (5.5)$$

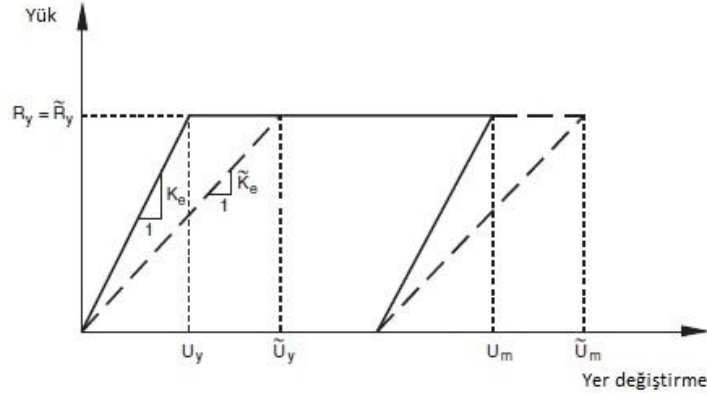
(5.5) ve (5.3) incelendiğinde, zeminin sonsuz rijit olmadığı her durumda μ_c değeri, birden küçük bir kesrin pay ve paydasına aynı sayı eklendiğinde değeri azalacağından, μ_s değerinden büyük olacaktır. Priestley ve Park (1987) buna dayanarak yapı-zemin etkileşiminin süneklik kapasitesini azalttığı sonucuna varmışlardır [10]. Fakat Mylonakis ve Gazetas (2000), zemin öteleme ve dönmesinin rijit cisim hareketi olmasından ötürü, zeminle etkileşen bir sistemde süneklik kapasitesinde bir azalma olduğunu reddetmektedir, ayrıca yapı-zemin etkileşiminin dinamik bir etki olmasından dolayı statik analizin uygun bir analiz olduğunu düşünmemektedir [10].

Farklı bir çalışmada Javier Avilés ve Luis E. Pérez-Rocha (2003) doğrusal olmayan sistemlerin doğrusal olanlara göre yapı-zemin etkileşiminden nasıl etkilendiği sorusunun cevabını bulabilmek için Bölüm 5.1 de bahsedilen eşdeğer TSD sistemi, doğrusal olmayan TSD sisteme göre uyarlamışlardır ve aynı zamanda yapılan hesabın kontrolü için üç serbestlik dereceli bir toplu parametre modeli de analiz edilmiştir [9]. Kullanılan deprem kaydı ise, yapı-zemin etkileşiminin yapı hasarlarında öne çıktığı düşünülen Michoacan (1985) depreminin Şekil 5.7 de gösterilen SCT istasyonu doğu-batı kaydıdır [9].



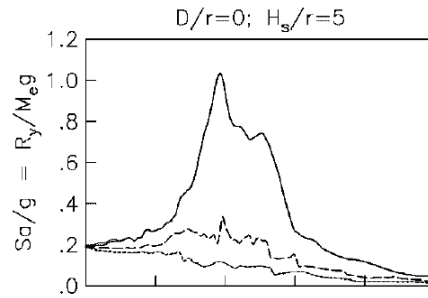
Şekil 5.7 : Michoacan (1985) depremi SCT istasyonu doğu-batı kaydı ve spektrumları (süneklik kapasitesi 1 (düz çizgi) 2 (kesikli çizgi) ve 4 (noktalı çizgi) şeklindedir) [9].

Eşdeğer TSD sistemin süneklik kapasitesinin belirlenmesinde de, Şekil 5.8 de görüldüğü gibi, Priestley ve Park (1987) ile benzerlik gösteren bir yaklaşım kullanılmıştır [9].

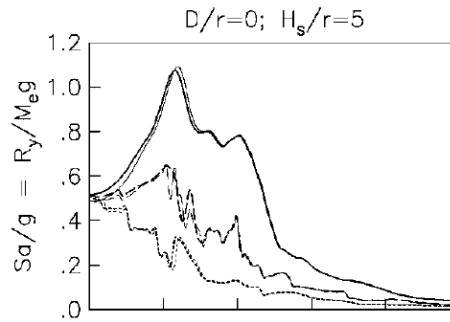


Şekil 5.8 : Eşdeğer TSD sistemin efektif süneklik kapasitesinin gösterimi [9].

Yapı görünüş oranının yapı-zemin etkileşimine etkisi, H_s , H_e ve r sırasıyla zemin katmanı yüksekliği, yapı yüksekliği ve temel yarıçapı olmak üzere; $H_e/r=2$ için Şekil 5.9, $H_e/r=5$ için Şekil 5.10 da gösterilmiştir. Şekillerden görüldüğü gibi, yapı narinliğinin artması hakim periyot öncesi spektral ivme değerlerini oldukça arttırmaktadır, fakat unutulmamalıdır ki narin yapıların periyotları da yüksek olacağından, düşük periyotlardaki spektral ivme artışları pratikte çok fazla önemli değildir [9].



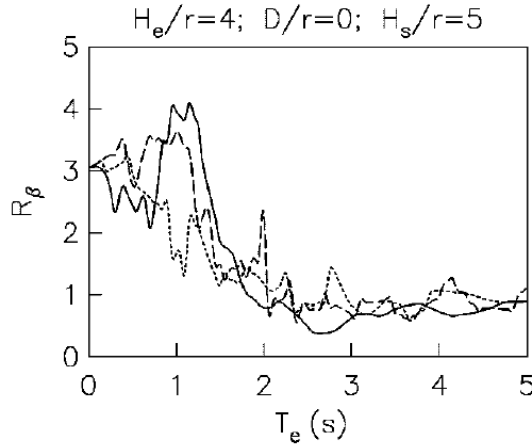
Şekil 5.9 : Zeminle etkileşen görünüş oranı $H_e/r=2$ olan sistemin ivme spektrumu (süneklik kapasitesi 1 (düz çizgi) 2 (kesikli çizgi) ve 4 (noktalı çizgi) şeklindedir) [9].



Şekil 5.10 : Zeminle etkileşen görünüş oranı $H_e/r=5$ olan sistemin ivme spektrumu (süneklik kapasitesi 1 (düz çizgi) 2 (kesikli çizgi) ve 4 (noktalı çizgi) şeklindedir) [9].

Yapı-zemin etkileşiminin doğrusal ve doğrusal olmayan sistemler üzerindeki etkisi (5.6) da tanımlanan etkileşim faktörü R_β 'nin birden büyük olduğu durumda olumsuz, küçük olması durumunda olumlu olarak belirtilmiştir [9]. Bu faktörün periyot ile değişimi ise $H_e/r=4$ için Şekil 5.11 de gösterilmiştir.

$$R_\beta(T_e) = \frac{S_a(T_e, \beta_s)}{S_a(T_e, \infty)} = \frac{S_d(T_e, \beta_s)}{S_d(T_e, \infty)} \quad (5.6)$$

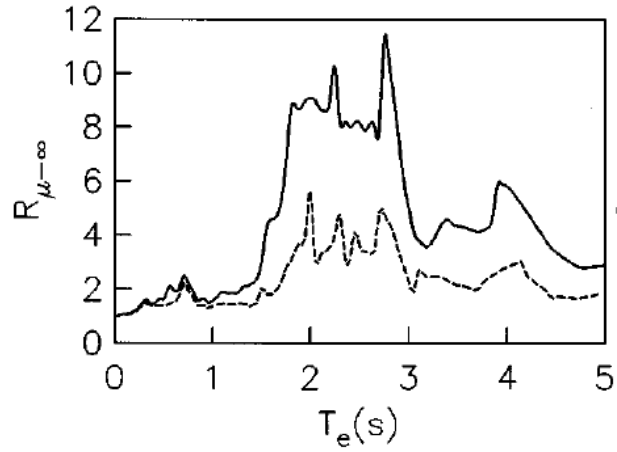


Şekil 5.11 : Zeminle etkileşen görünüş oranı $H_e/r=4$ olan sistemin etkileşim faktörü değerleri grafiği (süneklik kapasitesi 1 (düz çizgi) 2 (kesikli çizgi) ve 4 (noktali çizgi) şeklindedir) [9].

Şekil 5.11 e göre, doğrusal olmayan TSD sistemin yapı-zemin etkileşiminden doğrusal sisteme göre daha çok ya da az etkilendiğini söyleyebilmek imkansızdır; bu nedenle Javier Avilés ve Luis E. Pérez-Rocha (2003) bu soruyu kesin olarak cevaplandıramadıklarını belirtmişlerdir [9].

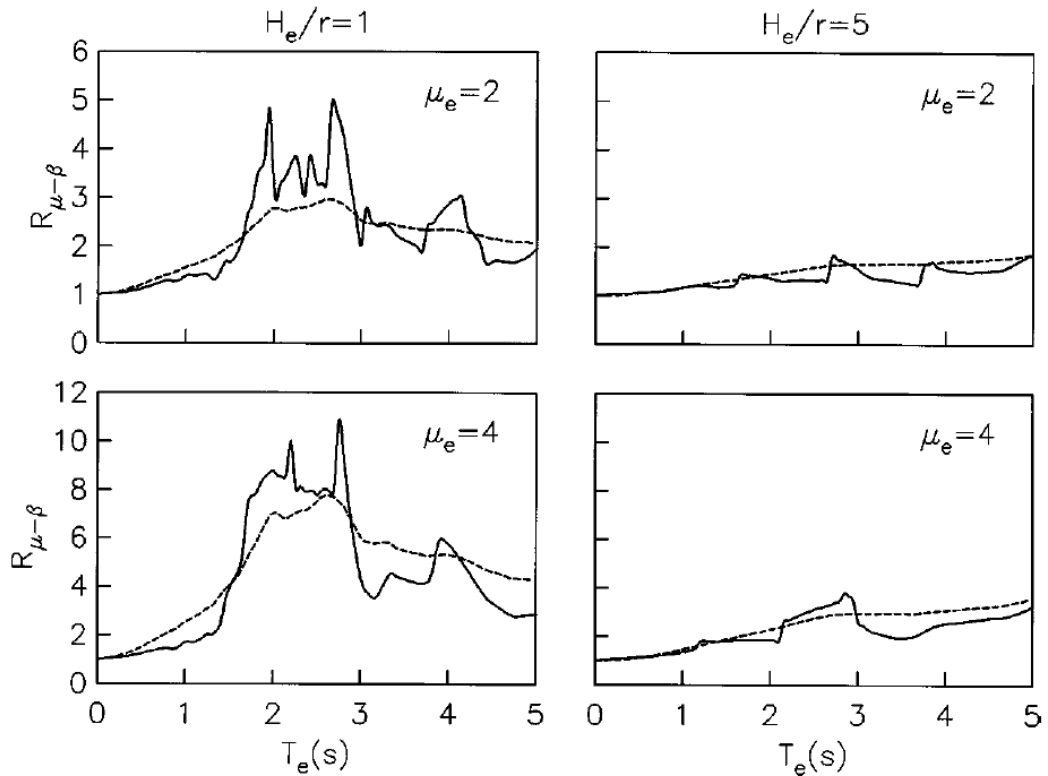
5.2.2 Yapı-zemin etkileşiminin dayanım azaltma faktörüne etkisi

Zemile etkileşen doğrusal olmayan TSD sistemin analizinde temelin rijit zemine oturması varsayımına göre elde edilen elastik olmayan tasarım spektrumlarının kullanılıp kullanılmayacağını belirlemek için bu konu üzerine çalışmalar yapılmıştır. Yapı-zemin etkileşiminin dayanım azaltma faktörlerine etkisi üzerine yapılan ilk araştırma Javier Avilés ve Luis E. Pérez-Rocha (2005) tarafından yapılmıştır [13]. Eşdeğer TSD sistem yaklaşımı ile Michoacan (1985) depremi SCT kaydı doğu-batı bileşeni kullanılarak, yapı-zemin etkileşimi durumunda elastik olmayan tasarım spektrumu elde edilmiştir. Şekil 5.12 de bu kayıda ait sabit temel durumundaki sabit süneklikli spektrum görülmektedir [13].



Şekil 5.12 : Michoacan (1985) SCT kaydına ait sabit süneklikli spektrumlar (süneklik kapasitesi 2 (düz çizgi) 4 (kesikli çizgi) şeklindedir) [13].

Şekil 5.13 de ise farklı görünüş oranlarına sahip ve farklı süneklik kapasiteli sistemlerin Javier Avilés ve Luis E. Pérez-Rocha (2005) tarafından önerilen tasarım spektrumu ve hesap sonucu elde edilen sabit süneklikli spektrumlar görülebilmektedir [13].



Şekil 5.13 : Michoacan (1985) SCT kaydına ait sabit süneklikli spektrumlar ve tasarım spektrumları (hesaplanmış (düz çizgi) ve tasarım (kesikli çizgi) spektrumu şeklindedir) [13].

Sonuç olarak yazarlar tarafından, kısa yapılarda yapı-zemin etkileşiminin sabit süneklilikli spektruma etkisinin ihmal edilebilir düzeyde olduğu, narin yapılarda ise dayanım azaltma faktörlerinin, özellikle hakim periyoda yakın bölgede, oldukça düşük değerler aldığı belirtilmiştir [13].

Bu konu üzerine yapılmış farklı bir çalışma daha bulunmaktadır, bahsedilen bu çalışmada Mohammad Ali Ghannad ve Hossein Jahankhah (2006) yapı-zemin etkileşiminin sabit süneklilikli spektrum üzerindeki etkisini incelemek için Bölüm 4.2.2 de tanıtılan 4 serbestlik dereceli maymun kuyruğu modeli-yapı sistemini kullanmışlardır [7]. Çalışmanın diğer bir farklılığı ise; kaya, alüvyon ve yumuşak zeminlerden alınmış kayıtların ayrı olarak gruplandırılmalarıdır [7]. Yapı-zemin etkileşiminin şiddetini ise a_0 adı verilen boyutsuz yapı-zemin rijitlik oranı ile belirtmişlerdir [7]. ω_{fix} , h ve V_s sırasıyla TSD sistemin temelini rijit zemine oturması durumundaki doğal açısal frekansı, yapı yüksekliği ve zemindeki kayma dalgası hızı olmak üzere a_0 sayısı (5.7) de verilmiştir [7].

$$a_0 = \frac{\omega_{fix} h}{V_s} \quad (5.7)$$

Kat sayısı 12'yi geçmeyen bir yapıda, tüm kat yüksekliklerinin 3m olduğunu düşünürsek, N kat sayısı olmak üzere, yaklaşık periyot hesabı (5.8) geçerli olur [7].

$$T = 0.1N \quad (5.8)$$

Buradan yapı periyodu ile toplam yapı yüksekliği arasında bir ilişki, H toplam yapı yüksekliği olmak üzere, (5.9) da yazılmıştır.

$$T = H / 30 \quad (5.9)$$

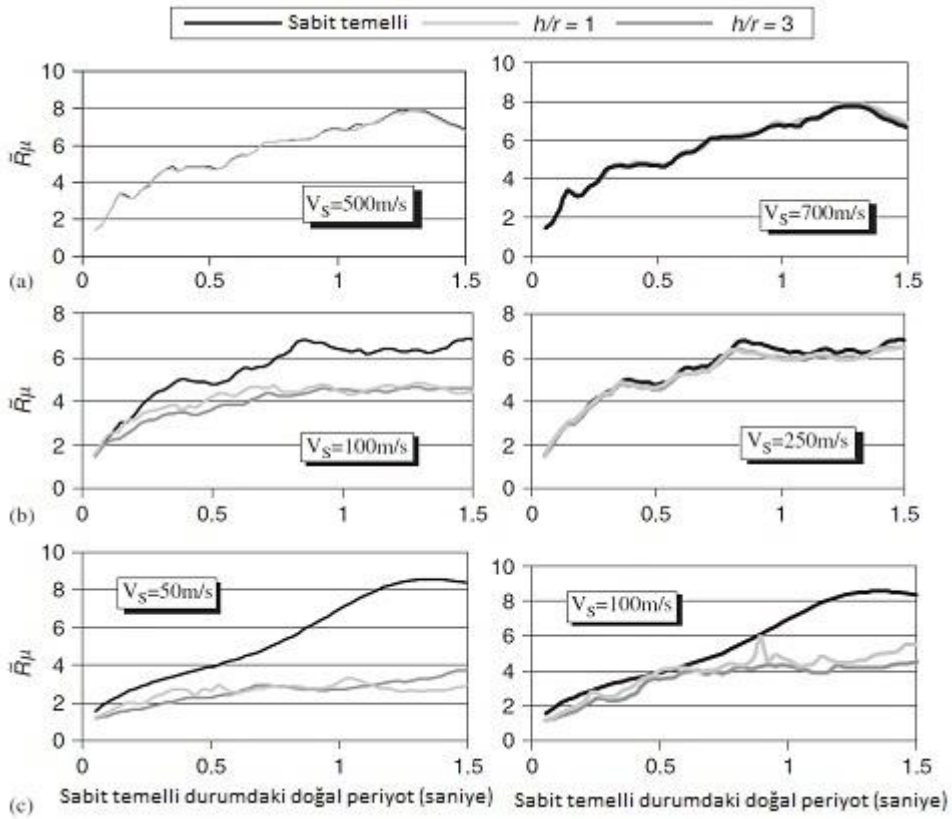
Efektif yapı yüksekliği de $0.7H$ olarak düşünülürse, (5.7) nin payındaki terim sabit olarak elde edilir. (5.7) bu verilerle yeniden yazılırsa, (5.10) elde edilir.

$$a_0 = \frac{130}{V_s} \quad (5.10)$$

(5.10) da görüldüğü gibi a_0 parametresi; yüksekliği ile periyodu arasında (5.8) dekine benzer bir ilişki bulunan yapılar için, yalnızca zeminin kayma hızıyla ilişkilidir.

Çalışmaya geri dönersek, dikkate alınan diğer parametreler geometrik oran (h/r) ve süreklilik talebi olmuştur [7]. Diğer parametrelerin yapı-zemin etkileşimi üzerindeki etkisinin çok az olduğu düşünüldüğünden dolayı, bu parametreler sabit olarak alınmıştır.

Yapılan analizler sonucunda a_0 parametresi arttıkça tüm periyot değerleri için dayanım azaltma faktörlerinin tüm zemin gruplarında azaldığı görülmüştür [7]. Analizin zemindeki kayma hızına göre yapılması durumunda ise, Şekil 5.14 de görüldüğü gibi, geometrik oranın çok etkili olmadığı bunun da deprem kodlarında yer alabilecek, yalnızca zemindeki kayma hızına bağlı, elastik olmayan tasarım spektrumlarının elde edilebilmesi için uygun olan bir duruma yol açtığı söylenmektedir [7].



Şekil 5.14 : Süreklilik kapasitesi 6 için yapı-zemin etkileşiminin zemin kayma dalga hızına göre sabit süreklilikli spektruma etkisi [7].

