

**YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**ÜNİFORM TAŞ DOLGU SEDDELERİN SİSMİK
DAVRANIŞI**

İnş. Müh. Umut DİZMAN

**FBE İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Kıyı ve Liman Mühendisliği Programında
Hazırlanan**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Tez Danışmanı : Prof. Dr. Yalçın YÜKSEL (YTÜ)

İSTANBUL, 2007

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
SİMGE LİSTESİ.....	iv
KISALTMA LİSTESİ	vi
ŞEKİL LİSTESİ.....	vii
ÇİZELGE LİSTESİ	ix
ÖNSÖZ	x
ÖZET	xi
ABSTRACT.....	xii
1. GİRİŞ	1
2. KONU İLE İLGİLİ ÇALIŞMALAR.....	3
2.1 Kesonlar ve kıyı duvarlarının sismik stabilitesi ile ilgili çalışmalar	6
2.2 Taş Dolgu Dalgakıranların sismik stabilitesi ile ilgili çalışmalar	7
3. DALGAKIRANLAR VE SİSMİK DAVRANIŞI	10
3.1 Dalgakıranlar.....	10
3.2 Dalgakıran Hasarları	12
3.3 Deprem Hareketi	16
3.3.1 Deprem B $\ddot{u}$ y $\ddot{u}$ kl $\ddot{u}$ kleri.....	16
3.3.2 Şiddet	16
3.3.3 B $\ddot{u}$ y $\ddot{u}$ kl $\ddot{u}$ k	17
3.3.4 Zemin Hareketi Parametreleri	19
3.3.5 Sismik Kaynak ve Deprem Dalgalarının İzlediği Yoldaki Etkiler	22
3.3.6 Yerel Bölge Etkileri	25
3.4 Şev Stabilitesi.....	27
3.4.1 Güvenlik Faktörü Kavramı	28
3.4.2 Basitleştirilmiş Metot.....	29
3.4.2.1 Analitik Model	29
3.4.2.2 Blok Davranış Modları.....	29
3.4.2.3 Eğimli Bir Kayma Y $\ddot{u}$ zeyindeki Blok.....	31
3.4.3 Newmark Kayan Blok Yaklaşımı	35
3.4.3.1 Yenilme İvmesinin Şev Yerdeğiştirmesi $\ddot{U}$ zerine Etkisi	37
4. DENEY SİSTEMİ.....	39
5. DENEYSEL ÇALIŞMA VE DEĞERLENDİRME.....	44
6. SONUÇLAR ve ÖNERİLER.....	59

KAYNAKLAR	60
EKLER.....	62
Ek 1 Japonya Liman ve Liman Tesisleri için Yorumlar ve Teknik Standartlar	63
ÖZGEÇMİŞ	69

SİMGE LİSTESİ

A	Genlik
A_{bh}	Toplam yatay ivme
A_{bv}	Toplam düşey ivme
A_e	Negatif yatay ivme
A_h	Düşey ivme
A_v	Yatay ivme
A_{yd}	Yield ivmesi
a_b	Eğimli blok üzerindeki ivme
a_h	Yatay ivme
$a_{gör}$	Göreceli ivme
a_{max}	Maksimum ivme
a_y	Yenilme ivmesi
$a(g)$	İvmenin g cinsinden değeri
$a(t)$	Zamana bağlı ivme
$d_{gör}$	Göreceli yer değiştirme
D_n	Nominal çap
E_N	Sismik enerji
F_f	Sürtünme kuvveti
g	Yerçekimi ivmesi
Hz	Frekans
H	Toprak katmanı kalınlığı
h	Dalgakıran yüksekliği
I_c	Atalet momenti
I_e	Deprem şiddeti
I_o	Deprem şiddeti
$k_h(W)$	Yatay atalet kuvveti
k_y	Yenilme katsayısı
M	Blok ağırlığı
M_j	Japon meteoroloji ajansı büyüklüğü
M_L	Richter yerel büyüklüğü
M_s	Yüzey dalga büyüklüğü
M_w	Moment büyüklüğü
N	Normal kuvvet
N_d	Dinamik normal kuvvet
N_{Eq}	Üniform eşdeğer çevrim sayısı
m_b	Kısa periyotlu dalga büyüklüğü
m_B	Uzun periyotlu dalga büyüklüğü
PGA_h	Pik yatay zemin ivmesi
PGA_v	Pik düşey zemin ivmesi
PGV_h	Pik yatay zemin hızı
PGV_v	Pik düşey zemin hızı
R_d	Dinamik durumda tutucu kuvvetler
R_s	Mevcut tutucu kuvvetler
D_s	Statik kaydırıcı kuvvetler
S_A	İvme davranış spektrumu
S_c	Kretteki maksimum düşey deplasman
S_D	Deplasman davranış spektrumu
S_V	Hız davranış spektrumu
$S(x)$	Kayma hızının signum fonksiyonu

$S(\%)$	Hasar yüzdesi
S	Hasar seviyesi
T	Periyot
T_s	Temel kayma dalgası periyodu
$V_{gör}$	Göreceli hız
V_s	Kayma hızı
V_{max}	Pik taban hızı
$y(t)$	Bloğun y yönünde rölatif yer değiştirmesi
$x(t)$	Bloğun x yönünde rölatif yer değiştirmesi
(x)	Rölatif hızın fonksiyonu
μ	Sürtünme katsayısı
μ_s	Statik sürtünme katsayısı
μ_k	Dinamik sürtünme katsayısı
ϕ	İçsel sürtünme açısı
ϕ_k	Dinamik içsel sürtünme açısı
ϕ_s	Statik içsel sürtünme açısı
θ	Eğim açısı
x	Signum fonksiyonu
Δt	Zaman adımı
$\Delta \nabla$	Rölatif hacim değişimi
ΔV	Hasarlı ve hasarsız kesit arasındaki hacim farkı
$ \nabla $	Deformasyona uğramış toplam hacim
$+\nabla$	Yayılma nedeniyle hacim değişimi
$-\nabla$	Sıkılaşma nedeniyle hacim değişimi
$ A $	Deformasyona uğramış toplam alan
$+A$	Yayılma nedeniyle alan değişimi
$-A$	Sıkılaşma nedeniyle alan değişimi
$\%D$	Kritik sönümlenme yüzdesi

KISALTMA LİSTESİ

CERC	Coastal Engineering Research Center
EMS	European Macroseismic Scale
FS	Safety Factor
JMA	Japan Meteorological Agent
MM	Modified Mercalli
PGD	Peak Ground Displacement
SDOF	Linear Single Degree Of Freedom
2D	İki Boyutlu

ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 1.1 Taşdolgu dalgakıran kesiti (Yüksel, 2006).....	1
Şekil 2.1 Deneylerde kullanılan taş dolgu dalgakıran modellerinin kesitleri (Memos ve diğerleri, 2000).....	8
Şekil 3.2 Dalgakıran arkasında yanaşma yeri örnekleri (PIANC, 2001).....	12
Şekil 3.3 Durum kayıtları, Kobe Limanı, Japonya (PIANC, 2001).....	13
Şekil 3.4 Durum kayıtları, Patras Limanı, Yunanistan (PIANC, 2001)	14
Şekil 3.5 Durum kayıtları, Okushiri Limanı, Japonya (PIANC, 2001)	15
Şekil 3.6 1964 Niagata Depremi JMA ölçeği (PIANC, 2001)	17
Şekil 3.7 1989 Loma Prita Depremi MM ölçeği (PIANC, 2001).....	18
Şekil 3.8 Moment büyüklüğü M_w ile diğer büyüklük ölçekleri arasındaki ilişki	18
Şekil 3.9 Farklı deprem ve bölge durumlarına göre akselogram örnekleri (PIANC, 2001).....	20
Şekil 3.10 Farklı ivme tepki spektrumu biçimleri (PIANC, 2001).....	21
Şekil 3.11 Sismik kırılma tipleri (PIANC, 2001)	23
Şekil 3.12 Deprem büyüklüğünün davranış spektrumu üzerindeki etkisi (PIANC 2001).....	24
Şekil 3.13 Mesafenin tepki spektrumu üzerindeki etkisi (PIANC, 2001)	24
Şekil 3.14 Yumuşak toprak ve taş alanlar arasındaki pik yatay ivmelerin karşılaştırılması (PIANC, 2001)	26
Şekil 3.15 1985 Meksico City Deprem’inde farklı bölgelerde kaydedilen ivme tepki spektrumlarında toprak durumlarının etkisi (PIANC, 2001).....	26
Şekil 3.16 Toprak dolgu baraj ve kayan blok (Newmark, 1965).....	34
Şekil 3.17 Eğimli yüzeydeki blok (Newmark, 1965)	34
Şekil 3.18 Olası heyelan durumunda eğik düzlemde duran blok benzeşimi (Newmark, 1965).....	36
Şekil 4.1 Sarsma tankı.....	39
Şekil 4.2 Kesitin üstten ve yandan görünüşü	41
Şekil 5.1 3mm genlik 12 Hz frekansına ait ivme kaydı	44
Şekil 5.2 3mm genlikte 12 Hz frekansına ait hasarsız ve hasarlı kesitler.....	45
Şekil 5.3 frekansa bağlı olarak 1, 2, 3 mm genlik durumunda krette ölçülen oturmalar	46
Şekil 5.4 1, 2, 3 mm genlik için frekansa bağlı krette ölçülen oturmalar	46
Şekil 5.5 frekansa bağlı olarak 1, 2, 3 mm genlik durumunda sağ şevde oluşan hasar yüzdesi.....	47
Şekil 5.6 1, 2, 3 mm genlik için frekansa bağlı sağ şevde oluşan hasar yüzdesi	48
Şekil 5.7 frekansa bağlı olarak 1, 2, 3 mm genlik durumunda sol şevde oluşan hasar yüzdesi.....	48
Şekil 5.8 1, 2, 3 mm genlik için frekansa bağlı sol şevde oluşan hasar yüzdesi.....	49
Şekil 5.9 frekansa bağlı olarak 1, 2, 3 mm genlik durumunda kesitte oluşan hacim değişim	50

Şekil 5.10 1mm-12 Hz zamana bağlı hasar yüzde grafiği	50
Şekil 5.11 1mm-15 Hz zamana bağlı hasar yüzde grafiği	51
Şekil 5.12 2mm-9 Hz zamana bağlı hasar yüzde grafiği	51
Şekil 5.13 2mm-12 Hz zamana bağlı hasar yüzde grafiği	52
Şekil 5.14 2mm-15 Hz zamana bağlı hasar yüzde grafiği	52
Şekil 5.15 3mm-9 Hz zamana bağlı hasar yüzde grafiği	53
Şekil 5.16 3mm-12 Hz zamana bağlı hasar yüzde grafiği	53
Şekil 5.17 3mm-15 Hz zamana bağlı hasar yüzde grafiği	54
Şekil 5.18 1 , 2, 3 mm genlik için sismik ivmeye bağlı sağ şevde oluşan hasar.....	54
Şekil 5.19 1 , 2, 3 mm genlik için sismik ivmeye bağlı sol şevde oluşan hasar	55
Şekil 5.21 Sismik ivmeye karşılık gelen hasar seviyesi	56

ÇİZELGE LİSTESİ

Çizelge 4.1 Sarsma tankına ait özellikler.....	40
Çizelge 4.2 İvme ölçerlere ait kalibrasyon değerleri	40
Çizelge 4.3 Deneylerde uygulanan genlik ve frekans değerleri.....	40
Çizelge 4.4 Düşey deplasmanlar, kesit değişimleri ve hasar yüzdeleri tablosu.....	43
Çizelge 5.1 İvme-zaman serilerine bağlı olan güvenlik katsayısı değerleri	57
Çizelge Ek 1.1 Liman ve liman tesislerinin tasarımında dizayn parametresi olarak göz önünde bulundurulmuş sismik dirençler ve zemin hareketleri	65
Çizelge Ek 1.3 Alt toprak durum faktörleri	66
Çizelge Ek 1.4 Yapının Önem Faktörü.....	67

ÖNSÖZ

Lisans, yüksek lisans ve tez çalışmam boyunca sahip olduğu bilgi, tecrübe ve desteği benden esirgemeyen, bu niteliklerine gelecekte de fazlasıyla ihtiyaç duyacağım değerli hocam Sayın Prof. Dr. Yalçın Yüksel'e tüm içtenliğimle teşekkür ederim.

Lisans, yüksek lisans ve tez çalışmam boyunca bilgi ve tecrübesinden faydalandığım, bu bilgi ve tecrübesine her zaman ihtiyaç duyacağım hocam Prof. Dr. Esin Çevik'e teşekkür ederim.

Tez çalışmam sırasında ihtiyacım olan her konuda fikrini ve önerilerini aldığım, hiç bir zaman benden yardımını esirgemeyen Araş. Gör. Kubilay Cihan'a ve desteklerini benden esirgemeyen tüm arkadaşlarıma teşekkür ederim.

Tüm hayatım boyunca bana her konuda destek olan, sevgi ve desteklerini bana her zaman hissettiren ve sevgileriyle bana güç veren aileme tüm kalbimle teşekkür ederim.

Umut DİZMAN

Şubat, 2007

ÖZET

Taş dolgu dalgakıranlar rüzgar/dalga etkisi ve sismik etkiler ile birlikte karmaşık pek çok yüklemeye maruz kalmaktadırlar. Dalgakıranlar genellikle yumuşak ve permeabilitesi yüksek zeminler üzerine inşa edildikleri için, deprem sırasında oluşan dinamik etkilerin diğer dinamik etkiler ile birlikte ele alınması büyük önem taşımaktadır. Doğal olarak bu karmaşık etkilerin tümünü bir arada ele almak ekonomik tasarım ile yapı güvenliği arasında uygun seçim yapabilmeyi de güçleştirmektedir.

En yaygın dalgakıran tipi olan taş dolgu dalgakıranların sismik yükler altındaki davranışı günümüze kadar oldukça az dikkate alınmıştır. Bunun nedeni dalgakıran üzerinde göçmeye maruz kalan bölgelerin temin edilen malzemeler ile eski durumuna kolayca dönüştürülebilmesidir.

Bu çalışmada amaçlanan; homojen taş dolgu dalgakıranların sismik stabilitesinin laboratuvar ortamında kurulan modeller üzerinde yapılan deneyler ile incelenmesidir. Yapılan deneylerde yalnız anroşman kullanılarak yapıldığı kabul edilen taş dolgu dalgakıran modeline sarsma tankı yardımıyla farklı genlik ve frekanslarda dinamik yüklemeler yapılmıştır.

Deneyler sırasında dalgakıran kesitinin kretindeki ve tabanındaki ivmeler, yerleştirilen ivmeölçerler ile ölçülmüştür. Elektronik profil kaydedici ile kesitin sarsma deneyinden önceki ve sonraki profilleri karşılaştırılarak düşey yer değiştirme ve deformasyonlar belirlenmiştir. Ayrıca, dalgakıranın sismik etki altındaki dinamik davranışı görüntü işleme yöntemiyle de incelenmiştir. Ölçülen ivme değerlerinin Newmark Kayan Blok Yaklaşım Modeli'ne uygulanması ile yapının yenilme ivmesi (yield ivmesi) hesaplanmıştır.

Sonuç olarak; homojen taş dolgu dalgakıran kesitinden ölçülen ivme değerleri, hesaplanan yenilme ivmesi değeri ile karşılaştırılmış ve hesaplanan yenilme ivmesi değeri aşıldığı zaman dalgakıran kesitindeki düşey yer değiştirme ve deformasyonların arttığı bulunmuştur.