Mohammad Ali Ghannad ve Hossein Jahankhah (2006), Javier Avilés ve Luis E. Pérez-Rocha (2005)'in yaptığı yukarıda anlatılan çalışmaya bir eleştiri yazısı yazmışlardır [14]. Bu yazıda küçük geometrik oran için sabit süreklilikli spektrumun değişmediğine karşı çıkmışlar, kanıt olarak ise Şekil 5.12 ve Şekil 5.13 de görülen spektrumlarda küçük periyotlar için aslında ciddi farkların bulunduğu ve küçük

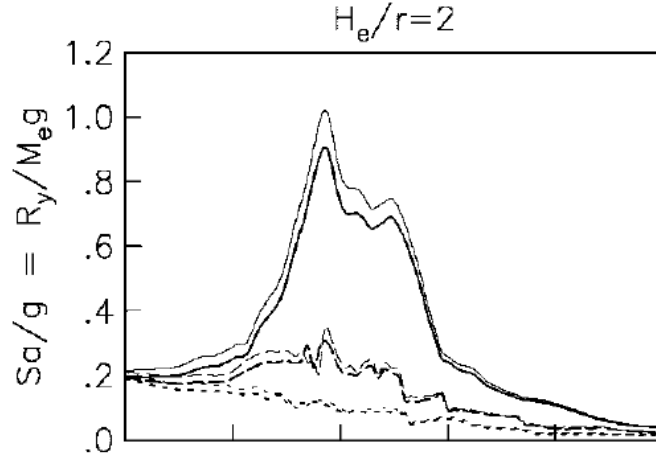
geometrik oranlı yapıların da bu periyotlara sahip olma riskinin yüksek olmasından dolayı yaklaşımın hatalı ve düşük dayanımlı tasarıma neden olacağından tehlikeli olduğu vurgulanmıştır [14]. Ayrıca kısa yapı söyleminin değiştirilerek narin olmayan yapı söyleminin kullanılmasının daha uygun olacağı belirtilmiştir, çünkü kısa kavramı temel yarıçapını içermemektedir [14]. Javier Avilés ve Luis E. Pérez-Rocha (2006) ise yaptıkları savunmada hatayı kabul edip, nedenini eşdeğer TSD sistem yaklaşımını doğrulatmak için gözden kaçan bir durum olarak belirtmişlerdir [14]. İlginç olan bir nokta da, yapı-zemin etkileşimi üzerine birçok çalışması bulunan Javier Avilés ve Luis E. Pérez-Rocha'nın bahsedilen eleştiri yazısı sonrası bu konu üzerinde önemli bir yayını bulunmamaktadır.

5.3 Gömülü Temelli Doğrusal Olmayan TSD Sistemler

Uzun yıllar boyunca, kinematik etkileşimin deprem yükünün yapılara etkisini azalttığı düşüncesinin egemen olması nedeniyle, eylemsizlik etkileşimi üzerine yapılan çalışmalarda daha fazla yoğunluk yaşanmış, bu da gömülü temelli yapıların gömülü olmayan temelli yapılara göre daha az ele alınmasına neden olmuştur [8], fakat son birkaç yılda elde edilen bulguların bu tür yapılar üzerindeki ilgiyi arttıracığı görülmektedir. Bu nedenle çalışma kapsamında yapılan analizler bu tür sistemler üzerinde yoğunlaşmıştır.

5.3.1 Temel gömülümünün süneklik talebini azalttığını belirten çalışmalar

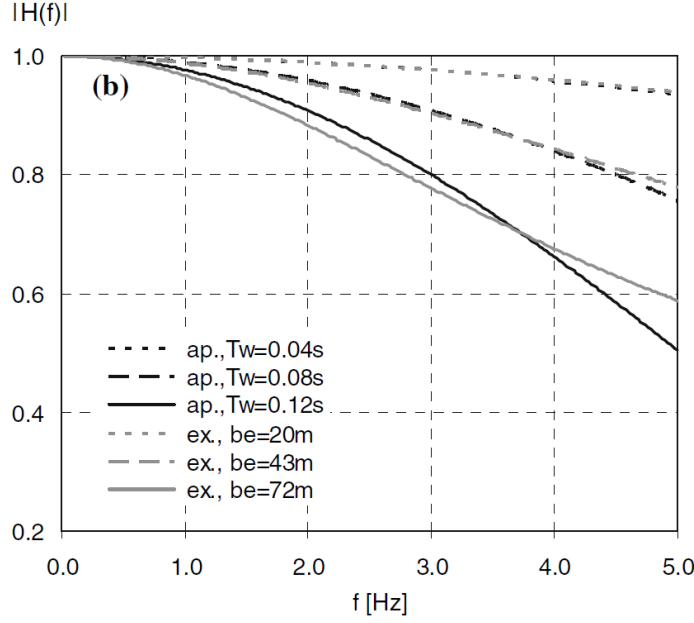
Temel gömülümünün depreme karşı gösterilen tepkiyi azalttığını belirten çalışmaların çıkış noktası genellikle kinematik etkileşimden dolayı oluşan temel girdi hareketinin serbest zemin hareketine göre yapıyı daha az etkilemesidir. İlk olarak Bölüm 5.2.1 de bahsedilen, Javier Avilés ve Luis E. Pérez-Rocha (2003) tarafından yapılmış olan çalışma ele alınacaktır [9]. Yazarlar kinematik etkileşimin, Şekil 5.15 de görüldüğü gibi, her doğal periyot değerinde tepkiyi azaltıcı yönde etkisinin olduğunu belirtmişlerdir, bu nedenle yalnızca eylemsizlik etkileşiminin dikkate alınarak yapılan analizin daha güvenli ve yeterince gerçekçi olduğu öne sürülmüştür [9].



Şekil 5.15 : Zeminle etkileşen görünüş oranı $H_e/r=2$ ve gömülüm oranı $D/r=1$ olan sistemin eylemsizlik (ince çizgi) ve eylemsizlik+kinematik (kalın çizgi) etkileşim sonucu oluşan ivme spektrumları (süneklik kapasitesi 1 (düz çizgi) 2 (kesikli çizgi) ve 4 (noktalı çizgi) şeklindedir) [9].

Bir başka çalışmada ise Yu-Yuan Lin ve Eduardo Miranda (2007); doğrusal davranan gömülü temelli TSD yapıları ele almışlardır [15]. Bu çalışmada temel girdi hareketinin, serbest bölge hareketine uygulanacak frekans filitreleme ile yaklaşık olarak elde edilebileceğini öne sürmüşlerdir [15]. Filtrelenecek en küçük dış yük periyodunu ise temel genişliği b_e 'ye bağlı (5.11) de belirttiği gibi seçilmesini önermişlerdir [15]. Gerçek temel girdi hareketi ve bahsedilen yaklaşık yöntem ile elde edilen transfer fonksiyonlarının karşılaştırılması ise Şekil 5.16 da görülmektedir. Yaklaşımın yalnızca yatay hareketin filitrelenmesine dayandığından ötürü, yaklaşım çoğunlukla yapı tepkisinin azalmasına neden olmaktadır.

$$T_{\omega} = 0.251(1 - e^{-0.009b_e}) \quad (5.11)$$



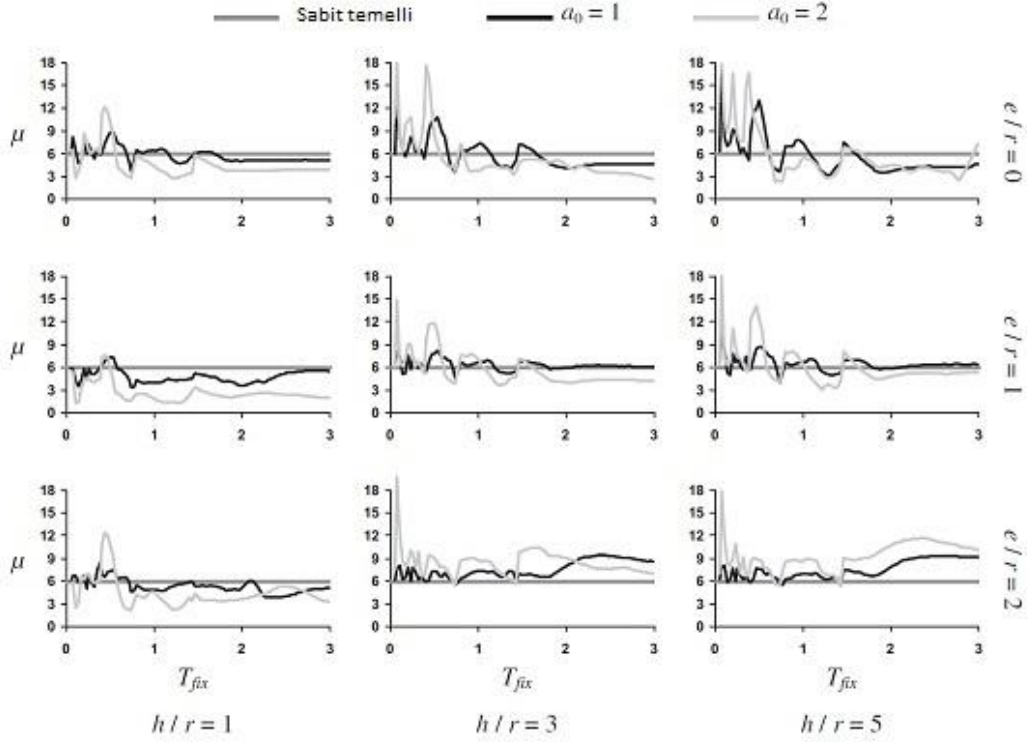
Şekil 5.16 : Yaklaşık (filtreleme ile elde edilmiş) ve gerçek temel girdi hareketlerinin transfer fonksiyonları [15].

5.3.2 Temel gömülümünün süneklik talebini arttırdığını belirten çalışmalar

Temel gömülümünün depreme karşı gösterilen tepkiyi arttırdığını belirten çalışmaların ise çıkış noktası genellikle kinematik etkileşimden dolayı oluşan sallanma temel girdi hareketinin ihmal edilmemesidir, çünkü bu ek hareketin yapı tepkisini arttırdığı ileri sürülmektedir. Bu sallanma hareketinin varlığı ilk olarak Novak (1972) tarafından ileri sürülmüş, Wolf ve Somaini (1986) ve Morray (1975) tarafından bu hareketin yaklaşık hesabı için öneriler sunulmuştur [8]. Fakat 2009 yılına dek, Bielak (1978) dışında sallanma hareketinin doğrusal olmayan yapı sistemleri üzerindeki etkisini üzerinde durulmamış, çalışmalar yalnızca doğrusal yapı sistemlerini içermiştir [8].

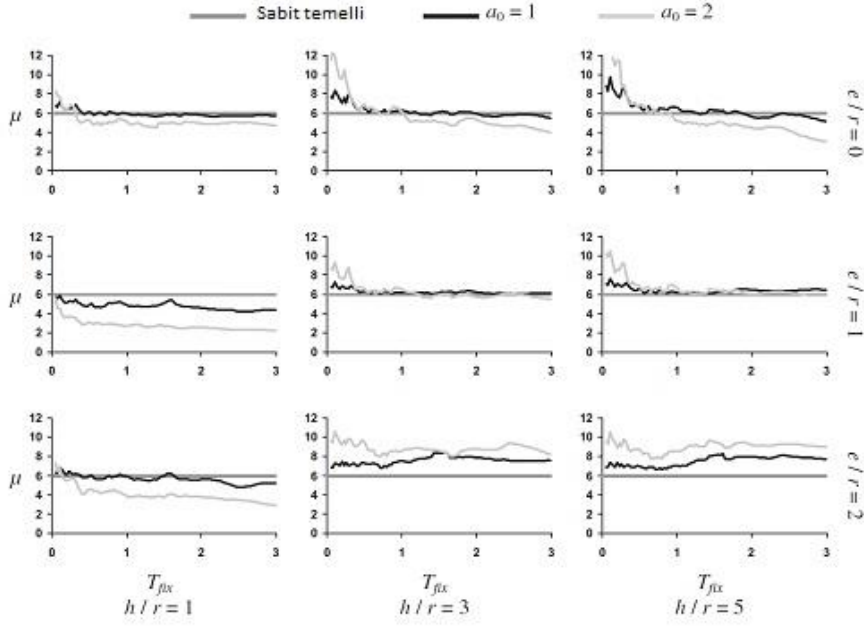
Bu konu üzerine hazırlanan ve önemli olduğu düşünülen Mojtaba Mahsuli ve Mohammad Ali Ghannad (2009) adlı araştırmacıların yaptığı çalışma ayrıntılı olarak incelenecektir. Bu çalışmada kinematik etkileşimin hesabı Wolf (1994) tarafından önerilmiş olan ayna görüntüsü yaklaşımı kullanılmıştır [8,4]. Eylemsizlik etkileşiminin hesabı için ise Bölüm 4.2.3 de gösterilmiş olan maymun kuyruğu modeli-yapı sistemi kullanılmıştır. Kullanılan parametreler Bölüm 5.2.2 de değinilen Mohammad Ali Ghannad ve Hossein Jahankhah (2006) tarafından yapılmış çalışmadakinin aynısıdır. Amaç temel gömülümünün süneklik talebini arttırıcı yönde etkisinin olup olmadığının araştırılması olduğundan, temelin rijit zemine oturması

durumu için elde edilmiş sabit süneklikli spektrumdan alınan dayanımlara sahip zeminle etkileşen TSD sistemlerdeki süneklik talepleri ölçülmüştür [8]. Bu yöntem zeminle etkileşen sistemin sabit süneklikli spektrumunun elde edilmesini gerektirmediğinden oldukça pratik ve hızlıdır. Bu karşılaştırmada, El Centro depremi kaydı kullanılarak; boyutsuz yapı-zemin rijitlik oranı a_0 , geometrik oran h/r ve gömülüm oranı e/r parametrelerine göre Şekil 5.17 de gösterilmiştir.



Şekil 5.17 : Aynı yatay dayanımlara sahip temeli rijit zemine oturan ve zeminle etkileşen TSD yapının El Centro depremi etkisinde süneklik taleplerinin gösterimi [8].

Şekil 5.17 ye bakıldığında, gömülü olmayan temel durumu için ($e/r=0$) yapı zemin etkileşiminin tahmin edilen etkisi (hakim periyottan önce süneklik talebini arttırıcı, sonra ise azaltıcı) görülmektedir, fakat $e/r=1$ için süneklik talebini azaltıcı etki, özellikle narin yapılar ($h/r=3$ ve 5) için çok net görülememektedir. Gömülüm oranı daha fazla arttırıldığında ise ($e/r=2$) yapı-zemin etkileşiminin yine narin yapılar ($h/r=3$ ve 5) için tüm periyot değerlerinde süneklik talebini arttırdığı görülür. Oluşan bu durumun yalnızca El Centro depremine özgü olmadığı ise 12 adet depremin ortalama süneklik taleplerini gösteren Şekil 5.18 deki grafikte kanıtlanmıştır.



Şekil 5.18 : Aynı yatay dayanımlara sahip temeli rijit zemine oturan ve zeminle etkileşen TSD yapının 12 adet deprem etkisinde ortalama süneklik taleplerinin gösterimi [8].

Şekil 5.18, yazarlar tarafından yapı-zemin etkileşiminin gömülüm oranı e/r 'nin 1'den büyük değerleri için süneklik talebini arttırıcı ve dolayısıyla zararlı etkisine bir kanıt olarak gösterilmektedir. Bu çalışmada elde edilen bu sonuçlar yapılan analizlerin sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır.

Hossein Jahankhah, Mohammad Ali Ghannad ve Mohammad T. Rahmani (2010) tarafından yapılmış olan başka bir çalışmada ise doğrusal davranan gömülü temelli yapılarda, sallanma hareketini sisteme etkilemek inşaat mühendisleri için kavranması zor olduğundan, temel yatay ve sallanma girdi hareketlerine eşdeğer bir yatay girdi hareketi ile analizin kolaylaşacağı düşünülerek, serbest bölge hareketinden eşdeğer yatay temel girdi hareketine geçiş transfer fonksiyonlarının hesaplanması için bazı regresyon katsayıları önerilmiştir [16]. Çizelge 5.1 de bu regresyon katsayıları verilmiş, (5.12) ve (5.13) de transfer değerlerinin hesabı gösterilmiştir. Bu denklemlerdeki g_j geçiş katsayısı ise (5.14) de açıklanmıştır [16].

$$TF3 = \frac{h}{r} [g_1(a_0)_e^4 + g_2(a_0)_e^3 + g_3(a_0)_e^2 + g_4(a_0)_e^2 + g_5(a_0)_e + 1] \quad (a_0)_e \leq 4 \text{ için} \quad (5.12)$$

$$TF3 = TF3((a_0)_e=4) \quad (a_0)_e > 4 \text{ için} \quad (5.13)$$

$$g_j = q_{j1} \left(\frac{e}{r} \right)^2 + q_{j2} \left(\frac{e}{r} \right) v^3 + q_{j3} \left(\frac{e}{r} \right) + q_{j4} \quad (5.14)$$

Çizelge 5.1 : Serbest bölge hareketinden eşdeğer yatay temel girdi hareketine geçişte kullanılacak regresyon katsayıları [16].

$q_{j4} \times (10^3)$	$q_{j3} \times (10^3)$	$q_{j2} \times (10^3)$	$q_{j1} \times (10^3)$	
6	-20	-18.6	27.6	$j = 1$
-6.62	35	132	-142	$j = 2$
-83.7	253	-244	96.6	$j = 3$
-8	-18.7	19	29	$j = 4$
51	-459	-90	110	$j = 5$

Farklı bir çalışmada Pitilakis ve diğerleri (2010), zeminin doğrusal olmayan etkilerinin ve zemin iyileştirmelerinin elastik durumdaki spektruma etkisini araştırmışlardır [17]. Varılan sonuç ise zeminin doğrusal olmama durumunda doğrusal olduğu duruma göre elastik taleplerin %400 lere varan oranlarda azaldığı ve zemine uygulanan taş kolon ile sallanma hareketi engellendiğinden, yine elastik taleplerin azaldığıdır [17].

6. ÇALIŞMA KAPSAMINDA YAPILANLAR

Çalışmada ilk olarak gömülü olmayan temelli TSD yapıların farklı toplu parametre modelleri, çeşitli kaynaklarda yapı-zemin etkileşimi nedeniyle hasarların büyük oranda arttığı belirtilen Michoacan (1985) depreminin, SCT1 doğu-batı bileşeni kaydı altında analiz edilerek sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Gömülü temelli yapılar için ise, çoğunluğu Türkiye’de alınmış kayıtlardan olmak üzere, 30 adet deprem kaydı seçilmiş; maymun kuyruğu modeli-yapı sistemi ve Deeks (2004) tarafından hazırlanmış MATLAB fonksiyonları yardımı ile farklı geometrik oran, gömülüm oranları ve kayma dalgası hızlarında $r=1m$ için analizler yapılmıştır.