Anahtar kelimeler: Taş dolgu dalgakıranlar, deprem, sismik stabilite, dinamik davranış, yenilme ivmesi, Newmark Modeli.

ABSTRACT

Rubble-mound breakwaters are subjected inertia effect together with wave-wind effects, seismic effect and other complex dynamic effects frequently. Consideration of the dynamic effects induced by earthquake with other dynamic effects is very important because of the breakwaters are constructed on the soft and permeable soils generally. Taking up all these complex effects together makes difficult to make balance between economical design and safety naturally.

The behavior of the rubble-mound breakwaters which are commonly used under dynamic loads is not taken into consideration sufficiently. Because of the regions on the breakwaters having damage can be renovated by supplying necessary materials easily

The aim of this study is to examine seismic stability of the homogenous rubble-mound breakwaters under laboratory conditions with the scaled models. In the experiments the dynamic loads having different amplitude and frequencies loaded on the model breakwater which is assumed as consisting of riprap material by using shaking tank.

During experiments the accelerations on the crest and under layer of the breakwater were recorded by using acceleration gauges. The cross sections have been compared before and after shaking test by electronic profiler and vertical displacements and deformations were determined. Besides of that the behavior of the breakwater under seismic effects was investigated by image process system also. Measured accelerations were applied to Newmark Sliding Block Approach Model and yield acceleration was determined.

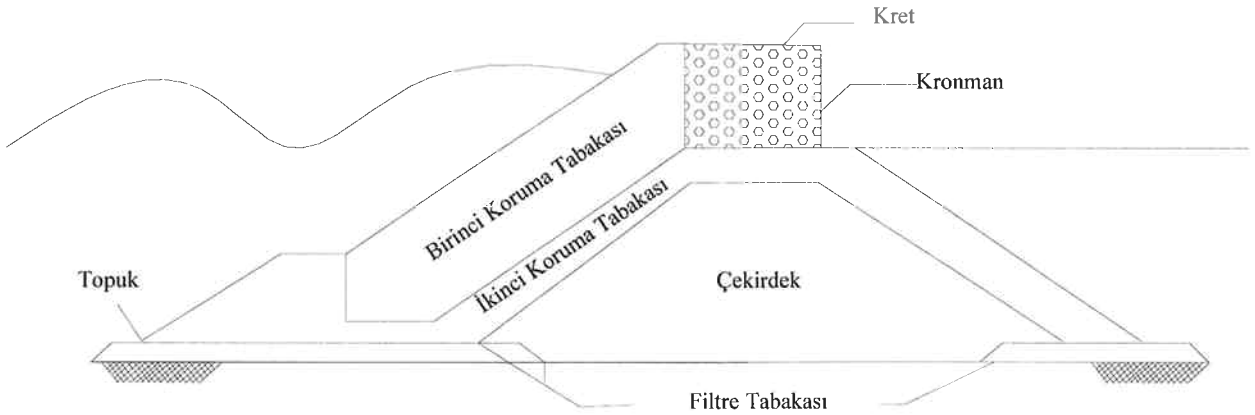
Consequently; the measured accelerations on the section of the homogenous breakwater body have been compared with calculated yield acceleration and found out that when the yield acceleration is exceeded by measured accelerations the vertical displacements on the breakwater are increase.

Keywords: rubble-mound breakwaters, earthquake, seismic stability, dynamic behavior, yield acceleration, Newmark Model.

1. GİRİŞ

Taş dolgu dalgakıranlar dalgaları kırarak ve yansıtarak dalgakıran arkasındaki su haznesini dalgalara karşı koruyan, taş veya beton blokların yığılmasıyla inşa edilen yapılardır (Yüksel, 2005). Hemen hemen bütün taş dolgu dalgakıranlar tabakalı olarak inşa edilirler. Dalgakıranın her tabakası, bitişik tabakalardaki ince malzemenin yıkanma etkisiyle boşluklardan kaçmayacak şekilde planlanmaktadır. Şekil 1.1’de klasik bir dalgakıran kesiti görülmektedir. Ayrıca, dış tabakalar, yapım sırasında ve yapım bittikten sonra beklenen dalga etkilerine dayanıklı tasarlanmaktadır. Ancak dalgakıranların deprem etkilerine karşı davranışları da tasarım sırasında göz önüne alınmalıdır.

Dalgakıranlar çoğunlukla belirli tasarım fırtınası süresince dalganın iletilmesini ve dalga aşmasını sınırlamak ve aynı zamanda ilgili dalga yüklerine karşı dayanım için tasarlanırlar. Büyük bir deprem ile tasarım dalga (deniz) şartının aynı anda meydana gelmesi muhtemel değildir çünkü bu iki olay ilişkili değildir. Bu nedenle tasarım dalga hareketi ve deprem etkisi, iki bağımsız yükleme durumu gibi ele alınabilir. Sadece ortalama bir deniz durumundaki dalga yükleri, tasarım deprem yüküyle birlikte düşünülmelidir. Bu deniz durumu ile ilgili karar, bölgeye ait uzun dönem dalga istatistiği ile belirlenebilir.



Şekil 1.1 Taşdolgu dalgakıran kesiti (Yüksel, 2005)

En yaygın dalgakıran tipi olan taşdolgu dalgakıranların, dinamik yükler altındaki davranışları şimdiye kadar oldukça az dikkate alınmıştır. Bunun ana nedeni, yapının yerel göçmeye maruz kesitinin, gerekli malzemenin eklenmesiyle eski şekline kolayca dönüştürülebilmesidir. Son yıllarda bu konuda yapılan çalışmalar Memos vd., (2000), Memos vd., (2003) ve Wang vd., (1978) tarafından yapılan deneysel ve sayısal çalışmalardır.

Şiddetli bir depremde önemli bir limanı koruyan bir dalgakıranın fonksiyonunu yitirmesi (yıkılma veya ağır hasar) sosyal ve ekonomik yönden ciddi sorunlara yol açmaktadır. Buna, 1994 Los Angeles, 1995 Kobe ve 1999 Kocaeli depremleri örnek olarak verilebilir (Yüksel ve diğerleri, 2004).

Yapıların sismik davranışı ile ilgili yapılan çalışmalar genellikle günümüzde daha çok toprak dolgu barajların stabilitesi ile ilgilidir (Yüksel vd., 2004). Toprak dolgu barajlarla taş dolgu dalgakıranlar arasındaki en önemli farklardan biri barajların, taş dolgu dalgakıranlardaki gibi yumuşak zemin üzerine değil daha sıkı ve permeabilitesi olmayan zeminlerin üzerine inşa edilmesidir. Dalgakıranlarla barajlar arasındaki önemli farklardan biri de dalgakıran yüzlerinin iki tarafının da suyun etkisi altında olması ve dalgakıranların kaplama tabakalarının, barajlardan daha geçirimli ve gevşek yapıli malzemelerden oluşmasıdır. Ayrıca dalgakıranlarda üstten aşan dalgaların dalgakıran arkasındaki tesislere zararı çok büyük olduğu gibi yapının kret seviyesinde de alçalmalara yol açmaktadır. Yapılan bu deneysel çalışmada, homojen taş dolgu dalgakıranların, sabit genlik ve farklı frekanstaki dinamik yükler altındaki basit fiziksel davranışlarının incelenmesi amaçlanmaktadır.

Çalışma giriş bölümü ile birlikte altı bölümden oluşmaktadır. İkinci bölümde taş dolgu dalgakıranların, toprak dolgu barajların ve kesonların sismik davranışı ile ilgili daha önce yapılan çalışmalar anlatılmıştır. Üçüncü bölümde, dalgakıranların genel özellikleri, depremlerin karakteristik özellikleri, depremlerin yapılarda ne tür hasarlara yol açtığı ve yapılarda güvenlik faktörü, şev stabilitesi ve stabilite için gerekli olan kritik yenilme ivmesinin hesap metotları Newmark (1965) verilmiştir. Dördüncü bölümde taş dolgu dalgakıranların sismik davranışının incelenebilmesi için Yıldız Teknik Üniversitesi Hidrolik-Kıyı ve Liman Laboratuar'ında kurulan sarsma tankı ve dalgakıran modelinin özellikleri ve ivme ölçerler ile verilerin elde edilme yöntemi anlatılmıştır. Beşinci bölümde, taş dolgu dalgakıran modelinden, sismik hareket altında davranışının araştırılabilmesi için gereken verilerin alınması, hesaplanması ve kritik yenilme ivmesinin Newmark Kayan Blok Yöntemi ile bulunması verilmiştir. Altıncı bölümde ise çalışmadan elde edilen sonuçlar toplu halde özetlenmiştir.

2. KONU İLE İLGİLİ ÇALIŞMALAR

Giriş bölümünde açıklandığı gibi yapıların sismik davranışı ile ilgili çalışmalar daha çok toprak dolgu barajlar üzerinde yapılmıştır. Toprak dolgu barajlarda deprem etkisiyle meydana gelen hasarlar daha çok şevlerdeki yatay yer değiştirmeler ve krette oturmalar şeklinde kalıcı deformasyonlar olarak göstermiştir.

Yatay yer değiştirmeler, baraj şevlerinin stabilitelerini kaybetmesiyle şevlerde kaymalar şeklinde görülmüştür. Önemli boyuttaki kaymalar barajlarda tam hasarın oluşmasına da sebep olmaktadır. Barajlardaki büyük ölçekteki oturmalar üstten aşmaya da sebep olabileceği için barajın tamamen yıkılmasına da neden olabilir.

Depremler sonucunda toprak dolgu barajlarda oluşan deformasyonlara başlıca örnekler geçmişten günümüze aşağıda verilmiştir. Aşağıda örnek olarak verilen barajların deformasyonlarında sıvılaşmanın etkisi dikkate alınmamıştır (Yan, L., 1991).

Sırasıyla yükseklikleri 40 metre ve 24 metre olan Ono ve Murayama Barajları, 1923 yılında Kwanto Depremi'nin sonucu olan bir çok şiddetli sarsıntıya maruz kalmıştır. Deprem anında Ono Barajı'nın haznesi baraj kretinden yaklaşık 6 metre aşağısına kadar su ile dolu durumdur. Barajın kretinde yaklaşık 30 cm kadar oturma görülmüştür (Ambraseys, 1960a). Barajın şevinde ise derinlikleri 5 ile 25 cm arasında değişen çatlaklar meydana gelmiştir. Depremden sonra barajdaki çatlaklar kum ve kilden oluşan özel bir grout malzemesi ile doldurularak barajın kullanıma devam etmesi sağlanmıştır.

Murayama Barajı'nda da deprem anında hazne kretin yaklaşık 9 metre aşağısına kadar su ile dolu durumdadır. Depremden sonra yapılan incelemelerde kretteki oturmanın yaklaşık olarak 20 cm olduğu gözlemlenmiştir. Ono Barajı'nda olduğu gibi burada da çatlaklar özel bir grout malzemesi ile doldurularak barajın kullanıma devam etmesi sağlanmıştır.

Yüksekliği 27 metre olan, kil çekirdekli Otani Toprak Dolgu Barajı'nda 1946 yılında Nankai Depremi etkisiyle kret boyunca uzanan 75 metrelik büyük bir çatlak meydana gelmiştir (Ambraseys, 1962). Barajın menba tarafındaki şevinde de yatay yer değiştirmeler gözlemlenmiştir. Depremden sonra çatlaklar çimento groutu ile doldurulmuş ve dolgu tabakası da tekrar sıkıştırılmıştır.

1914 yılında inşa edilen 27 metre yüksekliğindeki Hebgen Barajı'nın çekirdeği çakıllı kille doldurulmuş olup tam merkezinden teme kadar uzanan bir de beton çekirdek mevcuttur. 1959 yılındaki 7.6 şiddetindeki depremin etkisiyle baraj haznesinde birçok büyük dalga

meydana gelmiş ve üstten aşma gerçekleşmiştir. Beton çekirdek duvarının iki tarafındaki toprak dolguda maksimum rölatif oturma yaklaşık 8 cm olarak gözlemlenmiştir. Barajın kretinde de 5 cm civarında boyuna çatlaklar oluşmuştur.

1971 yılında meydana gelen San Frenando Depremi'nde (Richter büyüklüğü 6.6) Üst San Fernando Barajı'nda tam hasar, Alt San Fernando Barajı'nda ise kısmi hasarlar meydana gelmiştir. Deprem sonucunda menba tarafındaki şevin gövdesinde baraj boyunca uzanan bir çok çatlak meydana gelmiştir. Çatlakların mansap tarafındaki şevin kayması sebebiyle oluştuğu belirlenmiştir (Seed vd., 1975). Barajın kretindeki oturmanın ise doğrudan temel zemini ile ilgili olduğu belirlenmiştir. Araştırmalardan sonra barajın kretinin yatayda 12 cm düşeyde 8 cm yer değiştirdiği bulunmuştur. Üst San Fernando Barajı'nda yapılan saha gözlemleri göstermiştir ki, kayma daha çok baraj gövdesinin içine doğru iyi tanımlanabilen kayma yüzeylerinde yoğunlaşmıştır ve bunun sonunda artık baraj kullanılamaz hale gelmiştir.

Toprak dolgu barajlarda deprem sırasında oluşan deformasyonların belirlenmesi ve değerlendirilmesi için ilk olarak Newmark pratik bir yöntem önermiştir (Newmark, 1965). Bu yöntemin ana fikri ise daha önceden Ambraseys (1959) tarafından meydana getirilmiştir. Bu yöntem daha sonraları Seed ve Martin (1966), Ambraseys ve Sarma (1967) ve Makdisi ve Seed (1978) tarafından basitleştirilmiş metot olarak adlandırılmıştır. Basitleştirilmiş metot, barajların kayan kütlelerini rijit blok olarak modellemekte ve kayma yüzeylerinden meydana gelen yer değiştirmeleri de göz önüne almaktadır. Yer değiştirme, kayma yüzeyi boyunca atalet kuvvetlerinin sürtünme direnç kuvvetlerini yenmesiyle başlamakta ve baraj gövdesinin üst bölümü ile kayma yüzeyinin alt bölümü arasındaki rölatif hızların eşit olmasıyla son bulmaktadır.

Rijit kayan blok metotunun barajlara uygulanmasıyla, barajların dinamik davranışları, analitik ve deneysel olarak birçok çalışmada incelenmiştir (Seed ve Goodman, 1966, Kutter, 1984, Hencher 1981). Günümüzde kalıcı deformasyonların hesaplanmasında Newmark'ın Kayan Blok Yaklaşımı modeli tüm çalışmalarda yer almıştır.