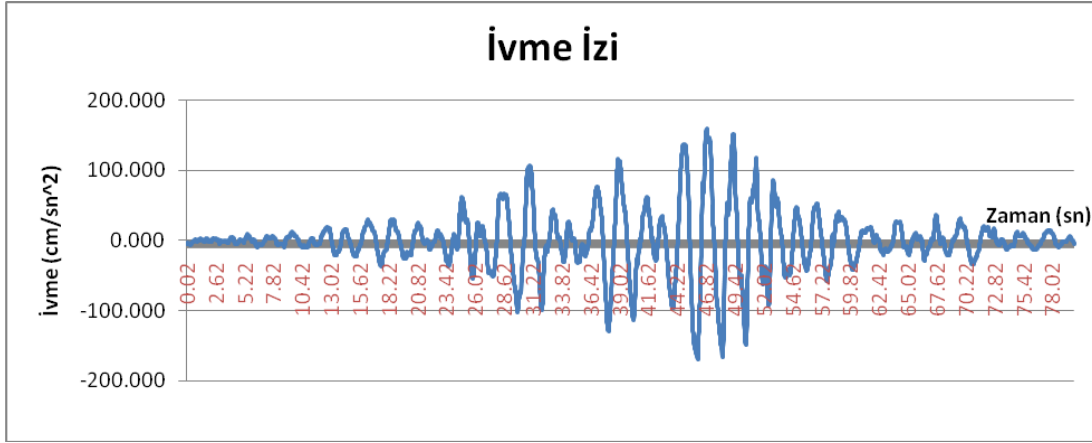
6.1 Gömülü Olmayan Temelli TSD Sistemler Üzerine Yapılan Çalışmalar

İlk olarak yüksek hakim periyotlu Michoacan (1985) Depremi SCT istasyonu doğu-batı kaydına ulaşılmaya çalışılmıştır, fakat bu kayda çok benzer bir kayıt olan SCT1 istasyonu doğu-batı kaydına erişilmiştir. Elde edilen bu kayıt ile depremin sismolojik özellikleri belirlenmeye çalışılmıştır.

6.1.1 Michoacan (1985) Depremi üzerine yapılan çalışma

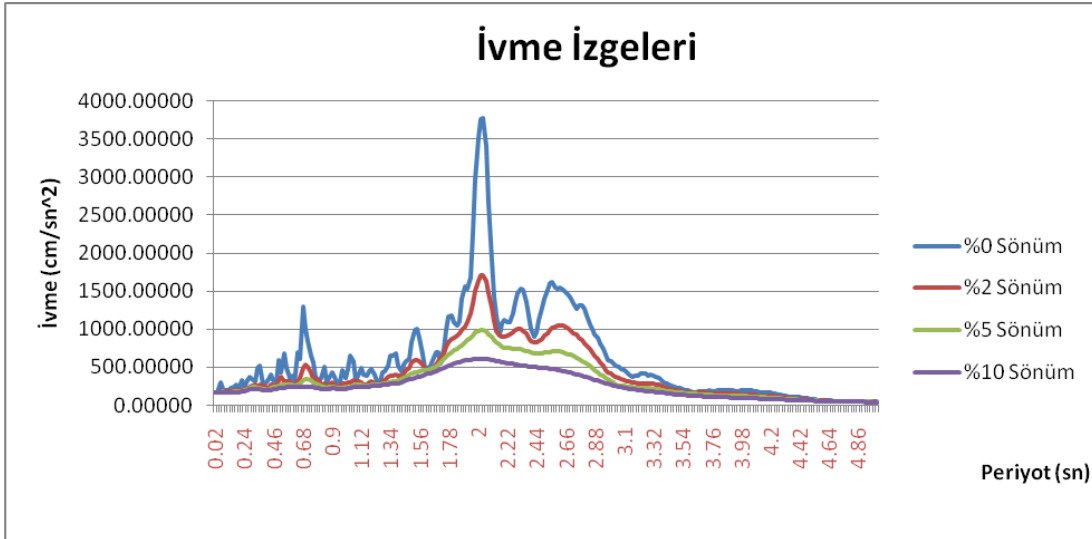
Yapı-zemin etkileşiminin yapı doğal periyodunu arttırma özelliği ve bu yüzden hakim periyottan küçük doğal periyotlu yapıları olumsuz etkilediği düşünüldüğünde, yüksek hakim periyoda sahip deprem olması durumunda olumsuz etkinin daha fazla yapı türünü kapsayarak, hasarı arttıracacağı düşünülebilir. George Mylonakis ve George Gazetas (2000) tarafından yapılmış Bölüm 5.2.1 de de değinilen çalışmada, Michoacan Depremi sırasında temelin rijit zemine oturması kabulüyle yaklaşık 1 saniye doğal periyotlu 10-12 katlı bir çok apartman yapısının yapı-zemin etkileşimi nedeniyle doğal periyotlarının yaklaşık 2 saniyeye kadar yükselmesi nedeniyle yıkıldıkları ve ya ağır hasar gördükleri belirtilmiştir [10].

Yapı-zemin etkileşimi için bu derece önemli olan bu depreme ait yumuşak zeminde alınmış bir kayıt Sayın Prof. Dr. Zeki Hasgür'ün katkıları ile elde edilmiştir. 0.02 saniye aralıklı alınmış, toplam 180 saniyelik SCT1 istasyonu doğu-batı kaydı, Javier Avilés ve Luis E. Pérez-Rocha (2003) tarafından yapılan çalışmada kullanılmış olan ve Şekil 5.7 de görülen SCT kaydına benzeştirmek maksadı ile 80 saniyeye kısaltılmıştır. Kısaltma sonunda elde edilen kayıt Şekil 6.1 de görülebilir.



Şekil 6.1 : Michoacan (1985) Depremi SCT1 doğu-batı kaydının toplam süresi 80 saniyeye kısaltılmış olarak elde edilen ivme izi.

Bu kayda ait farklı sönüm değerleri için ivme izgeleri (spektrumları) ise Şekil 6.2 de görülmektedir, şekilden de anlaşılacağı gibi hakim periyot 2 saniye civarındadır.



Şekil 6.2 : Michoacan (1985) Depremi SCT1 doğu-batı kaydının farklı sönüm değerleri için ivme spektrumları.

Kaydın; MATLAB programı yardımı ile hesaplanan Housner şiddeti, efektif ivme ve efektif süre değerleri Çizelge 6.1 de gösterilmiştir. Housner şiddeti hesabında önemli olan bir nokta da, deprem kaydının yüksek periyotlu dalga içeriğinin fazla olması nedeniyle sözde ve gerçek ivme spektrumları arasındaki fark, özellikle yüksek sönüm oranı değerlerinde (Housner şiddeti için kritik sönüm oranı değeri %20'dir) büyük olduğundan, şiddetin hesabında gerçek hız spektrumu kullanılmasının gerekliliğidir.

Çizelge 6.1 : Michoacan (1985) Depremi SCT1 doğu-batı kaydına ait Housner şiddeti ,efektif ivme ve efektif süre değerleri.

Housner Şiddeti Değeri:	128.236 cm
Efektif İvme Değeri:	117.164 gal
Efektif Süre Değeri:	29.18 sn

Çizelge 6.1 deki değerler kullanılarak hesaplanan, Hasgür (1991) tarafından sunulmuş olan, Deprem Hücum Gücü değeri (6.1) de gösterilmiştir [18].

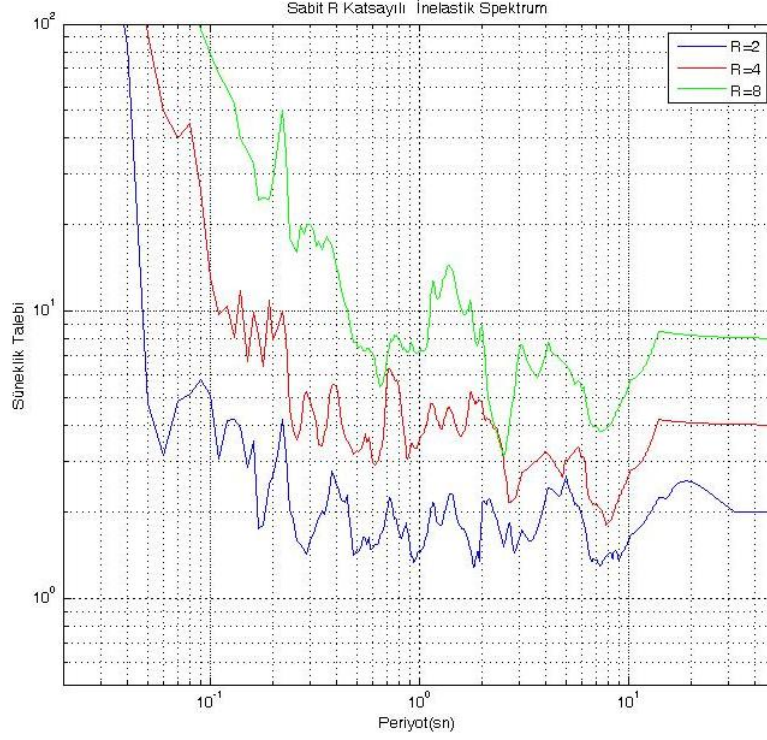
$$I_{EAP} = \frac{a_{eff} t_{eff}}{\frac{SI_{0,2}}{2.4}} = \frac{117.164cm / sn^2 \times 29.18sn}{\frac{128.236cm}{2.4sec}} = 63.985 \quad (6.1)$$

6.1.2 Toplu parametre modellerinin karşılaştırılması

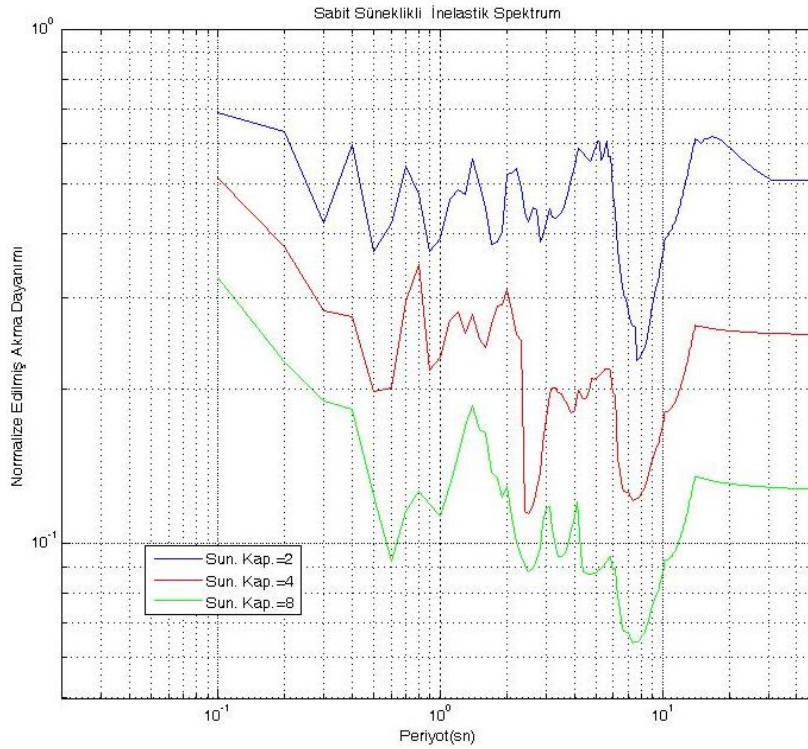
Gömülü olmayan temelli TSD yapı-zemin sistemlerine ait çeşitli toplu parametre modellerini karşılaştırmadan önce MATLAB ortamında hazırlanmış olan ideal elasto-plastik TSD sistemin deprem etkisi altında dinamik analizi yapan programın kontrolü yapılacaktır.

6.1.2.1 TSD sistem için oluşturulmuş olan programın kontrolü

Bahsedilen kontrol işlemi, Şekil 4.16 de görülen El Centro (1940) Depremi'nden elde edilmiş sabit dayanım azaltma faktörlü spektrum ile Şekil 4.17 daki sabit süneklilikli spektrum kullanılarak yapılmıştır. Şekil 6.3 de MATLAB ile elde edilen sabit dayanım azaltma faktörlü spektrum; Şekil 6.4 de ise sabit süneklilikli spektrum görülmektedir. Şekil 6.3 de 0.5 saniyelik periyot için süneklilik talebi değerleri R=2, 4 ve 8 için sırasıyla 1.48, 3.26 ve 7.71 iken; Şekil 6.4 de 0.5 saniyelik periyot için normalize edilmiş akma dayanımı değerleri $\mu=2, 4$ ve 8 için sırasıyla 0.369, 0.197 ve 0.124 şeklindedir. 0.5 saniyelik periyot için elde edilen değerler ve şekillerin benzerliği nedeniyle programın doğru olarak çalıştığı düşünülmektedir.



Şekil 6.3 : El Centro (1940) depremi kaydı kullanılarak, %5 kritik sönüm değeri için sabit dayanım azaltma faktörlü süneklik talebi periyot grafiği.



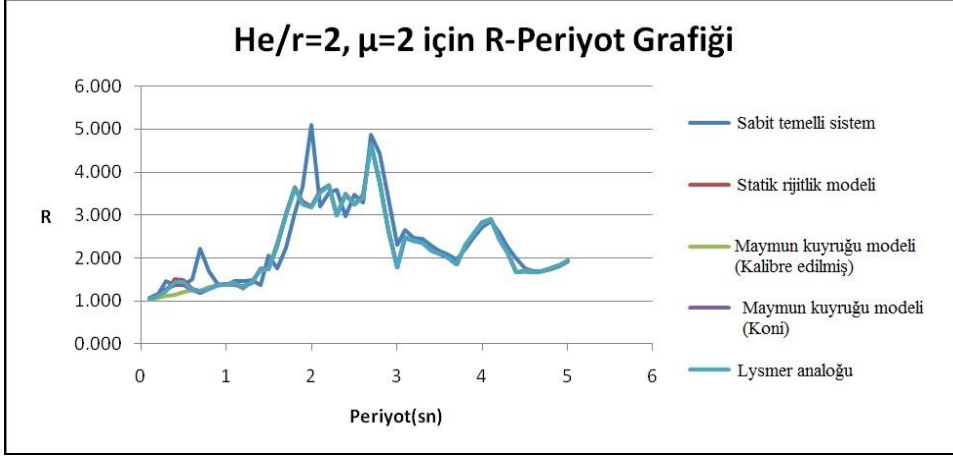
Şekil 6.4 : El Centro (1940) depremi kaydı kullanılarak, %5 kritik sönüm değeri için sabit süneklikli dayanım azaltma faktörü-periyot grafiği.

6.1.2.2 Sabit süneklikli dayanım azaltma faktörü-periyot grafiklerinin karşılaştırılması

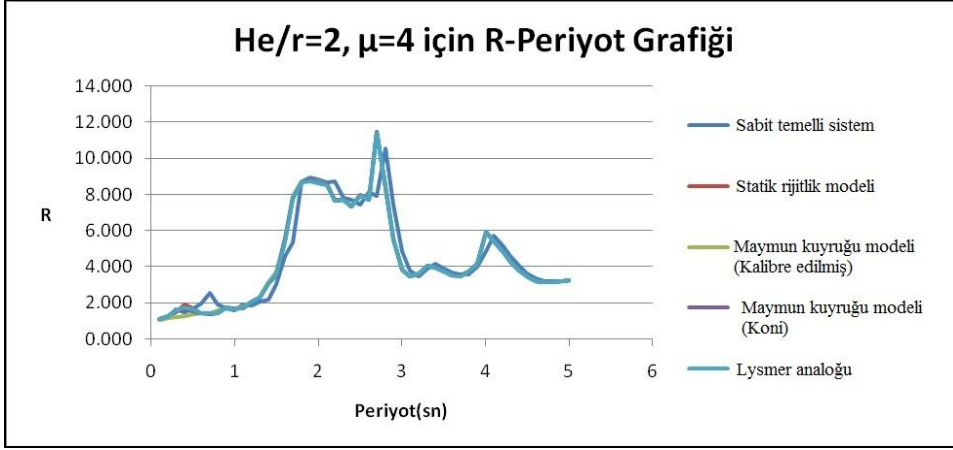
Karşılaştırma Michoacan (1985) depremi SCT1 istasyonu doğu-batı kaydı kullanılarak, %5 kritik sönüm oranı için, 0.45 Poisson oranı değerinde, temel yarıçapı değeri 5 metre seçilerek, temelin kütlesi TSD yapının kütlesinin 0.25'i olarak alınarak ve temel kalınlığı hesaplarda ihmal edilerek, zemin kayma dalgası hızı 50 m/s seçilerek, narin yapıyı temsilen $h/r=5$ narin olmayanı temsilen ise $h/r=2$ alınarak, Bölüm 3.2 de bahsedilen koni ve kalibre edilmiş maymun kuyruğu modeli ile Lysmer Analoğu ve fiktif kütlesiz üç serbestlik dereceli model (alımada kısaca statik rijitlik modeli olarak anılacaktır) kullanılarak yapılacaktır. Çalışmada 2, 4 ve 8 süneklik kapasitesi değerlerine sahip sistemler ayrı ayrı incelenmiştir. Zeminin kütle yoğunluğu ise, Referans [7] de bahsedilen ve \bar{m} , m , ρ , r ve h 'ın sırasıyla yapının zemine kütle oranı indeksi, TSD sistemin kütlesi, zeminin kütle yoğunluğu, temel yarıçapı ve TSD sistemin ykseklıği olduğu (6.2) de gösterilen yapının zemine kütle oranı indeksi 0.5 kabul edilerek seçilmiştir. Mohammad Ali Ghannad ve Hossein Jahankhah (2006), bu indeksin yapı-zemin etkileşimini çok etkilemediğini dndklerinden, sabit bir değer olarak alınmasını uygun görmüşlerdir [7]. Zeminin kütle yoğunluğu bu şekilde elde edildiğinde narin ve narin olmayan yapı durumlarında zemin kayma dalgası hızları aynı olsa dahi, zemin kayma modülleri farklılık gösterecektir.

$$\bar{m} = \frac{m}{\rho r^2 h} \quad (6.2)$$

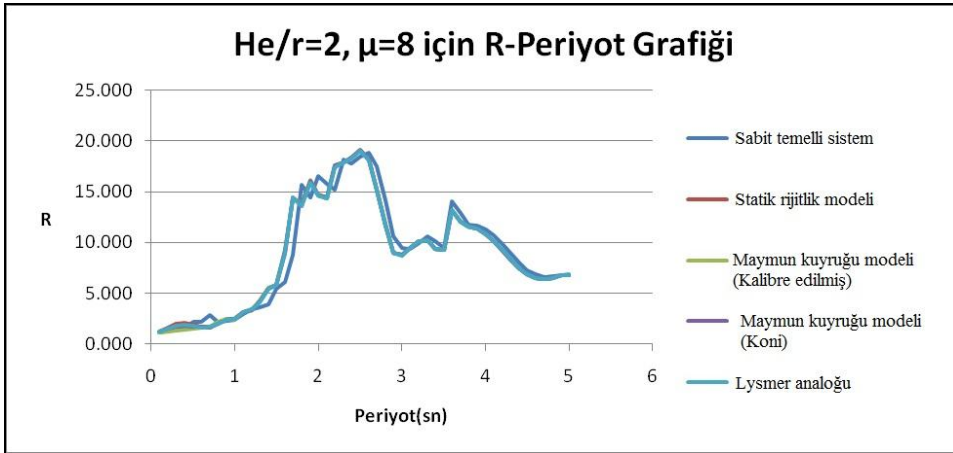
Şekil 6.5, ekil 6.6, ekil 6.7, ekil 6.8, ekil 6.9 ve ekil 6.10 da sırasıyla; $h/r=2$ ve süneklik kapasitesi değeri=2, 4 ve 8 için grafikler ile $h/r=5$ ve süneklik kapasitesi değeri=2, 4 ve 8 için grafikler bulunmaktadır.



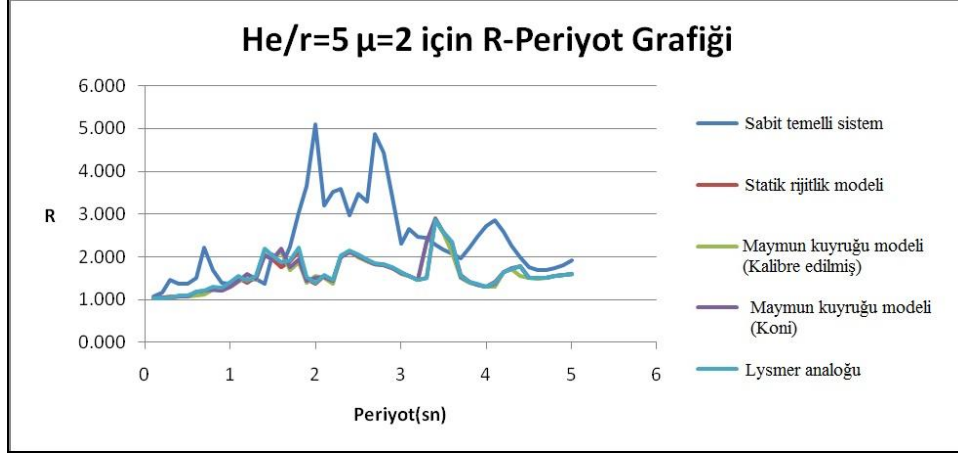
Şekil 6.5 : $h/r=2$ ve süneklik kapasitesi 2 için toplu parametre modelleri ve temeli rijit zemine oturan TSD sistemin dayanım azaltma faktörlerinin karşılaştırılması.



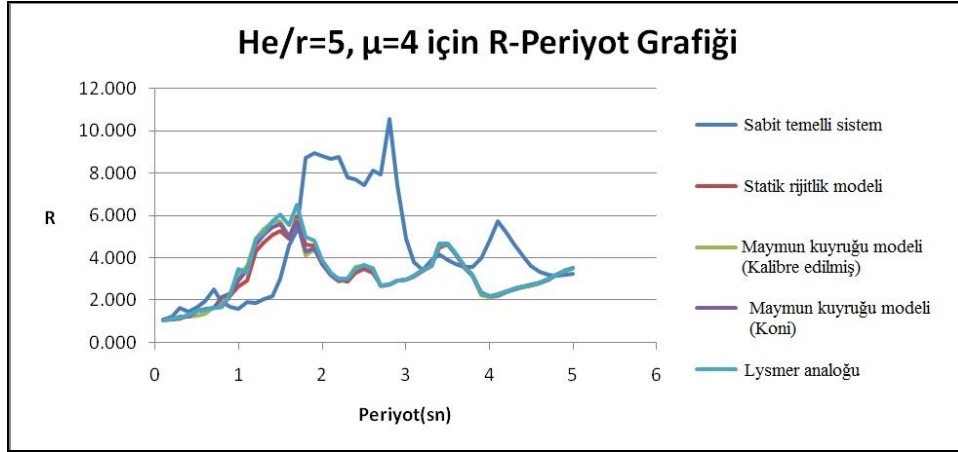
Şekil 6.6 : $h/r=2$ ve süneklik kapasitesi 4 için toplu parametre modelleri ve temeli rijit zemine oturan TSD sistemin dayanım azaltma faktörlerinin karşılaştırılması.



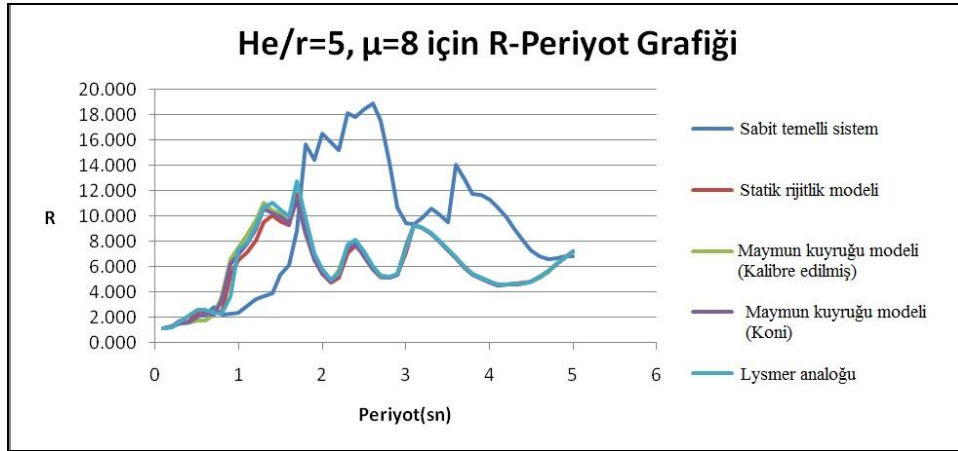
Şekil 6.7 : $h/r=2$ ve süneklik kapasitesi 8 için toplu parametre modelleri ve temeli rijit zemine oturan TSD sistemin dayanım azaltma faktörlerinin karşılaştırılması.



Şekil 6.8 : $h/r=5$ ve süneklik kapasitesi 2 için toplu parametre modelleri ve temeli rijit zemine oturan TSD sistemin dayanım azaltma faktörlerinin karşılaştırılması.



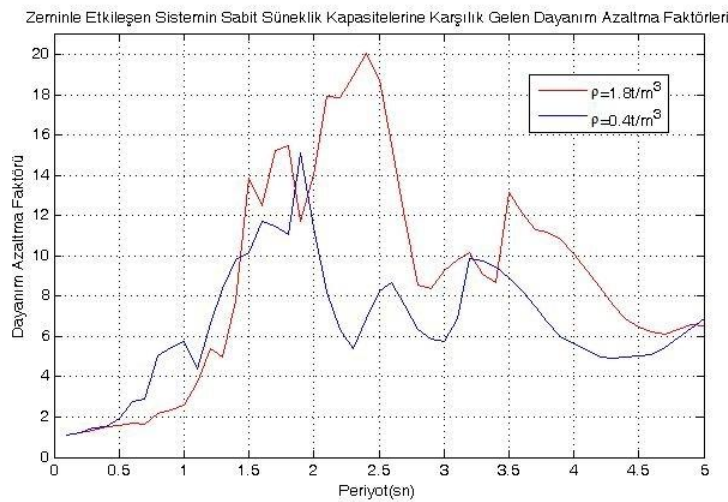
Şekil 6.9 : $h/r=5$ ve süneklik kapasitesi 4 için toplu parametre modelleri ve temeli rijit zemine oturan TSD sistemin dayanım azaltma faktörlerinin karşılaştırılması.



Şekil 6.10 : $h/r=5$ ve süneklik kapasitesi 8 için toplu parametre modelleri ve temeli rijit zemine oturan TSD sistemin dayanım azaltma faktörlerinin karşılaştırılması.

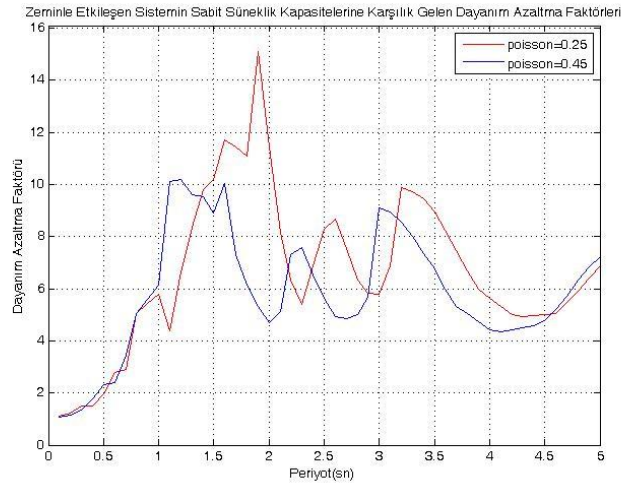
Şekiller incelenirse; narin olmayan yapılarda, tüm süneklik kapasitesi değerleri için, narin olanlara göre yapı-zemin etkileşiminin süneklik kapasitesi üzerindeki etkisinin oldukça az olduğu görülür, ayrıca yumuşak zeminden alınan kayıtların hakim periyot civarında görülen yüksek dayanım azaltma faktörü değerleri bu kayıt için de beklenen şekilde oluşmuştur, ayrıca Mohammad Ali Ghannad ve Hossein Jahankhah (2006) ve Javier Avilés ve Luis E. Pérez-Rocha (2005) tarafından bu tür kayıtlar için yapı-zemin etkileşiminin dayanım azaltma faktörü grafiğindeki düzleştirici etkisi $h/r=5$ için açıkça görülmektedir [7,12]. Farklı toplu parametre modelleri ile elde edilen sonuçların yaklaşıklığı ise geometrik oran arttıkça ve periyot değeri küçüldükçe bozulmaktadır. Son olarak yapı-zemin etkileşiminin dayanım azaltma faktörlerine etkisinin artan süneklik kapasitesi değerleri ile azaldığı saptanmaktadır.

Sonuçlar, Mohammad Ali Ghannad ve Hossein Jahankhah (2006) tarafından yapılan ve Şekil 5.14 de görülen çalışmanın sonuçları ile karşılaştırıldığında narinliğin dayanım azaltma faktörüne etkisinin bahsedilen çalışmada görülmediği fakat yapılan çalışma sonucunda önemli bir etkisinin olduğu söylenebilir. Bu nedenle farklı zemin küle yoğunluklarını ($\rho=0.4t/m^3$, $1 t/m^3$ ve $1.8t/m^3$) ve temel kütleleri ($m_f/m=0.10$ ve 0.25) için çalışma genişletilmiştir. Michoacan depremi SCT1 kaydı doğu-batı bileşeni seçilerek; $V_s=50$ m/s, $h/r=5$, Poisson oranı=0.45, süneklik kapasitesi 8 ve $m_f/m=0.25$ olarak sabit seçilip farklı iki zemin kütle yoğunluğu değerleri ile elde edilen dayanım azaltma faktörü grafikleri Şekil 6.11 de görülmektedir, kullanılan model kalibre edilmiş maymun kuyruğu modelidir.



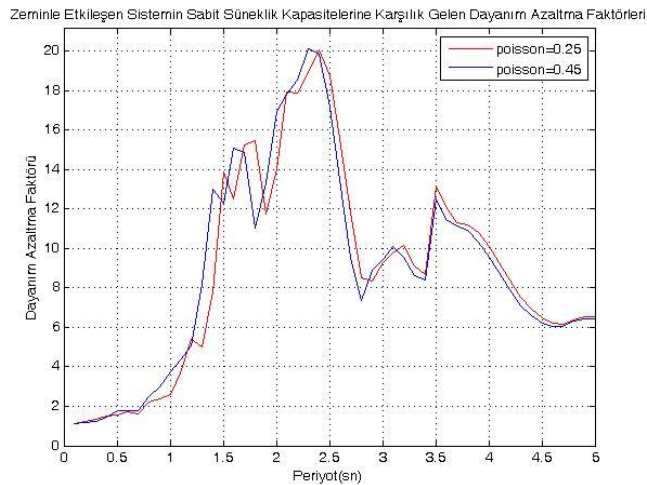
Şekil 6.11 : $\rho=0.4 t/m^3$ ve $\rho=1.8t/m^3$ için dayanım azaltma faktörü grafiklerinin karşılaştırılması.

Şekil 6.11 de görüldüğü gibi zemin kütle yoğunluğunun dayanım azaltma faktörüne etkisi oldukça fazladır ve $\rho=1.8t/m^3$ durumunda temelin rijit zemine oturduğu duruma benzer bir dayanım azaltma faktörü grafiği elde edilir. Şekil 6.12 de ise diğer parametrelerin sabit tutulup, farklı Poisson oranları için elde edilen dayanım azaltma faktörleri karşılaştırılmıştır. Michoacan depremi SCT1 kaydı yumuşak zeminden alınan bir kayıt olduğundan, neredeyse sıkışamaz (Poisson oranı=0.45) ve yarı-sıkışabilir (Poisson oranı=0.25) durumları esas alınmıştır. Zemin kütle yoğunluğu ise $0.4t/m^3$ olarak seçilmiştir.



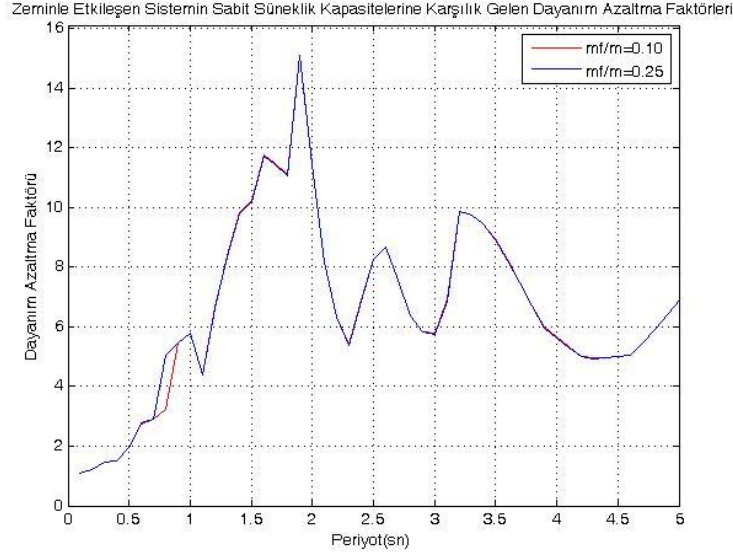
Şekil 6.12 : Poisson oranı=0.25 ve 0.45 ve $\rho=0.4t/m^3$ için dayanım azaltma faktörü grafiklerinin karşılaştırılması.

Şekil 6.12 de görüldüğü gibi Poisson oranının dayanım azaltma faktörüne önemli sayılabilecek bir etkisi vardır. $\rho=1.8t/m^3$ için ise sonuç Şekil 6.13 de görülebilir.



Şekil 6.13 : Poisson oranı=0.25 ve 0.45 ve $\rho=1.8t/m^3$ için dayanım azaltma faktörü grafiklerinin karşılaştırılması.

Şekil 6.13 incelendiğinde; artan zemin kütle yoğunluğunun, Poisson oranının değişiminin dayanım azaltma faktörüne etkisini azalttığı sonucuna varılabilir. Son olarak da $\rho=0.4t/m^3$ ve Poisson oranı=0.45 olmak üzere farklı temel kütleleri için elde edilen dayanım azaltma faktörü grafiği Şekil 6.14 de gösterilmiştir.



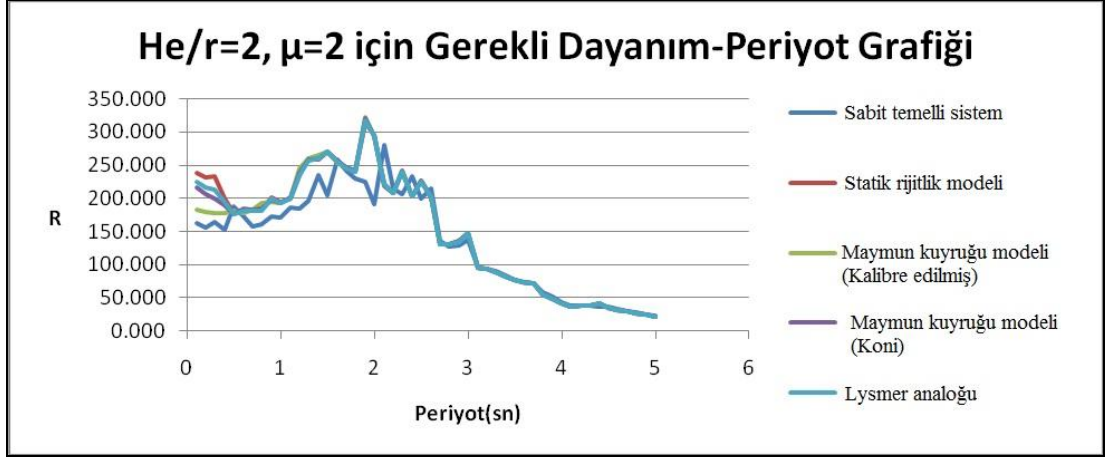
Şekil 6.14 : Poisson oranı=0.45, $\rho=0.4t/m^3$ ve $m_f=0.10$ ve 0.25 için dayanım azaltma faktörü grafiklerinin karşılaştırılması.

Şekil 6.14 de görüldüğü gibi temel kütlelerinin dayanım azaltma faktörüne etkisinin ihmal edilebilir düzeydedir, bu nedenle Mohammad Ali Ghannad ve Hossein Jahankhah (2006) tarafından önerildiği şekliyle m_f/m oranının sabit bir sayı alınarak hesapların yapılması uygun gözükmemektedir.

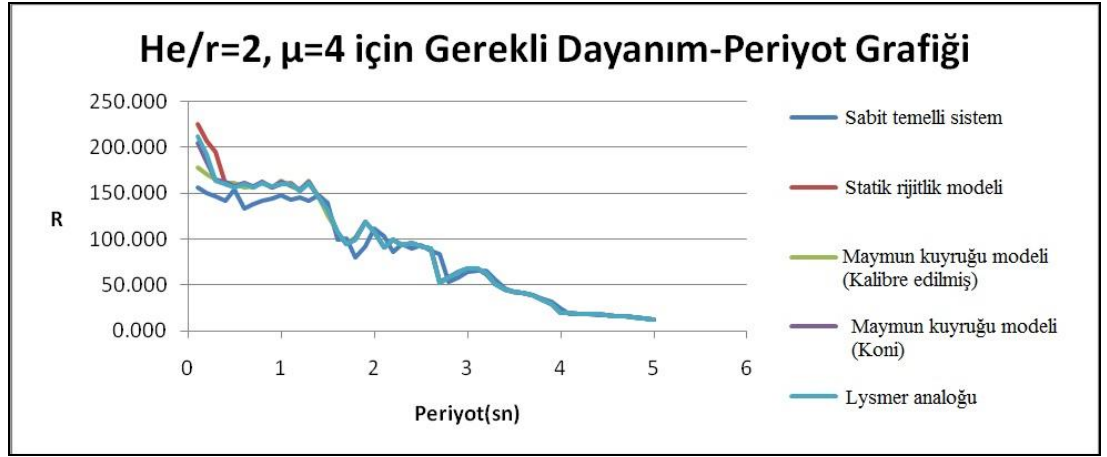
6.1.2.3 Sabit süneklik talebi oluşturan dayanımların karşılaştırılması

Bölüm 6.1.2.2 için oluşturulan MATLAB programı içerisinde ayrıca gerekli dayanım değerlerinin hesabı da yapılmıştır, dolayısıyla ilgili bölümdeki tüm parametre değerleri aynen geçerlidir.