Zhu vd., (1998) tarafından, sıvılaşma özelliği bulunan zemin üzerine inşa edilen 16.5 metre yüksekliğindeki bir seddenin iki boyutlu (2D) sismik stabilitesi ve deformasyon hesapları verilmiştir. Sıvılaşmaya neden olan etkenlerin analizleri için, bir sonlu eleman programı olan PLAXIS depremden önce gerilme hesapları yapılmıştır. Başka bir sonlu eleman programı olan TELDYN ile ise de sismik davranış hesapları ve sıvılaşma direnci değerlendirilmiştir. İki boyutlu (2D), sıvılaşmaya neden olan etkenlerin analizleri sonucunda ortaya çıkan sonuçlar

Seed ve Harder (1990) tarafından önerilen yöntemi kullanarak, deprem kuvvetinin tahmini için kullanılmıştır. Deprem sonundaki kuvvetin iki boyutlu dağılımı, limit denge ve statik stabilite analizlerinde kullanılarak sedde için güvenlik faktörü hesabı yapılmıştır. Limit denge stabilite analizleri deprem sonundaki kuvveti kullanarak tekrar edilip, yenilme ivmesine karşılık gelen kritik kayma yüzeyinin tam yerinin belirlenmesinde de kullanılmıştır. Kritik kayma yüzeyi tarafından tanımlanan rijit kütle için ivme zaman serileri bir sonlu eleman programı olan TELDYN ile hesaplanmıştır. Barajın tasarım depremi altındaki ivme zaman serilerine ve yenilme ivmesine dayanan kalıcı yer değiştirmesi ise Newmark (1965) tarafından geliştirilen Kayan Blok Yaklaşımı Modeli ile hesaplanmıştır. Newmark Kayan Blok Yaklaşımı Modeli'ne göre yer değiştirmeler, kayan rijit kütlelerin ivmesinin, yenilme ivmesini aştığı anda olmaktadır. Matematiksel olarak, kalıcı deformasyonlar, kayan rijit kütlelerin ivmesi ile yield ivmesi arasındaki farkın iki defa integrasyonu yapılarak bulunmuştur. Zhu vd., (1998) tarafından yapılan bu çalışmada, Newmark yöntemiyle hesaplanan yatay kalıcı deformasyon 0.3 metreden az bulunmuştur.

Toprak dolgu barajların birçoğunda, deprem sırasında sıvılaşmanın sonucu olarak görülen hasarlar meydana gelmektedir. Newmark (1965) tarafından yapılan çalışmalarda sıvılaşma etkisi göz önüne alınmamıştır. Sayısal modelleme metotları bu açığı kapatmak için geliştirilmiştir. Sayısal modelleme metotları, bizlere deprem sırasında baraj ve temelleri arasındaki davranışın (sıvılaşma) belirlenmesi için çok önemli bilgiler vermektedir. Bu bilgiler gelecekte olabilecek depremlerde var olan ve inşa edilecek yapıların güvenlik faktörü hesapları için kullanılmaktadır. Sayısal modelleme metodu, M. Seid-Karbasi vd., (1995) tarafından yapılan çalışmada Japonya'daki Mochikoshi Barajlarında 1978 yılında meydana gelen Izu ve Kinkai Depremlerindeki sıvılaşmadan dolayı oluşan hasarın belirlenmesinde uygulanmıştır. Çalışmada, Periyodik olarak laboratuarda toprak elemanları üzerinde tekrarlanan testlerin sonuçlarına dayalı olarak kurulan dinamik analiz yöntemi, model testlerinin ve saha araştırmalarının karşılaştırılmasıyla verilmiştir. Yapılan sayısal modellemelerin ve karşılaştırmaların sonucunda, barajdaki kumlu silt katmanlarının su muhtevasının likit limitlerinden fazla olduğu ve bununla beraber deprem sırasında gerçekleşen yer değiştirmelerinde etkisiyle zemin sıkılığını kaybetmiş ve sıvılaşmanın sonucu olarak hasarlar meydana gelmiştir.

Japonya'da 1995 yılında meydana gelen Kobe Depremi, Kitayama Barajı'nın menba tarafındaki şevinde su seviyesinin altındaki kısmında yüzeysel kaymaya neden olmuştur. Sakamoto vd., (2003) tarafından Kitayama Barajı'nın sismik davranışını belirlemek amacıyla

yapılan çalışmada, laboratuardaki malzeme testleri ve depremden sonraki saha incelemelerine dayanan bir toprak dolgu baraj modeli oluşturulmuştur.

Sayısal analizler, gerilme analizleri sonucunda oluşturularak barajın Kobe Depremi sırasındaki sismik davranışının simülasyonu yapılmıştır. Analizler sonucunda, artan deformasyonlar ve kayma gerilmeleriyle beraber barajın menba tarafındaki su seviyesi altında kalan şev tarafında yüzeysel şev kaymalarının olduğu ortaya çıkmıştır. Ayrıca analizler sonucunda, barajın hasar tipini ve sismik davranışını da, kayma deformasyonları biçiminde aynen deprem sırasında olduğu gibi modellemek mümkün olmuştur. Kitayama Barajı'nda Kobe Depremi sonucunda küçük boyutlu bir hasar olmuştur ve barajın yapısal güvenliğine ve su tutma fonksiyonlarına herhangi bir etkisi olmamıştı, ancak böyle bir hasar durumu Japonya'da ilk defa tasarım standartlarına uygun olarak yapılan bir barajda oluşmuştur. Bu çalışmada, dinamik efektif gerilme analizleri ile birlikte Kitayama Barajı'nın deprem sırasındaki sismik davranışının sayısal modellemesi yapılmıştır. Kitayama Barajı'na hasar veren depremin mekanizmasının değerlendirilmesi için oluşturulan simülasyonun ve gerçek hasarın karşılaştırılması yapılmıştır. Kitayama Barajı'nın üzerine ve etrafına sismometre yerleştirilmediği için deprem anında herhangi bir deprem kaydı ölçülememiştir. Başka bir alternatif olmadığı için baraj modelinin kurulmasında aşağıda verilen iki deprem girdisi kullanılmıştır. Bu deprem girdilerinden ilki, İstatiksel Grenn Fonksiyonu Yaklaşımı'nı kullanarak belirlenen Kitayama Barajı bölgesindeki deprem verileri, diğeri ise Kobe Üniversitesi'nde ölçülen Kobe Depremi kayıtları olmuştur. Sadece yatay deprem hareketleri göz önüne alınmıştır. Barajda deprem sırasında oluşan büyük deformasyonlar, su seviyesi altında kalan menba şevindeki yüzeysel bir alanla sınırlandırılmıştır. Hesaplanan deprem hareketi için topuk civarındaki şevde maksimum yatay yer değiştirme 87 cm, Kobe Üniversitesi'nden alınan deprem hareketine göre ise maksimum yer değiştirme 413 cm olarak bulunmuştur. Su seviyesi civarındaki şev yüzündeki oturma, yanal yer değiştirmeden daha etkili olduğundan, topuk etrafındaki yüzeysel alanda büyük yanal deformasyonlar oluşmuştur.

2.1 Kesonlar ve kıyı duvarlarının sismik stabilitesi ile ilgili çalışmalar

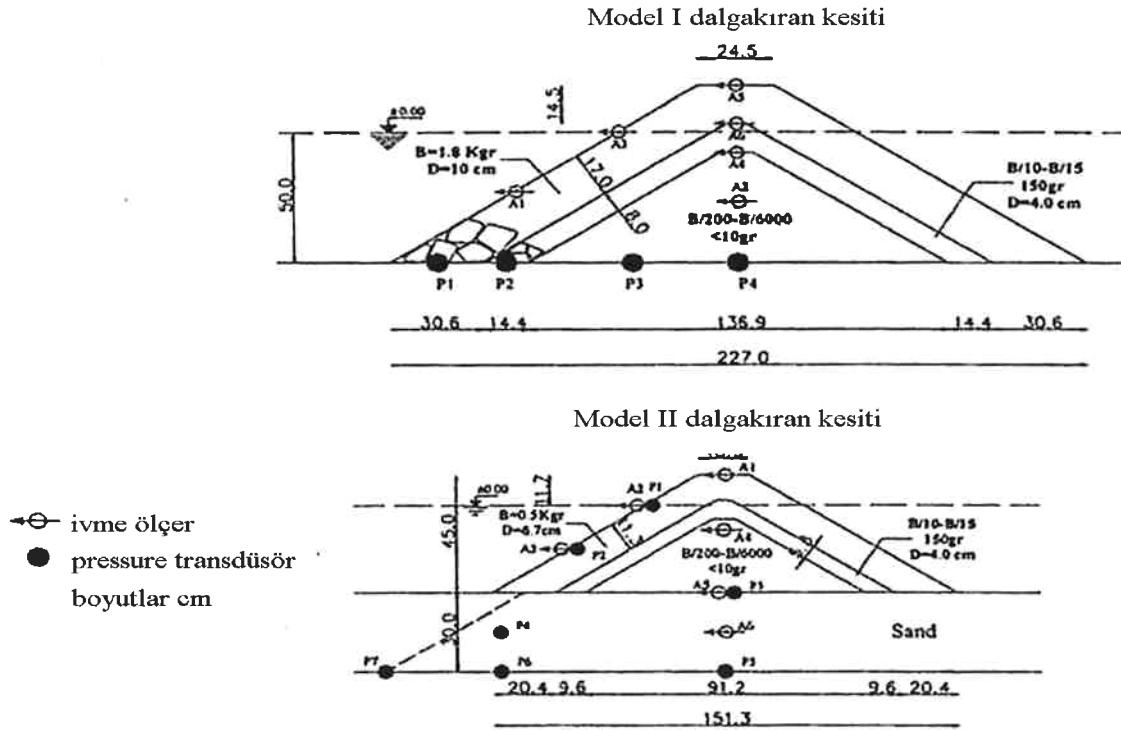
Miura, K., (2004) tarafından ağırlık tipi kıyı duvarları üzerinde yapılan çalışmalar kesonların ve kıyı duvarlarının sismik stabilitesi ve durabilitesinin incelenmesini amaçlamıştır. Kıyı yapılarının stabilitesi ve durabilitesini arttırmak için sismik yükler ve fırtına yükleri altındaki davranışının çok iyi bir şekilde incelenmesi gerekmektedir. Japonya'da kıyı ve kıyıya uzak yapılar, insanların yaşam biçimlerinde, fiziksel aktivitelerinde çok önemli rol oynamaktadır.