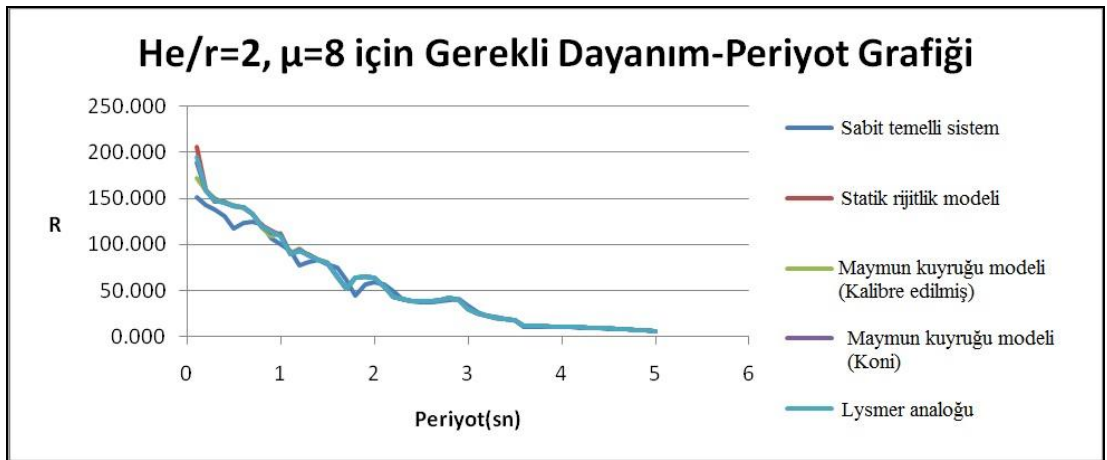
Şekil 6.15, Şekil 6.16, Şekil 6.17, Şekil 6.18, Şekil 6.19 ve Şekil 6.20 da sırasıyla; $h/r=2$ için süneklik kapasitesi değeri=2, 4 ve 8 için grafikler ile $h/r=5$ için süneklik kapasitesi değeri=2, 4 ve 8 için grafikler bulunmaktadır.



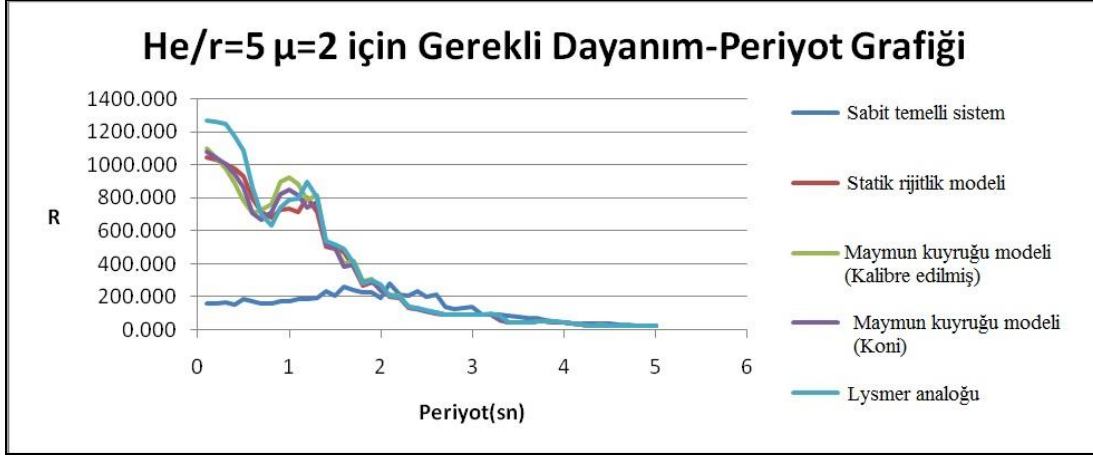
Şekil 6.15 : $h/r=2$ ve süneklik kapasitesi 2 için toplu parametre modelleri ve temeli rijit zemine oturan TSD sistemin gereken dayanımlarının karşılaştırılması.



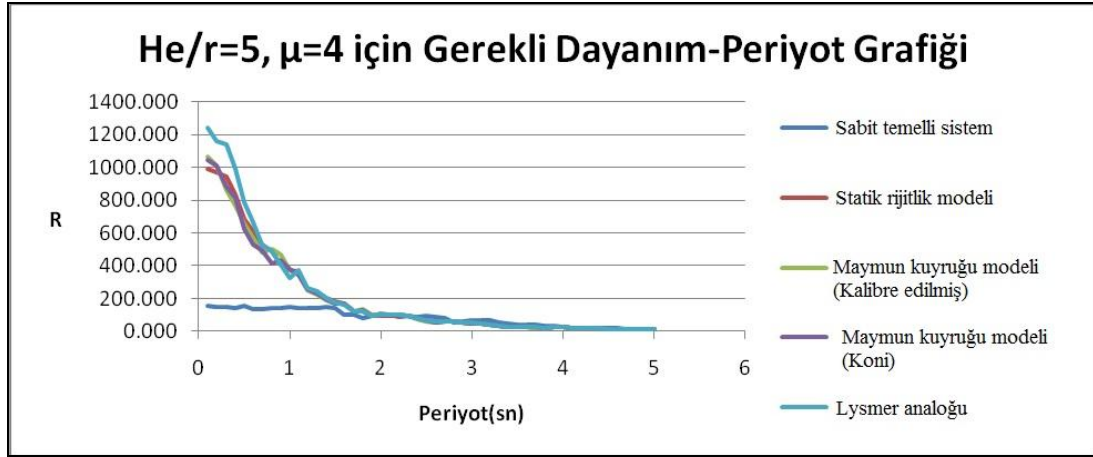
Şekil 6.16 : $h/r=2$ ve süneklik kapasitesi 4 için toplu parametre modelleri ve temeli rijit zemine oturan TSD sistemin gereken dayanımlarının karşılaştırılması.



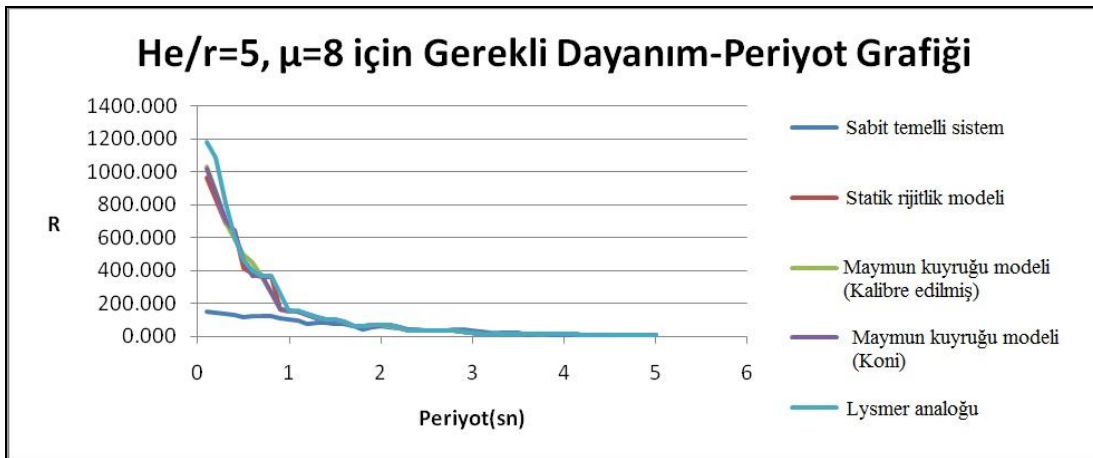
Şekil 6.17 : $h/r=2$ ve süneklik kapasitesi 8 için toplu parametre modelleri ve temeli rijit zemine oturan TSD sistemin gereken dayanımlarının karşılaştırılması.



Şekil 6.18 : $h/r=5$ ve süneklik kapasitesi 2 için toplu parametre modelleri ve temeli rijit zemine oturan TSD sistemin gereken dayanımlarının karşılaştırılması.



Şekil 6.19 : $h/r=5$ ve süneklik kapasitesi 4 için toplu parametre modelleri ve temeli rijit zemine oturan TSD sistemin gereken dayanımlarının karşılaştırılması.



Şekil 6.20 : $h/r=5$ ve süneklik kapasitesi 8 için toplu parametre modelleri ve temeli rijit zemine oturan TSD sistemin gereken dayanımlarının karşılaştırılması.

Şekiller incelendiğinde; narin olmayan yapılarda, tüm süneklik kapasitesi değerleri için, narin olanlara göre yapı-zemin etkileşiminin gerekli dayanım üzerindeki etkisinin oldukça az olduğu görülür, ayrıca hakim periyot değeri (2 sn) den önce yapı-zemin etkileşiminin süneklik talebini arttırıcı yöndeki olumsuz etkisi, özellikle narin yapılar için, açıkça görülebilmektedir ve bu durum Mohammad Ali Ghannad ve Hossein Jahankhah (2006) ve Javier Avilés ve Luis E. Pérez-Rocha (2003) tarafından yapılmış olan çalışmalarda da belirtilmiştir [7,9]. Farklı toplu parametre modelleri ile elde edilen sonuçların yaklaşıklığı ise, geometrik oran arttıkça ve periyot değeri küçüldükçe bozulmaktadır, Şekil 6.18 e bakıldığında toplu parametre modellerindeki fiktif kütlelerin önemi anlaşılır. Son olarak yapı-zemin etkileşiminin gerekli dayanıma etkisinin artan süneklik kapasitesi değerleri ile azaldığı saptanmaktadır.

Sonuç olarak literatürdeki çalışmalar ile benzer sonuçlara ulaşıldığı söylenebilir, bu nedenle Bölüm 6.1.2.2 de yapıldığı gibi ayrıntılı bir analize gerek duyulmamıştır.

6.2 Gömülü Temelli TSD Sistemler Üzerine Yapılan Çalışmalar

Temel gömülümünün süneklik talebine etkisini belirleyebilmek için, Mojtaba Mahsuli ve Mohammad Ali Ghannad (2009) tarafından yapılmış çalışmada da benimsenen, zeminle etkileşen TSD sistemin dayanımını, temeli rijit zemine oturan TSD sistemde sabit süneklik talebi oluşturan dayanım değerinden alarak, yapı-zemin sisteminin süneklik talebinin hesabı ve bu sabit taleple karşılaştırılması esasına dayalı bir yöntem uygulanmıştır [8]. Farklı deprem kayıtlarının elde edilen süneklik taleplerinde farklılığa yol açabileceği düşünüldüğünden, 30 adet, çoğunluğu Türkiye'den alınmış olmak üzere, deprem kaydı çalışma sırasında kullanılmıştır; ilgili deprem kayıtları Çizelge 6.2 de görülebilir.

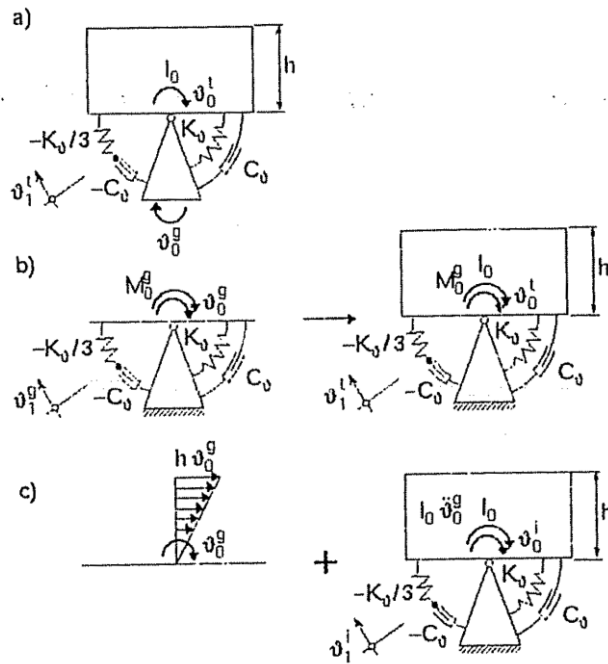
Çizelge 6.2 : Analiz için seçilen deprem kayıtları.

No	Kaydın Alındığı Bölge ve ya İstasyon	Depremin Adı	Tarihi	Bileşen	Kaynak
1	PACOIMA DAM	SAN FERNANDO	09.02.1971	PCD164	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
2	DENİZLİ MET. İST.	DENİZLİ	19.08.1976	N-S	Yar. Doç. Dr. Beyza Taşkın
3	KARAKYR	GAZLI	17.05.1976	GAZ090	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
4	EL CENTRO ARRAY	IMPERIAL VALLEY	15.10.1979	H-E03140	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
5	CERRO PRIETO	VICTORIA	09.06.1980	CPE045	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
6	SCT1	MICHOACAN	19.09.1985	E-W	Prof. Dr. Zeki Hasgür
7	SITE 1 (CANADA)	NAHANNI	23.12.1985	S1280	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
8	ADIYAMAN GOLBASİ DEV. HAST.	ADIYAMAN	05.05.1986	N-S	Yar. Doç. Dr. Beyza Taşkın
9	N PALM SPR P.O.	PALM SPRINGS	08.07.1986	NPS300	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
10	TARZANA	WHITTIER NARROWS	01.10.1987	A-TAR090	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
11	APEEL2 REDWOOD CITY	LOMA PRIETA	18.10.1989	A02043	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
12	ERZİNCAN MET. İST.	ERZİNCAN	13.03.1992	E-W	Yar. Doç. Dr. Beyza Taşkın
13	MONTEBELLO - BLUFF	NORTHRIDGE	17.01.1994	BLF206	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
14	DINAR MET. MUD.	DİNAR	01.10.1995	E-W	Yar. Doç. Dr. Beyza Taşkın
15	NISHI-AKASHI	KOBE	16.01.1995	NIS000	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
16	CEYHAN TARIM İLCE MÜD.	CEYHAN	27.06.1998	E-W	Yar. Doç. Dr. Beyza Taşkın
17	CHY002	CHI-CHI TAIWAN	20.09.1999	CHY002-N	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
18	AMBARLI	DÜZCE	12.11.1999	ATS030	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
19	BURSA-TOFAS	DÜZCE	12.11.1999	BUR180	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
20	GALATA KÖPRÜSÜ	DÜZCE	12.11.1999	GB--T	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
21	İZMİT MET. İST.	İZMİT	13.09.1999	E-W	Yar. Doç. Dr. Beyza Taşkın
22	AMBARLI	KOCAELİ	17.08.1999	ATS000	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
23	ATAKÖY	KOCAELİ	17.08.1999	ATK090	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
24	FATİH	KOCAELİ	17.08.1999	FAT000	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
25	MASLAK	KOCAELİ	17.08.1999	MSK090	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
26	MECİDİYEKÖY	KOCAELİ	17.08.1999	MCD090	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
27	SAKARYA	KOCAELİ	17.08.1999	E-W	Yar. Doç. Dr. Beyza Taşkın
28	YARIMCA	KOCAELİ	17.08.1999	YPT330	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
29	ZEYTİNBURNU	KOCAELİ	17.08.1999	ZYT000	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
30	EL CENTRO	IMPERIAL VALLEY	19.05.1940	I-ELC270	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD

6.2.1 Toplu parametre modeline sallanma temel girdi hareketinin etkilmesi

Kullanılacak toplu parametre modellerinde sallanma hareket modunda fiktif kütle bulunması nedeniyle böyle bir sorunla karşılaşmaktadır. Wolf(1994), oluşturduğu toplu parametre modellerine deprem gibi zeminden gelen etkiler etkitildiğinde, ek kütle içeren hareket modlarında öncelikle yönetici kuvvetlerin bulunması konusunda uyarıda bulunmuştur [4]. Ayrıca When Hwa Wu ve Wen-How Lee (2002) kütle içeren toplu parametre modellerinin fiktif kütle içeren modları için deprem etkisinde yapılacak analizin zor olduğunu ve bu nedenle kütle içermeyen toplu parametre modellerinin geliştirilmesinin önemini belirtmişlerdir [19].

Wolf (1994) tarafından oluşturulan toplu modelleri için sunulan çözüm yöntemleri Şekil 6.21 de görülebilir. Bu toplu parametre modellerinde yatay hareket modunda hiçbir zaman fiktif kütle bulunmadığından, sorun yalnızca sallanma temel girdi hareketinin etkilmesinde oluşmaktadır.

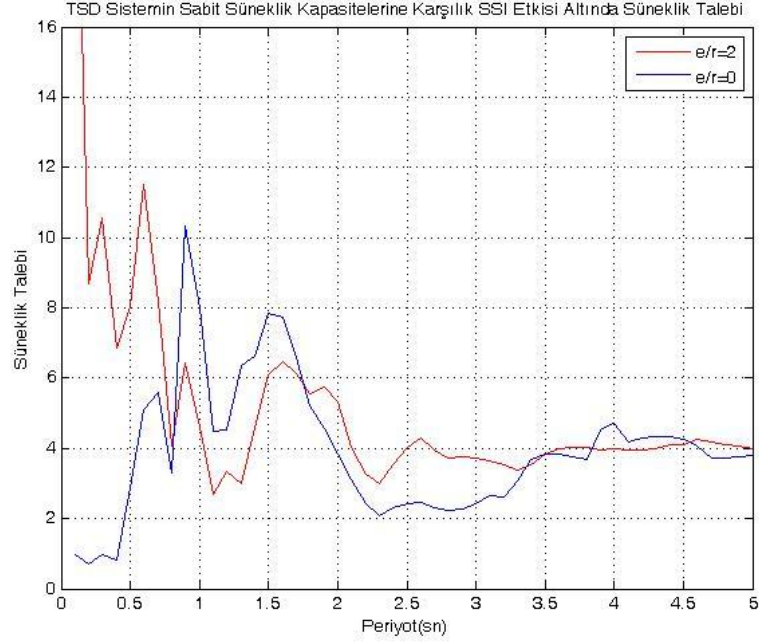


Şekil 6.21 : Wolf(1994) tarafından oluşturulmuş olan toplu parametre modellerine sallanma temel girdi hareketinin etkilmesi
a)Kütle içermeyen modele doğrudan etkitme b)Yönetici kuvvetin bulunarak, sonraki adımda tüm sisteme etkitme
c)Kinematik ve eylemsizlik etkileşimi etkilerini ayrı olarak hesaplayıp süperpozisyon yapılması yöntemleri [4].

Bu çalışmadaki analizlerde, Şekil 6.21 ün b şikkında gösterilen yöntem kullanılmıştır. Uygulanan yöntem ayrıntılı olarak anlatılmak istenirse; öncelikle Deeks (2004) tarafından oluşturulmuş MATLAB fonksiyonları yardımı ile serbest bölge hareketinden yatay ve sallanma temel girdi hareketleri frekans alanında elde edilir, elde edilen yatay hareket sisteme doğrudan etkitileceğinden yatay ivme değerlerine hızlı fourier dönüşümü kullanılarak zaman tanım alanında uygulanacak ivme izine geçilir, sallanma hareketi (ivme olmadığına dikkat edilmelidir) ise toplu parametre modelinin üst yüzeyindeki hareket olarak kabul edilerek, yapının bulunmadığı durumda oluşacak yönetici moment kuvveti frekans alanında elde edilir, son olarak da bu momente hızlı fourier dönüşümü uygulanıp, sistem zaman tanım alanında elde edilen yatay ivme kaydı ve yönetici moment altında analiz edilir. Bu analiz, her ne kadar Şekil 6.21 de gösterilen yöntemlerden birini baz alsada; problem yatay girdi hareketi ve doğrusal olmayan yapıyı da içerdiğinden tarafımca yapılan eklemelerle geliştirilmiştir.