Yapılar genellikle yumuşak alüvyonlu veya suni zeminler üzerine kurulmaktadır. Miura, K., (2004) tarafından yapılan bu çalışmada, sismik hareket sonucu kıyı yapılarında oluşan hasarların ve sismik davranışlarının incelemesinin yanında hasarlara karşı önlemlerinin alınması ve geliştirilmesi de amaçlanmıştır. Kesonların ve kıyı duvarlarının sismik davranışının incelenmesi için, Japonya'da Kushiro Limanı'nın 4 numaralı iskelesine gerçek boyutlarda test için bir kıyı duvarı inşa edilmiştir. Kushiro Limanı'nın kıyı yapılarının sismik davranışının incelenmesi için seçilmesinin ana sebebi bu bölgede sismik aktivitenin çok yoğun olmasıdır. Kıyı duvarının 26 Eylül 2003'te meydana gelen Tokachi-oki Depremi'ndeki (JMA ölçeği V+) dinamik davranışını belirlemek için geçici kıyı duvarı inşası için 3 adet test kesonu aynı sırada 8 metre suyun içinde olacak şekilde yerleştirilmiştir. Yapılan geri dolgu zeminde, kıyı duvarının sadece doğu bölümünde kazıklarla sıkıştırılan kumla sıvılaşmaya karşı önlem alınmış bir bölüm oluşturulmuştur. Test kesonlarının arkasına 4 adet basınç ölçer, 14 adet ivme ölçer ve 6 adet hız ölçer, kesonların sismik davranışlarını ölçmek için yerleştirilmiştir. Ayrıca kalıcı deformasyonların ölçülebilmesi içinde inklinometreler için 4 adet düşey delik hazırlanmıştır. Maksimum ivme zemin yüzeyinde yaklaşık olarak 100Gal'ın üzerine çıkmıştır ve ivme zaman serilerinde görülen karakteristik pikler de sıvılaşma için önlem alınmamış geri dolgu malzemesinin sıvılaşmasını iyi bir şekilde tanımlamıştır. Test kesonlarında yatay yer değiştirme yaklaşık olarak 20 cm civarında hesaplanmıştır ve dış kuvvetlerle yer değiştirme arasındaki ilişkide bu çalışma ile tekrar açıklanmıştır.

2.2 Taş Dolgu Dalgakıranların sismik stabilitesi ile ilgili çalışmalar

Memos vd., (2000) tarafından homojen taş dolgu dalgakıranların sismik davranışı konusunda yapılan deneysel çalışmalar bu alanda yapılan en önemli çalışmalardan biridir. Bilindiği gibi taş dolgu dalgakıranlar sadece dalga etkisine maruz kalmamaktadır, aynı zamanda başka tipteki çevresel yüklerin de etkisi altındadır. Yüksek sismik aktivite ve yumuşak temel zemin malzemesi etkileşimi büyük oturmaların yanı sıra yapının göçmesine bile sebep olmaktadır. Memos vd., (2000) tarafından yapılan bu çalışma, iki farklı zemin üzerine inşa edilmiş taş dolgu dalgakıranın fiziksel ve matematiksel modellemesinden oluşmaktadır. Birinci dalgakıran modeli, rijit bir taban üzerine, ikincisi ise gevşek kum taban üzerine yerleştirilmiştir. Girdi depremleri, periyodik olarak yapılan testlerde şiddetleri artırılarak yatay ivmelere sebep olmuşturlar. Aynı zamanda hidrodinamik basınç ve ivme ölçümleri de alınmıştır. Genel olarak rijit bir taban üzerinde bulunan taş dolgu dalgakıranların sismik dirençli yapılar olduğu bulunmuştur. Bununla birlikte, yumuşak zemin malzemesi taş dolgu

dalgakıranların sismik davranışlarında kalıcı deformasyonlarda etkin rol oynadığı gözlemlenmiştir. Taş dolgu dalgakıranlar yüksek sismik aktiviteli alanlarda yumuşak zemin malzemesi üzerine inşa edilmesi durumunda tasarım aşamasında ekstra dikkat gösterilmesi gerektiği vurgulanmıştır. Deneyler, Memos vd., (2000) tarafından Atina Ulusal Teknik Üniversitesi'nin Sismoloji Mühendisliği Laboratuvarı'nın titreşim tablası üzerinde gerçekleştirilmiştir. Birinci dalgakıran modelinde, dalgakıran kaya tabanı temsil eden sert bir düzlem üzerine yerleştirilmiştir. İkinci modelde ise, sıkıştırılmamış kum tabakası üzerine inşa edilmiştir. İki dalgakıranında kesitleri CERC,1984'e uygun olarak tasarlanmıştır. Şekil 2.1'de hazırlanan modellerin kesitleri gösterilmektedir. Testler sırasında, ölçümleri almak için iki tip sensör kullanılmıştır, sırasıyla su geçirmez ivme transdüsörleri ve minyatür zemin basıncı transdüsörleridir. Sensörlerin yerleri sırasıyla Şekil 2.1'de işaretlenmiştir.



Şekil 2.1 Deneylerde kullanılan taş dolgu dalgakıran modellerinin kesitleri (Memos ve diğerleri, 2000)

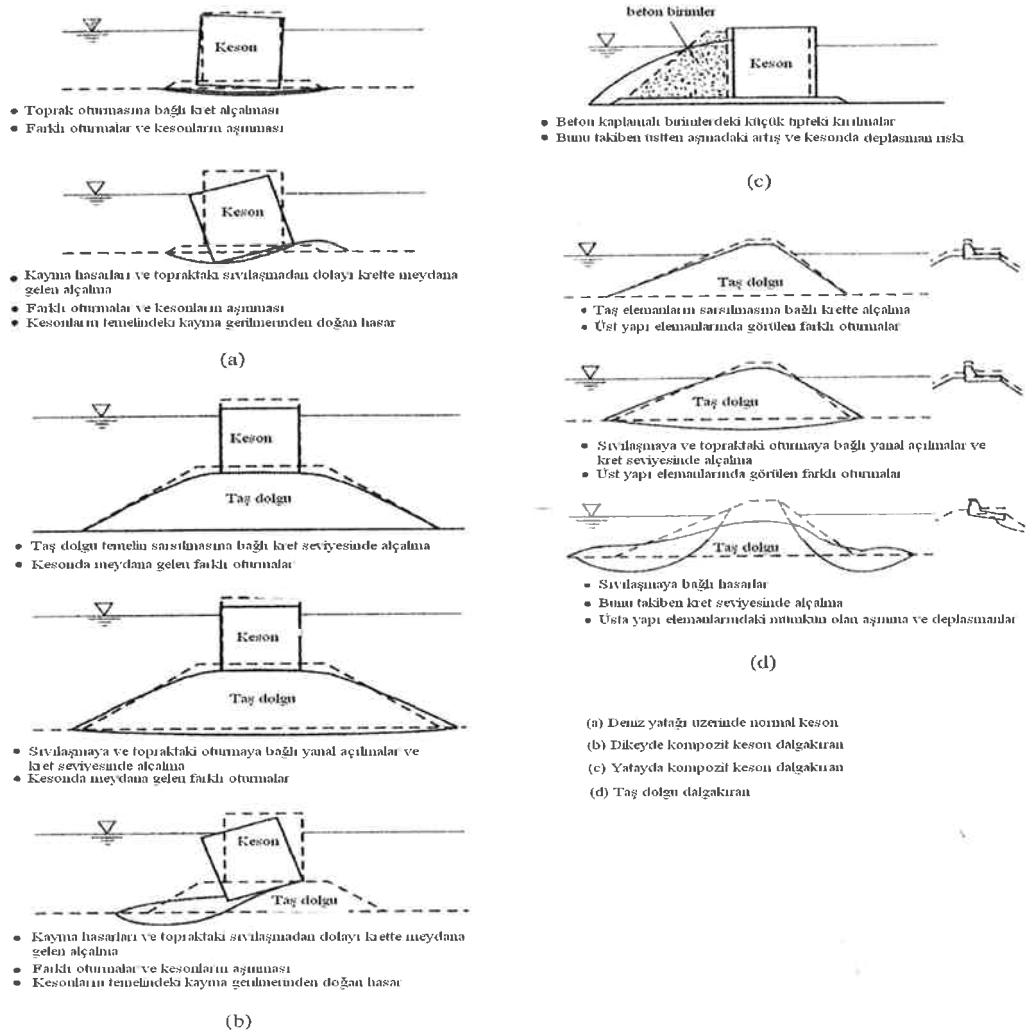
Bir çok durumu incelemek ve kısıtlı zamanda testleri gerçekleştirmek için her defasında girdi sismik ivmelerinin arttırılmasına karar verilmiştir. Bunun için birinci modelde yaklaşık 17 tane ard arda test gerçekleştirilmiş olup, $a_{max}=0.157g$ ile $1.481g$ arasındaki girdi ivmeleri kullanılmıştır. İkinci modelde ise 20 test yapıp, maksimum ivme olarak $0.063g$ ' den $1.553g$ ' ye kadar olan ivmeler uygulanmıştır. Dalgakıran eksenleri boyunca maksimum yatay ivmeler ölçülmüş ve sayısal model sonuçları ile karşılaştırılarak ortalama sapmanın %5 olduğu

belirlenmiştir. Dalgakıran modellerinde deformasyonlar incelendiği zaman, dalgakıranın rijit bir taban üzerine inşa edildiği birinci modelde, deformasyonlar sadece krette oturma şeklinde gözlemlenmiştir. İkinci modelde, gevşek sıkıştırılmamış kum zemin üzerine inşa edilmiş olan dalgakırandaki ise, dalgakıranın koruma, filtre ve çekirdek tabakasında deformasyonlar görülmüştür. Deneyler sonucunda, uygulanan metodolojinin küçük tane boyutlu zeminler için önerilmesine rağmen, güvenilir ve doğru olduğu kanıtlanmıştır. Bulunan sayısal model sonuçlarının dalgakıran yüzündeki hidrodinamik basınçların hesaplanmasında kullanılması için geliştirilmesiyle yöntem daha da kullanışlı hale getirilebileceği belirtilmiştir. Sarsma deneyleri sırasında fiziksel modeller sismik olarak dirençli ve davranışları elastiktir. Yapılan deneyler zemin malzemesinin, yapının sismik davranışında önemli bir faktör olduğunu göstermiştir. Hasar, temel tabanında sıvılaşma gözlemlendiği zaman daha şiddetli olmuştur. Hasarın baskın modu, çekirdek malzemesinin yoğunlaşması ile birlikte yapının kretinde gözlemlenen oturma ile ilişkilidir. Eğer yapı gevşek zemin üzerine inşa edildiğinde, blokların temel içine gömülmesi ve dalgakıran kesitinin düzleşmesi sebebiyle kesitteki oturma daha büyük olmaktadır. Bu durumda, kısmi deformasyonlar ileride kalıcı deformasyonlara ve toplam göçmeye sebep olabilmektedir. Taş dolgu dalgakıranların inşa edildiği malzemeler, yapıya ekstra direnç kazandırdığı gibi zeminden kaynaklanan büyük taban ivmesini de engelleyebilmektedir. Bununla birlikte dikkate değer bir ivmelenme yapının tabanındaki gevşek malzemenin içinde oluşmaktadır. Bu ivmelenmenin yapıya aktarımının önlenmesi için zeminin kuvvetlendirilmesi de başka bir çözüm yolu olarak önerilmiştir.

3. DALGAKIRANLAR VE SİSMİK DAVRANIŞI

3.1 Dalgakıranlar

Dalgakıranlar genellikle taş dolgu, masif veya deniz tabanına yerleştirilmiş ikisinin kombinasyonundan oluşan yapılardır. Dalgakıranlarda yatay dış yüklere karşı stabilite, taşların kayma direnci ve masif yapılarda ise altındaki sürtünmeyle sağlanmaktadır. Deprem sırasındaki genel hasar şekilleri, kesonların veya taş dolgu dalgakıranların temellerinin altındaki oturmalarla belirlenmektedir (PIANC, 2001). Deprem anında beklenen hasar biçimleri aşağıda gösterilmektedir (Şekil 3.1).



Şekil 3.1 Dalgakıranlarda hasar ve deformasyon (PIANC, 2001)

Dalgakıranlar genellikle limit dalga etkileri, tasarım fırtına anlarındaki dalga aşmaları ve bunlara bağlı gelişen dalga hareketlerine dayanan yapılar olarak inşaa edilmektedirler. Büyük depremlerin tasarım deniz koşullarıyla aynı anda meydana gelmesi mümkün değildir çünkü bu iki olay her zaman aynı zaman diliminde oluşmayabilir. Bu nedenle tasarım fırtına dalgası hareketleri ve deprem birbirinden bağımsız yük durumları olarak ele alınmaktadır. Sadece normal deniz durumunda oluşan dalga hareketleri tasarım koşullarına göre belirlenen depremle beraber düşünülebilmektedir. Normal deniz durumunda yapılan çalışmalarda fırtınaların bölgeye özel uzun dönemli dalga istatistiklerinden faydalanılmaktadır.

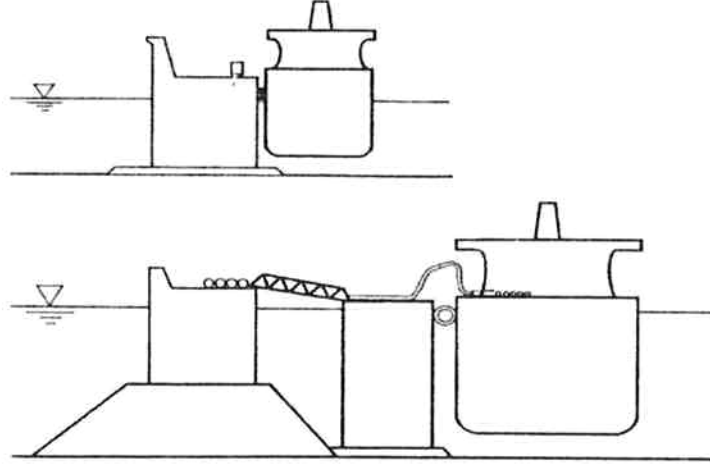
Uygun tasarım kriterlerinin seçiminde, dalgakıranların işlevleri ve depremin neden olduğu hasar biçimleri göz önüne alınmaktadır. Ancak bütün dalgakıranlarda geçerli olan başka önemli bir tasarım kriteri de kret seviyesinde izin verilen oturmadır çünkü kret seviyesinde izin verilen oturmalar dalga aşmasının ve dalga iletiminin miktarının belirlenmesinde önemli rol oynamaktadır. Üzerinde yol veya başka yüklemeler taşıyan dalgakıranlarda, kret seviyesinde izin verilen oturma tasarım kriterine ek olarak, üst yapıda yer değiştirmelerin de göz önüne alınması gerekmektedir.