6.2.2 Gömülüm oranının yapının elastik olmayan davranışına etkisi

Mojtaba Mahsuli ve Mohammad Ali Ghannad (2009) tarafından yapılan çalışmanın sonucuna göre, gömülüm oranının 1'den büyük değerleri için tüm periyot değerlerinde süneklik talebinin temelin rijit zemine oturduğu durumdan daha yüksek olarak elde edildiği savunulduğundan ilk olarak bu parametrenin elastik olmayan davranışa etkisi incelenecektir. Öncelikle Şekil 6.22 de El Centro (1940) depremi H-E03140 kaydı kullanılarak, %5 kritik sönüm oranı için, 0.25 Poisson oranı değerinde, zeminin kütle yoğunluğu 1.8 t/m^3 alınarak ($\rho=1.8 \text{ t/m}^3$), TSD sistemin yüksekliği 5 metre ve temel yarıçapı değeri 1 metre seçilerek ($h/r=5$), temelin kütlesi TSD yapının kütlesinin 0.25'i olarak alınarak ($m_f/m=0.25$), gömülüm derinliği 2 metre ve gömülü olmayan temel durumu için karşılaştırma yapılıp ($e/r=2$ ve 0), temel kalınlığı bu gömülüm derinliğine eşit seçilerek, zemin kayma dalgası hızı 50 m/s alınarak ($V_s=50 \text{ m/s}$), Bölüm 3.2 de bahsedilen ve Şekil 4.14 de görülen kalibre edilmiş maymun kuyruğu modeli kullanılarak ve temeli rijit zemine oturan sistemin süneklik kapasitesi değeri 4 seçilerek ($\mu_{\text{sabit}}=4$) yapılan analizin sonucu gözükmektedir.



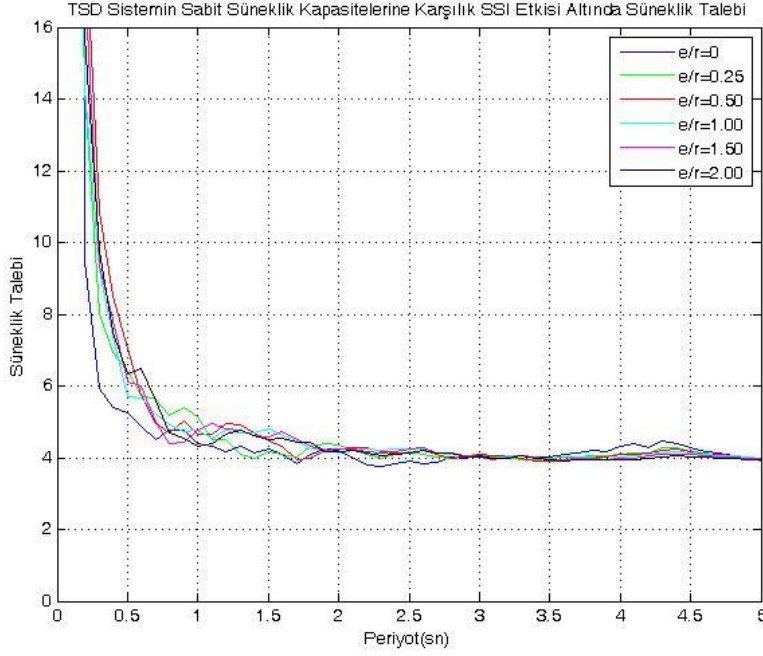
Şekil 6.22 : El Centro (1940) Depremi kaydı kullanılarak elde edilmiş, gömülüm oranı ($e/r=2$) ve gömülü olmayan temel durumunda ($e/r=0$) aynı yanıl dayanıma sahip sistemlerde oluşan süneklik talepleri ($\rho=1.8t/m^3$, $V_s=50m/s$, $h/r=5$, $\mu_{sabit}=4$).

Şekil 6.22 dikkatli incelendiğinde hangi durumun daha fazla süneklik talebi oluşumuna neden olacağını, sabit temel durumundaki doğal periyoda bağlı olduğu görülür, bu nedenle Mojtaba Mahsuli ve Mohammad Ali Ghannad (2009) tarafından elde edilen ve Şekil 5.17 de görülen grafik ile bir benzerlik bulunmamaktadır.

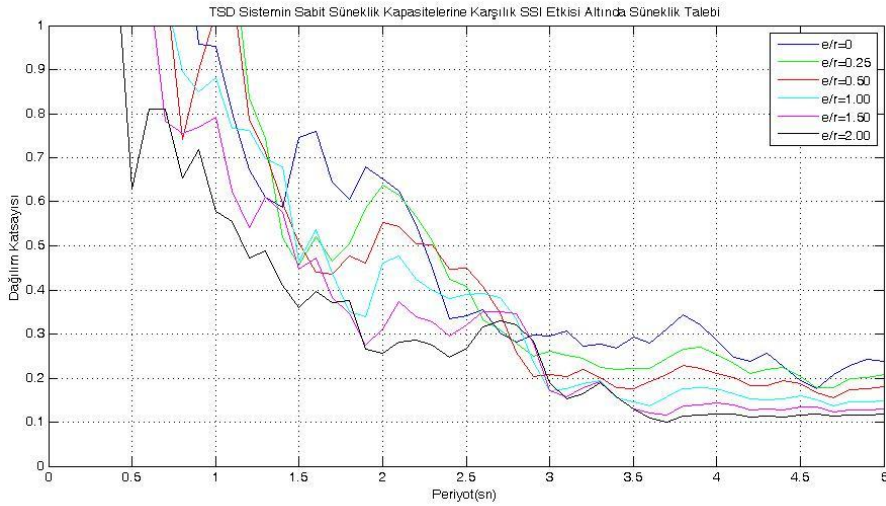
Daha sağlıklı bir analiz için parametreler değiştirilmeyerek, El Centro Depremi kaydı yerine, Çizelge 6.2 de görülen deprem kayıtlarından elde edilen grafiklerin ortalaması elde edilmiştir. Bu analizin sonucu ise Şekil 6.23 de görülebilir.

Şekil 6.23 e bakıldığında, gömülüm oranının süneklik talebine etkisinin neredeyse ihmal edilebileceği düşünülmektedir; bu nedenle elde edilen bu grafik Şekil 5.18 ile benzerlik göstermemektedir. Daha büyük gömülüm oranları için de hesap yapılmak istenmiş, fakat Wolf ve Deeks (2004) tarafından çifte koni modelinin yüksek gömülüm oranları için ($e/r < 2$) yüzeyden uzaktaki disklerde gerçekçi olmayan esneklik değerleri üretirek hatalı sonuçlara neden olduğu belirtildiğinden, $e/r > 2$ için hesap yapılamamıştır [5].

Ortalaması alınan değerlerin dağılımı hakkında bilgi sahibi olunması için elde edilen dağılım katsayısı (standart sapma değerlerinin ortanca değerlere oranı) periyot grafiği Şekil 6.24 de gösterilmiştir.



Şekil 6.23 : Çizelge 6.2 deki kayıtlar kullanılarak elde edilmiş, gömülüm oranları $(e/r)=0$ 0.25 0.5 1.00 ve 2.00 olan aynı yanal dayanıma sahip sistemlerde oluşan süneklik talepleri ($\rho=1.8t/m^3$, $V_s=50m/s$, $h/r=5$, $\mu_{sabit}=4$).



Şekil 6.24 : Çizelge 6.2 deki kayıtlar kullanılarak elde edilmiş, gömülüm oranı $(e/r)=2$ ve gömülü olmayan temel durumunda $(e/r=0)$ aynı yanal dayanıma sahip sistemlerde dağılım katsayısı değerleri ($g=1.8t/m^3$, $V_s=50m/s$, $h/r=5$, $\mu_{sabit}=4$).

Şekil 6.24 den anlaşılacağı gibi, özellikle düşük periyotlu bölge için farklı depremlerden elde edilen değerlerin dağılımının çok farklı olduğu görülmektedir, bunun nedeni ise düşük periyotlu sistemlerin akma dayanımı değişimlerine daha hassas olmalarıdır. Dağılım katsayılarının her periyot değeri için büyük değerler almasının nedeni de problemin deprem karakteristiği ile önemli ölçüde farklılaşması olabilir.

Yine analizin sağlıklı yapılması amaçlanarak, Çizelge 6.2 deki depremler sert zemin (hakim periyodu 0.3 saniye ve altı), normal zemin (hakim periyodu 0.4 ,0.5 ve 0.6 saniye) ve yumuşak zemin (hakim periyodu 0.7 saniye üstü) koşulları altında elde edilen kayıtlar olarak, kayıtların alındığı zeminler hakkında herhangi bir jeolojik veriye sahip olunmadığından ivme spektrumu hakim periyotlarına göre, gruplandırılmışlardır. Sert zeminden alındığı düşünülen kayıtlar Çizelge 6.3, normal sıklıktaki bir zeminden alındığı düşünülen kayıtlar Çizelge 6.4 ve son olarak yumuşak zeminden alındığı düşünülen kayıtlar Çizelge 6.5 de görülmektedir. Çizelge 6.2 de görülen 17 Nolu Chi Chi Taiwan Depremi kaydının hakim periyodu belirlenemediğinden, yukarıda bahsi geçen gruplardan hiçbirine alınmamıştır.

Çizelge 6.3 : Sert zeminden alındığı düşünülen kayıtlar.

Kaydın Alındığı Bölge ve ya İstasyon	Deprem Adı	Tarihi	Bileşen	Kaynak
EL CENTRO ARRAY	IMPERIAL VALLEY	15.10.1979	H-E03140	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
CERRO PRIETO	VICTORIA	09.06.1980	CPE045	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
SITE 1 (CANADA)	NAHANNI	23.12.1985	S1280	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
ADİYAMAN GOLBASİ DEV. HAST.	ADİYAMAN	05.05.1986	N-S	Yar. Doç. Dr. Beyza Taşkın
N PALM SPR P.O.	PALM SPRINGS	08.07.1986	NPS300	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
TARZANA	WHITTIER NARROWS	01.10.1987	A-TAR090	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
ERZİNCAN MET. İST.	ERZİNCAN	13.03.1992	E-W	Yar. Doç. Dr. Beyza Taşkın
MONTEBELLO - BLUFF	NORTHRIDGE	17.01.1994	BLF206	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
DİNAR MET. MUD.	DİNAR	01.10.1995	E-W	Yar. Doç. Dr. Beyza Taşkın
İZMİT MET. İST.	İZMİT	13.09.1999	E-W	Yar. Doç. Dr. Beyza Taşkın
ATAKÖY	KOCAELİ	17.08.1999	ATK090	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
MECİDİYEKÖY	KOCAELİ	17.08.1999	MCD090	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
SAKARYA	KOCAELİ	17.08.1999	E-W	Yar. Doç. Dr. Beyza Taşkın

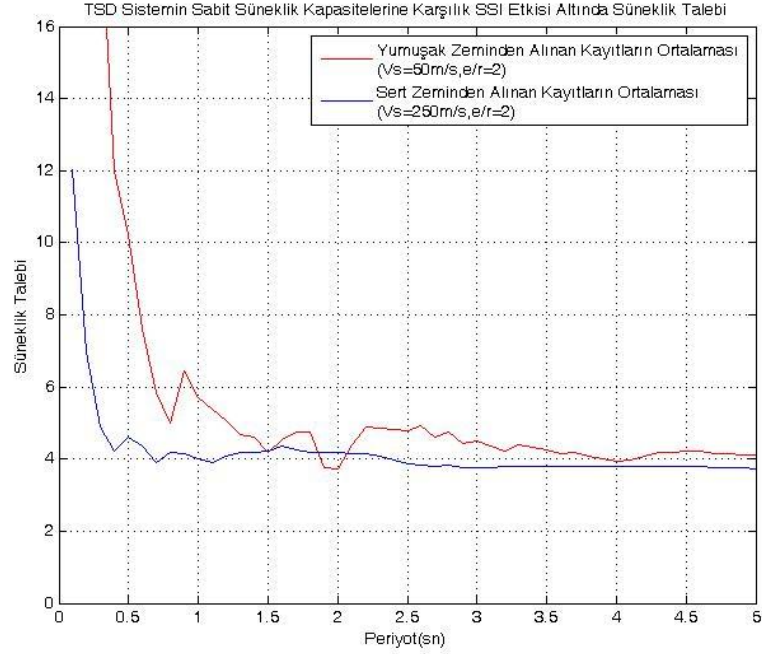
Çizelge 6.4 : Normal sıklıktaki zeminden alındığı düşünülen kayıtlar.

Kaydın Alındığı Bölge ve ya İstasyon	Depremin Adı	Tarihi	Bileşen	Kaynak
PACOIMA DAM	SAN FERNANDO	09.02.1971	PCD164	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
DENİZLİ MET. İST.	DENİZLİ	19.08.1976	N-S	Yar. Doç. Dr. Beyza Taşkın
KARAKYR	GAZLI	17.05.1976	GAZ090	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
NISHI-AKASHI	KOBE	16.01.1995	NIS000	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
CEYHAN TARIM İLCE MÜD.	CEYHAN	27.06.1998	E-W	Yar. Doç. Dr. Beyza Taşkın
FATİH	KOCAELİ	17.08.1999	FAT000	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
MASLAK	KOCAELİ	17.08.1999	MSK090	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
EL CENTRO	IMPERIAL VALLEY	19.05.1940	I-ELC270	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD

Çizelge 6.5 : Yumuşak zeminden alındığı düşünülen kayıtlar.

Kaydın Alındığı Bölge ve ya İstasyon	Depremin Adı	Tarihi	Bileşen	Kaynak
SCT1	MICHOACAN	19.09.1985	E-W	Prof. Dr. Zeki Hasgür
APEEL2 REDWOOD CITY	LOMA PRIETA	18.10.1989	A02043	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
AMBARLI	DÜZCE	12.11.1999	ATS030	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
BURSA-TOFAS	DÜZCE	12.11.1999	BUR180	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
GALATA KÖPRÜSÜ	DÜZCE	12.11.1999	GB--T	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
AMBARLI	KOCAELİ	17.08.1999	ATS000	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
YARIMCA	KOCAELİ	17.08.1999	YPT330	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD
ZEYTİNBURNU	KOCAELİ	17.08.1999	ZYT000	PEER STRONG MOTION DATABASE RECORD

Çizelge 6.3 deki depremlerin $V_s=50$ m/s (zeminin yumuşak olması nedeniyle) ve Çizelge 6.5 deki depremlerin $V_s=250$ m/s (zeminin sert olması nedeniyle) ve gömülüm oranı $(e/r)=2$ değeri için elde edilen grafiklerinin ortalamasının karşılaştırılması Şekil 6.25 de görülebilir, öteki parametreler ise Bölüm 6.2.2 nin ilk paragrafında belirtildiği gibidir.



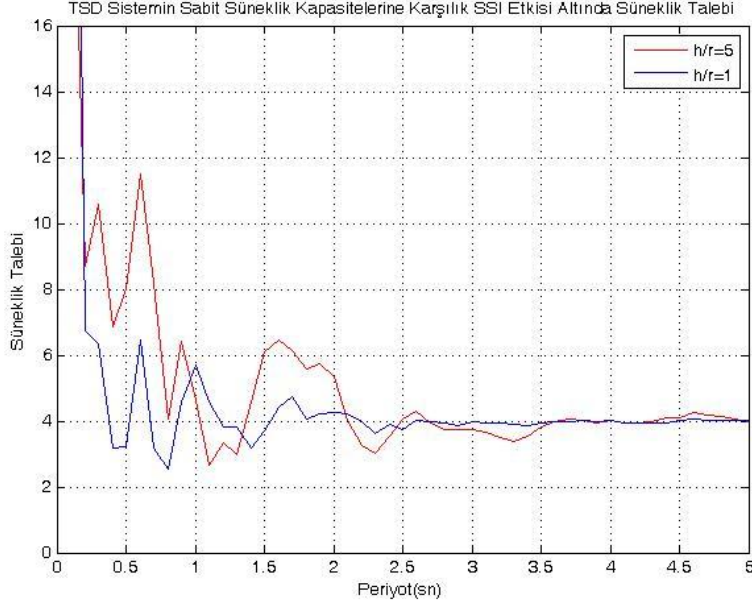
Şekil 6.25 : Yumuşak ve Sert zeminden alınana kayıtların grafiklerinin ortalamalarının karşılaştırılması ($h/r=5$, $\mu_{sabit}=4$).

Şekil 6.25 incelendiğinde yumuşak zeminde her periyot değeri için temelin rijit zemine oturduğu durumdan daha fazla süneklik talebinin olduğu ve bu nedenle yapı-zemin etkileşiminin kötü etkisinin olduğu düşünülebilir, fakat set zeminde ise yükselen kayma dalgası hızı etkisiyle 0.5 saniyelik periyot sonrası temelin rijit zemine oturduğu durumla eşit bir talep oluşmaktadır, bu durum ise yapı-zemin etkileşiminin sert zeminde ihmal edilebileceğini gösterir.

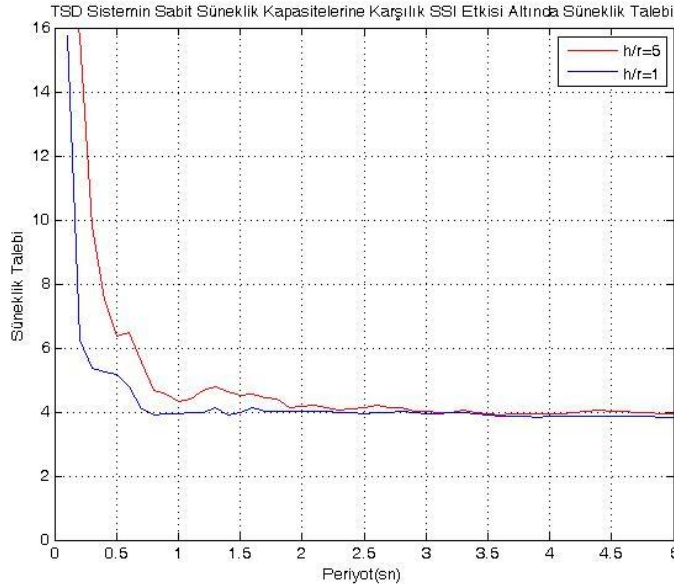
6.2.3 Geometrik oranın elastik olmayan davranışına etkisi

Şekil 6.26 da El Centro (1940) depremi H-E03140 kaydı kullanılarak, %5 kritik sönüm oranı için, 0.25 Poisson oranı değerinde, zeminin kütle yoğunluğu 1.8 t/m^3 alınarak ($\rho=1.8 \text{ t/m}^3$), temel yarıçapı değeri 1 metre seçilerek ve $h=1$ metre ve 5 metre için hesap yapılarak ($h/r=1$ ve 5), temelin kütlesi TSD yapının kütlelerinin 0.25'i olarak alınarak ($m_f/m=0.25$), gömülüm derinliği (e) 2 metre kabul edilerek ($e/r=2$), temel kalınlığı bu gömülüm derinliğine eşit seçilerek, zemin kayma dalgası hızı 50 m/s alınarak ($V_s=50 \text{ m/s}$), Bölüm 3.2 de bahsedilen ve Şekil 4.14 de görülen kalibre edilmiş maymun kuyruğu modeli kullanılarak ve temeli rijit zemine oturan sistemin süneklik kapasitesi değeri 4 seçilerek ($\mu_{sabit}=4$) yapılan analizin sonucu gözükmektedir.

Şekil 6.26 da narinliğin süneklik talebini artırıcı etkisi açıkça görülebilmektedir. Aynı parametrelerle yapılmış olan, Çizelge 6.2 deki deprem kayıtlarının kullanıldığı analiz sonuçlarının ortalamasının karşılaştırılması ise Şekil 6.27 de verilmiştir.



Şekil 6.26 : El Centro (1940) Depremi kaydı kullanılarak elde edilmiş, geometrik oran $(h/r)=5$ ve 1 olan aynı yanal dayanıma sahip sistemlerde oluşan süneklik talepleri ($\rho=1.8t/m^3$, $V_s=50m/s$, $e/r=2$, $\mu_{sabit}=4$).



Şekil 6.27 : Çizelge 6.2 deki kayıtlar kullanılarak elde edilmiş, geometrik oran $(h/r)=5$ ve 1 olan aynı yanal dayanıma sahip sistemlerde oluşan süneklik talepleri ($\rho=1.8t/m^3$, $V_s=50m/s$, $e/r=2$, $\mu_{sabit}=4$).

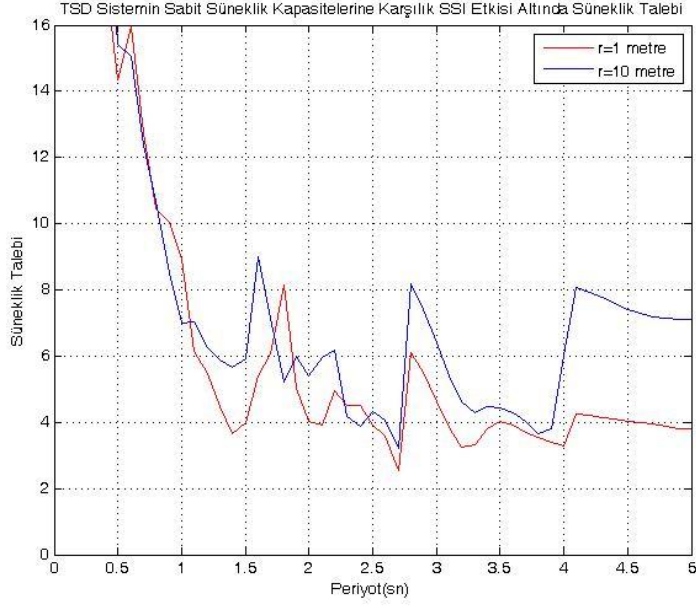
Şekil 6.27 de narinliğin sünekliği arttırıcı etkisi bulunsa da bu etkinin artan periyot değerleri ile azaldığı görülmektedir.

6.2.3.1 Aynı geometrik orana sahip sistemlerde temel yarıçapının süneklik talebine etkisi

Literatürde genellikle geometrik oran tek bir parametre olarak alınıp, farklı temel yarıçapı uzunluğuna ve aynı geometrik orana sahip sistemlerin eşit süneklik talebi verecekleri düşünülmüştür. Bu çalışma kapsamında değişen yarıçap değerleri için süneklik talebinde bir farklılaşmanın olup olmayacağı araştırılmak istenmiştir, fakat artan yarıçap değerleri için yatay ve sallanma temel girdi hareketinin hesap süresi oldukça uzadığından, yalnızca Michoacan Depremi SCT1 İstasyonu doğu-batı kaydı için hesap yapılabilmektedir.

Şekil 6.28 de Michoacan Depremi SCT1 İstasyonu doğu-batı kaydı kullanılarak, %5 kritik sönüm oranı için, 0.25 Poisson oranı değerinde, zeminin kütle yoğunluğu $1.8t/m^3$ alınarak ($\rho=1.8 t/m^3$), temel yarıçapı değeri 1 ve 10 metre seçilerek ($r=1$ ve 10 metre) ve $h=5$ metre ve 50 metre için hesap yapılarak ($h/r=5$), temelin kütlesi TSD yapının kütlesinin 0.25'i olarak alınarak ($m_f/m=0.25$), gömülüm derinliği (e) 2 ve 20 metre kabul edilerek ($e/r=2$), temel kalınlığı bu gömülüm derinliğine eşit seçilerek, zemin kayma dalgası hızı 50 m/s alınarak ($V_s=50$ m/s), Bölüm 3.2 de bahsedilen ve Şekil 4.14 de görülen kalibre edilmiş maymun kuyruğu modeli kullanılarak ve temeli rijit zemine oturan sistemin süneklik kapasitesi değeri 4 seçilerek ($\mu_{sabit}=4$) yapılan analizin sonucu gözükmektedir.

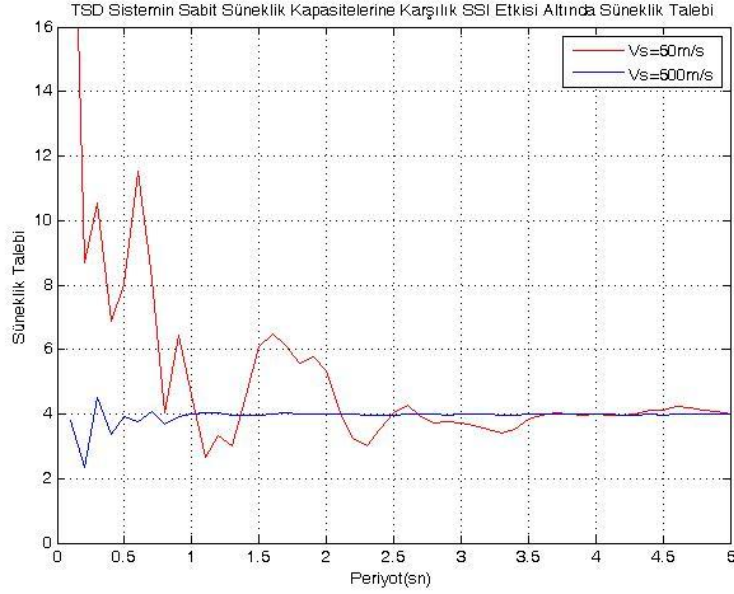
Şekil 6.28 e bakıldığında, beklenildiği gibi iki sistemde aynı süneklik taleplerinin oluşmadığı, özellikle yüksek periyot değerlerinde ($T>2.5$ saniye) önemli süneklik talebi değeri farklılıkları görülmektedir; bu nedenle narinliğin (h/r) tek bir parametre olarak alınması sorgulanmalıdır.



Şekil 6.28 : Michoacan (1985) Depremi kaydı kullanılarak elde edilmiş, temel yarıçapı değeri $r=1$ ve 10 metre olan aynı yanal dayanıma ve narinliğe sahip sistemlerde oluşan süneklik talepleri ($\rho=1.8t/m^3$, $V_s=50m/s$, $h/r=5$, $e/r=2$, $\mu_{sabit}=4$).

6.2.4 Kayma dalgası hızının yapının elastik olmayan davranışına etkisi

Literatürde genel olarak kabul edilen görüş, artan kayma hızı değerlerinde temelin rijit zemine oturduğu ($V_s=\text{sonsuz}$) olan duruma yaklaşılabacağından dolayı süneklik taleplerinin temelin rijit zemine oturduğu durumdakine yakın olarak elde edileceği şeklindedir, fakat burada gömülümle beraber nasıl bir etkinin oluşacağı belirlenmeye çalışılmıştır. Şekil 6.29 da El Centro (1940) depremi H-E03140 kaydı kullanılarak, %5 kritik sönüm oranı için, 0.25 Poisson oranı değerinde, zeminin kütle yoğunluğu $1.8 t/m^3$ alınarak ($\rho=1.8 t/m^3$), temel yarıçapı değeri 1 metre seçilerek ve $h=5$ metre için hesap yapılarak ($h/r=5$), temelin kütlesi TSD yapının kütlesinin 0.25 'i olarak alınarak ($m_f/m=0.25$), gömülüm derinliği (e) 2 metre kabul edilerek ($e/r=2$), temel kalınlığı bu gömülüm derinliğine eşit seçilerek, zemin kayma dalgası hızları 50 ve $500 m/s$ alınarak ($V_s=50$ ve $500 m/s$), Bölüm 3.2 de bahsedilen ve Şekil 4.14 de görülen kalibre edilmiş maymun kuyruğu modeli kullanılarak ve temeli rijit zemine oturan sistemin süneklik kapasitesi değeri 4 seçilerek ($\mu_{sabit}=4$) yapılan analizin sonucu gözükmektedir.

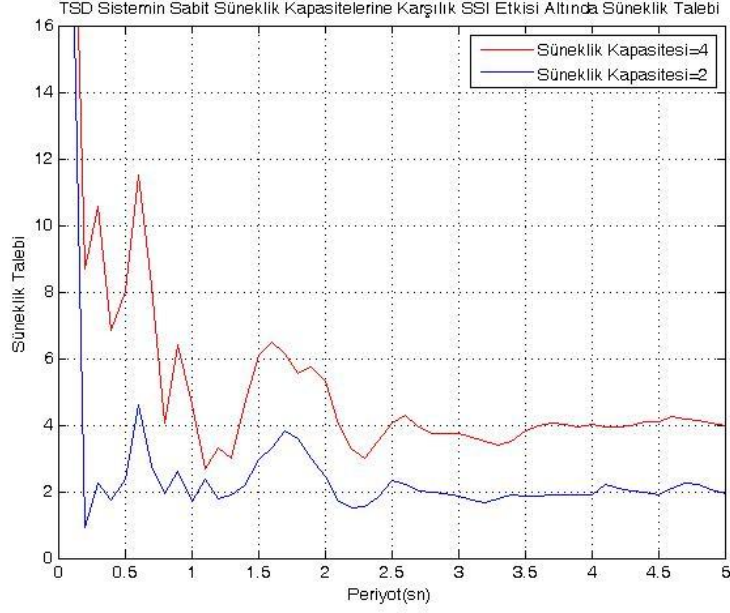


Şekil 6.29 : El Centro (1940) Depremi kaydı kullanılarak elde edilmiş, kayma dalgası hızları 500 ve 50 m/s olan aynı yanal dayanıma sahip sistemlerde oluşan süneklik talepleri ($\rho=1.8t/m^3$, $h/r=5$, $e/r=2$, $\mu_{sabit}=4$).

Şekil 6.29 a bakıldığında $V_s=500$ m/s olması durumunda yapı zemin etkileşiminin neredeyse tamamen yok olduğu açıkça görülebilmektedir, bu nedenle bu parametre daha ayrıntılı olarak incelenmeyecektir.

6.2.5 Süneklik kapasitesinin yapının elastik olmayan davranışına etkisi

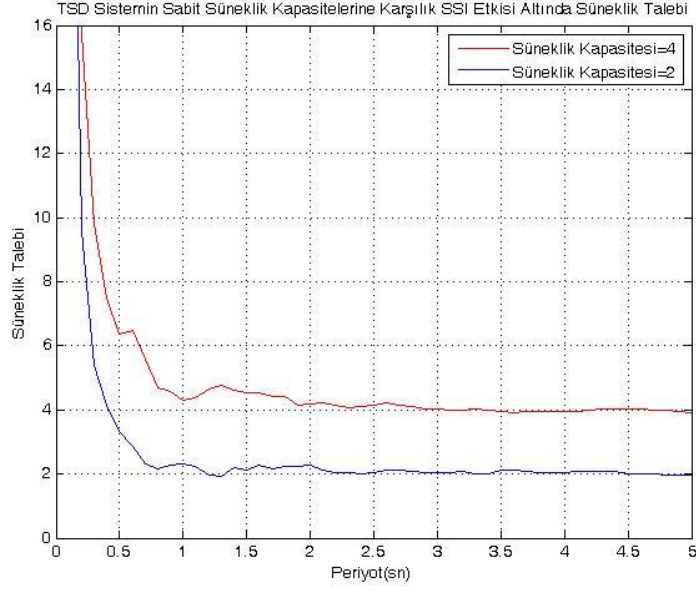
Çalışma kapsamında gömülü temelli yapılar için ayrıca yapının süneklik kapasitesinin etkisi de incelenecektir. Şekil 6.30 da El Centro (1940) depremi H-E03140 kaydı kullanılarak, %5 kritik sönüm oranı için, 0.25 Poisson oranı değerinde, zeminin kütle yoğunluğu $1.8 t/m^3$ alınarak ($\rho=1.8 t/m^3$), temel yarıçapı değeri 1 metre seçilerek ve $h=5$ metre için hesap yapılarak ($h/r=5$), temelin kütlesi TSD yapının kütlesinin 0.25'i olarak alınarak ($m_f/m=0.25$), gömülüm derinliği (e) 2 metre kabul edilerek ($e/r=2$), temel kalınlığı bu gömülüm derinliğine eşit seçilerek, zemin kayma dalgası hızı 50 m/s alınarak ($V_s=50$ m/s), Bölüm 3.2 de bahsedilen ve Şekil 4.14 de görülen kalibre edilmiş maymun kuyruğu modeli kullanılarak ve temeli rijit zemine oturan sistemin süneklik kapasitesi değeri 2 ve 4 seçilerek ($\mu_{sabit}=2$ ve 4) yapılan analizin sonucu gözükmektedir.



Şekil 6.30 : El Centro (1940) Depremi kaydı kullanılarak elde edilmiş, süneklik kapasiteleri 2 ve 4 olan aynı yanal dayanıma sahip sistemlerde oluşan süneklik talepleri ($\rho=1.8t/m^3$, $V_s=50m/s$, $h/r=5$, $e/r=2$).

Şekil 6.30 incelendiğinde görülür ki, farklı süneklik kapasitelerine sahip sistemlerin periyot değeri değişimi ile benzer süneklik talebi dalgalanmasını gerçekleştirdikleri görülmekte olmasına karşın; 0.6 saniyelik periyot için süneklik kapasitesi değeri (μ_{sabit}) 2 olan sistemde talep bu değer yaklaşık 2 katı iken, süneklik kapasitesi değeri (μ_{sabit}) 4 olan sistemde talep bu değer yaklaşık 3 katı kadar bir değer almıştır, fakat 1.7 saniyelik periyot için bunun tam tersi bir durum oluşmaktadır. Fakat bu durumun deprem kaydı nedeniyle oluştuğu düşünülerek aynı parametrelerle Çizelge 6.2 deki kayıtlardan elde edilen grafiklerin ortalaması için de aynı karşılaştırma Şekil 6.31 de görüldüğü gibi yapılmıştır.

Şekil 6.31 de açıkça görüldüğü gibi, süneklik kapasitesinin oluşacak süneklik talebine etkisi ihmal edilebilir düzeydedir.



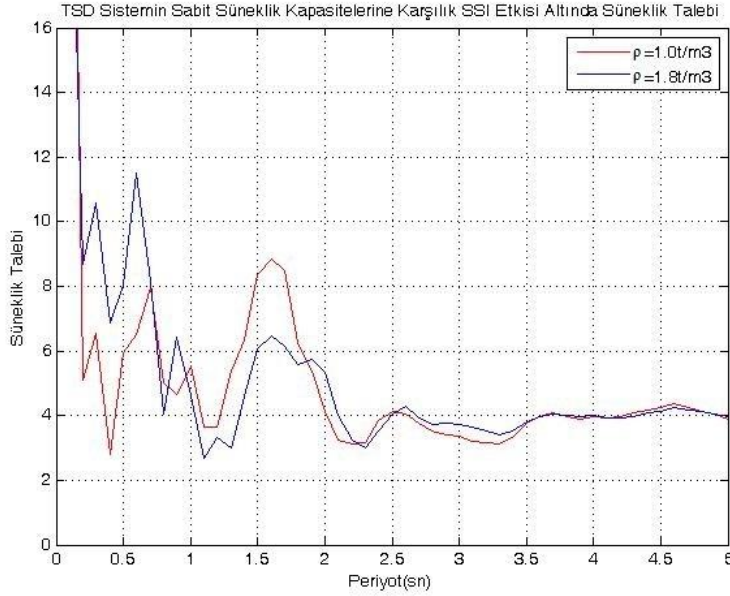
Şekil 6.31 : Çizelge 6.2 deki kayıtlar kullanılarak elde edilmiş, süneklik kapasiteleri 2 ve 4 olan aynı yanal dayanıma sahip sistemlerde oluşan süneklik talepleri ($\rho=1.8t/m^3$, $V_s=50m/s$, $e/r=2$, $h/r=5$).

6.2.6 Zemin kütle yoğunluğunun yapının elastik olmayan davranışına etkisi

Literatürde yapılmış olan çalışmalarda zemin kütle yoğunluğunun yapı-zemin etkileşimi problemlerinde etkili bir parametre olmayıp, sabit bir değer olarak alınarak analizlere başlanabileceği belirtilmiştir; bu bakış açısının ortaya çıkmasında zemin kütle yoğunluğunun çok farklı değerler alamayacağı şeklindeki düşünce de etkili olmuş olabileceği düşünülmektedir. Örnek olarak Mojtaba Mahsuli ve Mohammad Ali Ghannad (2009) tarafından yapılan çalışmada zemin kütle yoğunluğunun sabit olarak alınan ve (6.2) de açılımı gösterilen \bar{m} sayısından elde edilmesi önerilmiştir. Fakat bu çalışmada, gömülü olmayan temelli sistemler üzerine yapılan ve Bölüm 6.1.2.2 de görülen inceleme sonucunda olduğu gibi gömülü temelli sistemlerde de zemin kütle yoğunluğunun süneklik talebinde etkili olabileceği düşünülerek, farklı zemin yoğunlukları için çeşitli analizler gerçekleştirilmiştir.

Şekil 6.32 de El Centro (1940) depremi H-E03140 kaydı kullanılarak, %5 kritik sönüm oranı için, 0.25 Poisson oranı değerinde, zeminin kütle yoğunluğu 1.0 ve $1.8t/m^3$ alınarak ($\rho=1.0$ ve $1.8 t/m^3$), temel yarıçapı değeri 1 metre seçilerek ve $h=5$ metre için hesap yapılarak ($h/r=5$), temelin kütlesi TSD yapının kütlelerinin 0.25'i olarak alınarak ($m_f/m=0.25$), gömülüm derinliği (e) 2 metre kabul edilerek ($e/r=2$), temel kalınlığı bu gömülüm derinliğine eşit seçilerek, zemin kayma dalgası hızı 50

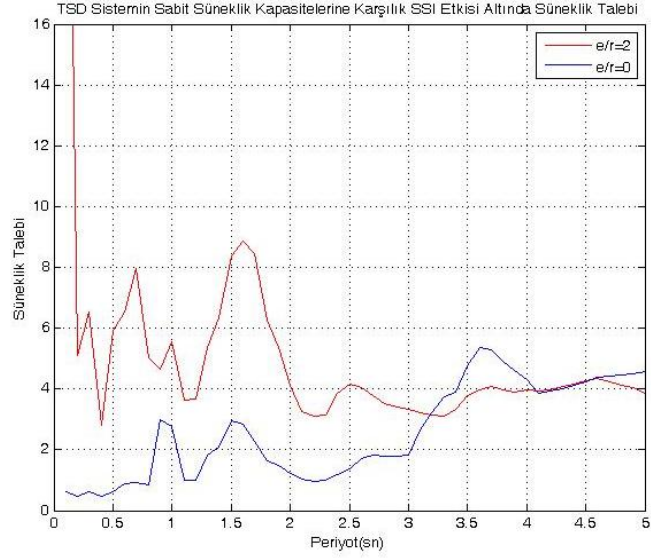
m/s alınarak ($V_s=50$ m/s), Bölüm 3.2 de bahsedilen ve Şekil 4.14 de görülen kalibre edilmiş maymun kuyruğu modeli kullanılarak ve temeli rijit zemine oturan sistemin süneklik kapasitesi değeri 4 seçilerek ($\mu_{\text{sabit}}=4$) yapılan analizin sonucu gözükmektedir.



Şekil 6.32 : El Centro (1940) Depremi kaydı kullanılarak elde edilmiş, zemin kütle yoğunluğu değerleri 1.0 ve 1.8 t/m^3 olan aynı yanal dayanıma sahip sistemlerde oluşan süneklik talepleri ($V_s=50\text{m/s}$, $h/r=5$, $e/r=2$).

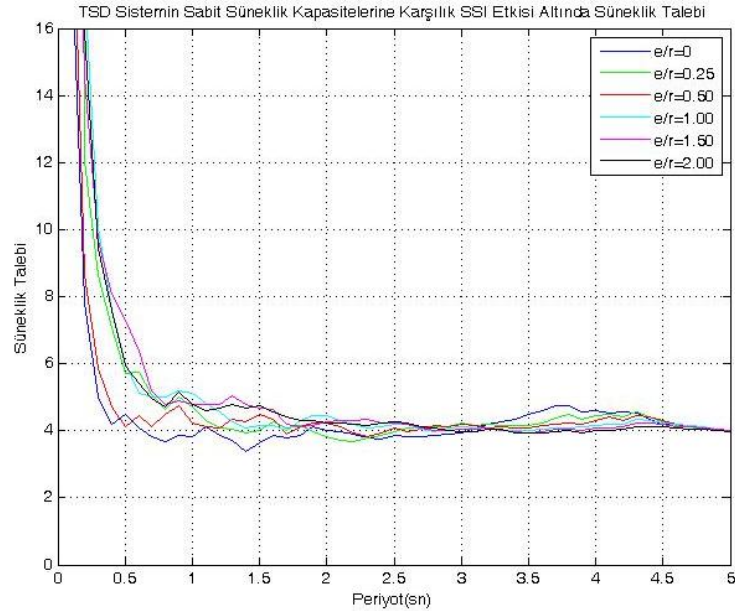
Şekil 6.32 ye bakıldığında farklı zemin kütle yoğunluğu değerleri için belirgin bir süneklik talebi farklılığı görülmektedir. Bölüm 6.2.2 de yapılmış olan ve sonucu Şekil 6.22 de görülen analiz $\rho=1.8 \text{ t/m}^3$ yerine $\rho=1.0\text{t/m}^3$ değeri için yapıldığında elde edilen grafik Şekil 6.33 de verilmiştir.

Şekil 6.33 de görüldüğü gibi, $\rho=1.0 \text{ t/m}^3$ ve $\rho=1.8\text{t/m}^3$ durumları için yapılan analiz sonuçları, zemin kütle yoğunluğunun yapı-zemin etkileşiminde etkisiz olduğu düşünüldüğünde, hatalı çıkarımlar oluşturmamıza neden olabilmektedir. Ayrıca Mojtaba Mahsuli ve Mohammad Ali Ghannad (2009) tarafından elde edilen ve Şekil 5.17 de görülen grafik ile benzerlik dikkat çekicidir. Çizelge 6.2 deki deprem kayıtlarının ortalaması alınarak yapılan analiz ise Şekil 6.34 de verilmiştir.

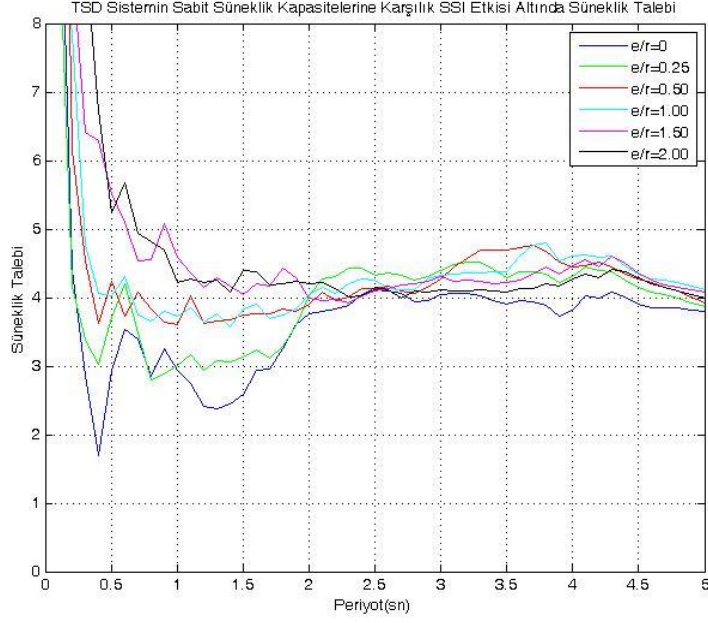


Şekil 6.33 : El Centro (1940) Depremi kaydı kullanılarak elde edilmiş, gömülüm oranı $(e/r)=2$ ve gömülü olmayan temel durumunda $(e/r=0)$ aynı yanal dayanıma sahip sistemlerde oluşan süneklik talepleri ($\rho=1.0t/m^3$, $V_s=50m/s$, $h/r=5$, $\mu_{sabit}=4$).

Şekil 6.23 e benzer olarak, Şekil 6.34 de de temel gömülümünün süneklik talebine etkisi açık olarak görülememektedir. Eğer aynı analiz $\rho=1.0 t/m^3$ yerine $\rho=0.4 t/m^3$ (her ne kadar bu kadar düşük yoğunluklu bir zeminin varolamayacağı düşünülse de) için yapılırsa sonuç olarak Şekil 6.35 dekine benzer bir grafik elde edilir.



Şekil 6.34 : Çizelge 6.2 deki kayıtlar kullanılarak elde edilmiş, gömülüm oranları $(e/r)=0, 0.25, 0.5, 1.00$ ve 2.00 olan aynı yanal dayanıma sahip sistemlerde oluşan süneklik talepleri ($\rho=1.0t/m^3$, $V_s=50m/s$, $h/r=5$, $\mu_{sabit}=4$).



Şekil 6.35 : Çizelge 6.2 deki kayıtlar kullanılarak elde edilmiş, gömülüm oranları (e/r)=0, 0.2 , 0.5, 1.00 ve 2.00 olan aynı yanal dayanıma sahip sistemlerde oluşan süneklik talepleri ($\rho=0.4t/m^3$, $V_s=50m/s$, $h/r=5$, $\mu_{sabit}=4$).

Şekil 6.35 dikkatli incelendiğinde, gömülüm oranı (e/r)=2 yi temsil eden siyah çizginin 2 saniyelik periyot değerine kadar diğer gömülüm oranlarına göre daha üstte kaldığı ve gömülü olmayan temeli temsil eden mavi çizginin ise neredeyse tüm periyot değerlerinde gömülü temelli sistemlerin altında kaldığı görülür. Bu durum Mojtaba Mahsuli ve Mohammad Ali Ghannad (2009) tarafından öne sürülen sonuçlara yakın bir sonuç bulunmasına neden olmuşsa da, önceden de belirtildiği gibi zemin kütle yoğunluğu ($\rho=0.4 t/m^3$) değeri oldukça düşüktür. Ayrıca farklı gömülüm oranları için süneklik taleplerinin farklılaşmasının asıl nedeninin ise, $e/r>1$ durumları için, daha yüksek zemin birim hacim yoğunluğuna göre, süneklik talebinin artışından çok, $e/r<1$ durumlarında oluşan süneklik talebi azalmasının olduğu düşünülmektedir.

6.2.7 Diğer parametrelerin yapının elastik olmayan davranışına etkisi

Zeminle etkileşen TSD sistemin süneklik talebini etkileyebilecek iki parametre daha bulunmaktadır, bunlar temelin kütesinin TSD yapının kütesine oranı (m_f/m) ve zeminin Poisson oranıdır.

Bölüm 3.2 de bahsedilen ve Şekil 4.14 de görülen kalibre edilmiş maymun kuyruğu modelinin yalnızca 0.25 Poisson değeri için kullanılabilir olması nedeniyle, bu parametrenin değiştirilmesi mümkün olmadığından süneklik talebine etkisi araştırılmamıştır.

Temelin kütlelerinin TSD yapının kütlelerine oranının (m_f/m) ise, gömülü olmayan temelli sistemlerde yapılan incelemede süneklik talebine etkisinin ihmal edilebilir düzeyde olduğu düşünüldüğünden, gömülü temelli sistemler için ayrıca araştırılmasına gerek duyulmamıştır.

7. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışmada TSD dinamik sistemlerin süneklik talebini mesnetlik eden elastik zeminle etkileşiminin nasıl değiştirdiği incelenmiştir. Söz konusu süneklik talebinin geometrik oran (h/r), gömülüm oranı (e/r), zemin kayma dalgası hızı (V_s) ve zemin kütle yoğunluğu (ρ) parametreleri ile değişimi araştırılmıştır. Deprem kaydı olarak çoğunluğu Türkiye'den alınmış olmak üzere toplam 30 farklı kayıt kullanılmıştır. Çalışmada gömülü ve gömülü olmayan temelli sistemler ayrı olarak incelenmiş olup; gömülü temelli sistemlerde kinematik etkileşim, Deeks (2004) tarafından önerilen MATLAB fonksiyonları yardımı ile hesaplanmış olan yatay ve sallanma (rocking) temel girdi hareketleri ile göz önüne alınmıştır.

Sonuç olarak gömülü olmayan temelli sistemlerde süneklik talebinin, periyodu zemin hakim periyodundan küçük olan yapılarda, temelin rijit zemine oturduğu (fixed base) duruma göre artarken, periyodu zemin hakim periyodundan büyük olan yapılarda azaldığı; süneklik talebinin artış miktarının ise geometrik oran (h/r) ile doğru, kayma dalgası hızı (V_s) ile ters orantılı olduğu görülmüştür. Zemin kütle yoğunluğunun (ρ) özellikle dayanım azaltma faktörüne önemli etkisinin olduğu belirlenmiştir.

Gömülü temelli sistemlerde ise gömülüm oranı (e/r) etkisinin uygulamada sıkça karşılaşılan ($\rho=1.8 \text{ t/m}^3$) zemin kütle yoğunluğu (ρ) değeri için önemli olmadığı; ancak zemin kütle yoğunluğu oldukça küçük değerleri için ($\rho=0.4 \text{ t/m}^3$); Mojtaba Mahsuli ve Mohammad Ali Ghannad (2009) tarafından yapılan çalışmanın sonuçlarına uygun olarak, $e/r > 1$ için temel gömülümünün uygulamada sıkça karşılaşılan doğal periyot değerlerinde diğer gömülüm oranlarına göre süneklik talebini arttırıcı etkisi görülmüştür, fakat bu durumun nedeni, daha yüksek zemin kütle yoğunluğu durumuna göre, $e/r > 1$ durumlarında süneklik taleplerinin artışından daha çok diğer gömülüm oranlarındaki süneklik talebi azalışıdır. Bu bilgiler ışığında gömülüm oranının süneklik talebine etkisinin az olduğu, fakat çalışmada belirtildiği gibi depremden depreme önemli farklılıkların olabileceği sonucu çıkarılabilir. Ayrıca aynı geometrik orana (h/r) ve farklı temel yarıçapı (r) değerlerine sahip sistemlerde

süneklik talepleri farklı olarak elde edildiğinden geometrik oranın tek bir parametre olarak alınmasının uygun olmadığı görülmüştür.

Çalışma genel olarak performansa dayalı yapı tasarımında kabul edilen temelin rijit zemine oturduğu varsayımının sorgulanmasının ve daha ayrıntılı modellerin kullanılmasının gerekliliğini göstermiştir. Ayrıca çalışmada yapı-zemin etkileşiminin elastik olmayan sistemlerde elastik olanlara göre farklı etkileri olabileceği görüldüğünden, halen geçerli olan deprem yönetmeliklerindeki yaklaşımın sorgulanmasının gerekli olduğu belirtilmektedir.

7.1 Yapılabilecek Araştırmalar

Çalışmanın sadece TSD yapı sistemlerini kapsamaması nedeniyle, elde edilen sonuçlara göre çok serbestlik dereceli yapı sistemleri için bir genelleme yapmak çok uygun değildir, bu nedenle bu tür sistemler için de çalışmada yapılan analizlerin benzerleri uygulanarak, sonuçların yorumlanmasına ihtiyaç vardır. Ayrıca zeminin elastik olmayan davranışının elastik ivme spektrumuna etkisinin önemli olduğu Pitilakis ve diğerleri (2010) tarafından öne sürüldüğü için, ayrıca bu etkinin sabit süneklikli elastik olmayan spektruma da etkisi incelenmelidir. Toplu parametre modelleri için ise When Hwa Wu ve Wen-How Lee (2002) tarafından önerildiği şekliyle sallanma temel girdi hareketini doğrudan etkilmesine izin veren fiktif kütsüz modellerin oluşturulması ve Hossein Jahankhah, Mohammad Ali Ghannad ve Mohammad T. Rahmani (2010) tarafından önerildiği gibi sallanma temel girdi hareketine eşdeğer yatay deprem hareketlerine geçiş fonksiyonlarının üzerinde çalışılmasının gerekli olduğu kanısına varılmıştır. Yapılacak bu çalışmalar, yapı zemin etkileşimi probleminin uygulamada göz önüne alınabilmesini ve deprem yönetmeliklerinde daha fazla yer almasını sağlayacağı için oldukça önemlidir.

Son olarak; 30 farklı deprem kaydı için elde edilen dağılım katsayılarının Şekil 6.24 de görüldüğü gibi çok büyük değerlere ulaşmasından ötürü problemin depremden depreme farklılaştığı ve bu nedenle depremin sismolojik özellikleri ile yapı-zemin etkileşiminin süneklik talebi arttırıcı etkisi arasında olabilecek bir ilişkinin araştırılmasının gerekli olduğu sonucuna varılmıştır.

KAYNAKLAR

- [1] **Villaverde, R.**, 2009: Fundamental Concepts of Earthquake Engineering, Taylor&Francis Group, Boca Raton.
- [2] **Datta, T., R.**, 2010: Seismic Analysis of Structures, John Wiley&Sons, Singapore.
- [3] **Kausel, E.**, 2010: Early History of Soil-Structure Interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Vol. **30**, no. 9, pp. 822-832.
- [4] **Wolf, J. P.**, 1994: Foundation Vibration Analysis Using Simple Physical Models, Prentice Hall, Englewood Cliffs.
- [5] **Wolf, J. P., and Deeks A., J.**, 2004: Foundation Vibration Analysis: A Strength of Materials Approach, Elsevier, Burlington.
- [6] **Chopra, A.**, 2007: Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering Third Edition, Prentice Hall, New Jersey.
- [7] **Ghannad M. A., and Jahankhah H.**, 2007: Site-Dependent Strength Reduction Factors for Soil-Structure Systems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Vol. **27**, no. 2, pp. 99-110.
- [8] **Mahsuli, M., and Ghannad, M. A.**, 2009: The Effect of Foundation Embedment on Inelastic Response of Structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. Vol. **38**, no. 4, pp. 423-437.
- [9] **Avilés, J., and Pérez-Rocha, L.**, 2003: Soil-Structure Interaction in Yielding Systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. Vol. **32**, no. 11, pp. 1749-1771.
- [10] **Mylonakis, G., and Gazetas G.**, 2000: Seismic Soil-Structure Interaction: Beneficial or Detrimental?. *Journal of Earthquake Engineering*. Vol. **4**, no. 3, pp. 277-301.
- [11] **Building Seismic Safety Council (BSSC)**, 2009: NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- [12] **Miranda, E.**, 1993: Site-Depended Strength-Reduction Factors. *Journal of Structural Engineering*. Vol. **119**, no. 12, pp. 3503-3519.
- [13] **Avilés, J., and Pérez-Rocha, L.**, 2005: Influence of Foundation Flexibility on R_{μ} and C_{μ} Factors. *Journal of Structural Engineering*. Vol. **131**, no. 2, pp. 221-230.
- [14] **Ghannad, M. A., and Jahankhah, H.**, 2006: Discussion of "Influence of Foundation Flexibility on R_{μ} and C_{μ} Factors". *Journal of Structural Engineering*. Vol. **132**, no. 6, pp. 1009.

- [15] **Yu-Yuan, L., and Miranda, E.**, 2008: Kinematic Soil-Structure Interaction Effects on Maximum Inelastic Displacement Demands of SDOF Systems. *Bulletin of Earthquake Engineering*. Vol. **6**, no. 2, pp. 241-259.
- [16] **Jahankhah, H., Ghannad, M. A., and Rahmani, M. T.**, 2010: Alternative Solution for Kinematic Interaction Problem of Soil–Structure Systems with Embedded Foundation. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*. n/a. doi: 10.1002/tal.685.
- [17] **Pitilakis, K., Anastasiadis, A., Pitilakis, D., Trevlopoulos, K., and Senetakis, K.**, 2010: Elastic Demand Spectra. *Geotechnical, Geological, and Earthquake Engineering*. Vol. **13**, no. 1, pp. 89-99.
- [18] **Hasgür, Z.**, 1991: Türkiye’de Gözlenmiş Deprem Şiddetlerinin Yapı Mühendisliği Açısından İncelenmesi. *İMO Teknik Dergi*. Vol. **2**, no. 3, pp. 319-333.
- [19] **Wen-Hwa Wu, and Wen-How Lee**, 2002: Systematic lumped-parameter models for foundations based on polynomial-fraction approximation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. Vol. **31**, no. 7, pp. 1383-1412.

ÖZGEÇMİŞ



Ad Soyad: Oğuz Can Öğüt

Doğum Yeri ve Tarihi: Amasya 21/02/1987

Lisans Üniversitesi: İstanbul Teknik Üniversitesi