Dalgakıranda meydana gelen sarsıntılar koruyucu tabakayı oluşturan taş, beton blok gibi birimlerin kırılmasına veya yerlerinden çıkmalarına sebep olmaktadır. Dalgakıranlarda hasar kriteri, koruyucu tabakada kırılan taş ve beton blok birim sayısına dayanan maksimum kırılma ile ifade edilmektedir (Zwamborn ve Phelp 1995). Dalgakıranlar hasara uğradıkları zaman bile hizmet vermeye devam edebilmektedirler. Aynı hasar kriteri, depreme bağlı oluşan hasarlar için de kabul edilmektedir.

Dalgakıranlar için hasar kriteri tam olarak bugüne kadar geliştirilememiş olmasına rağmen, dalgakıranların verim düzeyi, izin verilen hasarın derecesini göstermek amacıyla tanımlanmıştır. Çeşitli tipteki dalgakıranların hasar seviyesi, dalgakıranların birincil ve ikincil işlevlerine göre aşağıdaki gibidir;

- Dalga tanklarındaki şiddeti azaltılmış dalga etkileri (Düzey C);
- Rekreasyonel (insanların kullanımı için) (Düzey C; fakat bu düzey, insan hayatı güvenliği için kabul edilebilir olmasına dayanarak Düzey A veya Düzey B de olabilmektedir.);
- Dalgakıranın liman tarafında yanaşma yerinin sağlanması ve girişle ilgili olan yollar (Düzey B) (Şekil 3.2);

- Dalgakıran üzerinde, nakletme bölgesini de içeren (Düzey B), petrol ve gaz için boru hatlarını içeren (patlama tehlikesinin seviyesine bağlı Düzey A veya S) kargo elleçleme tesislerinin sağlanması.



Şekil 3.2 Dalgakıran arkasında yanaşma yeri örnekleri (PIANC, 2001)

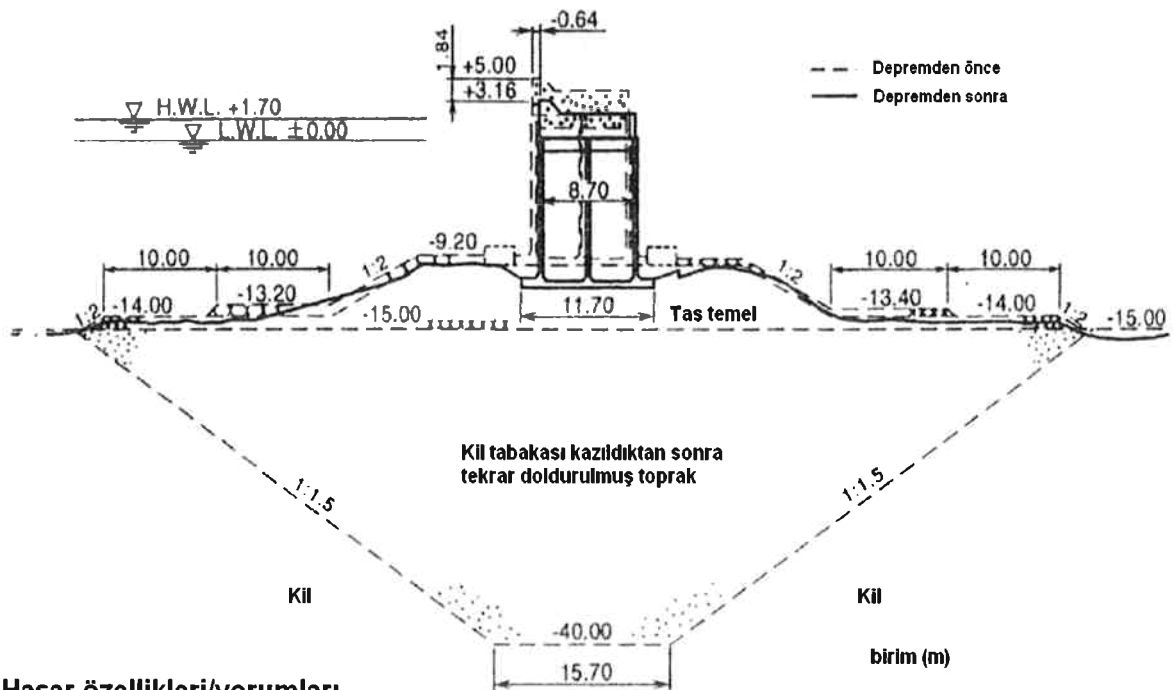
3.2 Dalgakıran Hasarları

Deprem sırasındaki genel hasar şekilleri, kesonların veya taş dolgu dalgakıranların temellerinin altındaki oturmalarla belirlenmektedir (Şekil 3.3). Orta ölçekli depremlerde hasar, genellikle yumuşak kil katmanlarından ve taş dolgu dalgakıranların altındaki veya içindeki büyük sismik ivmelerden dolayı meydana gelmektedir (Şekil 3.4).

Tsunamiden dolayı meydana gelen hasarlar genellikle kesonların aşınması veya taş dolgu içine doğru meyilli hale gelmesi şeklinde kendini göstermektedir (Şekil 3.5). Eğer dalgakıranların tsunami etkilerinden de korunması amaçlanıyorsa, uygun tasarım kriterleri, tsunamiler ve deprem hareketleri de göz önünde bulundurularak tekrar belirlenmelidir.

Yapısal ve sismik durum **Yapı ve yeri: Dalgakıran No.7**
Yükseklik: +5.0m
Su derinliği: -15.0m
Yapının tamamlanma süresi: 1970-1972
Deprem: Ocak 17, 1995 Hyogoken-Nambu Depremi
Şiddeti: $M_j=7.2$ (JMA)
Pik zemin yüzey ivmesi (PGA): 0.53g
Pik zemin yüzey hızı (PGV): 1.06 m/s
PGA/PGV değerleri kuvvetli deprem hareketleri kayıtlarından ölçülmüştür.

Sismik performans **Yatay deplasman: 0.6m**
Düşey deplasman: 1.4-2.6m
Kesit: Dikey kompozit tipi



Hasar özellikleri/yorumları

Hasar, keson/taş dolgu temelini altındaki önemli deformasyonlarla birlikte oturma şeklinde gözlenmektedir.

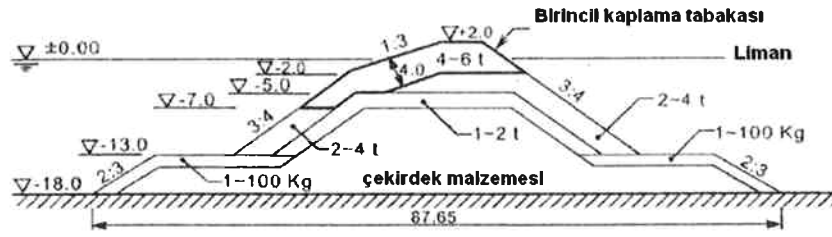
Referans: lai (1998)

Şekil 3.3 Durum kayıtları, Kobe Limanı, Japonya (PIANC, 2001)

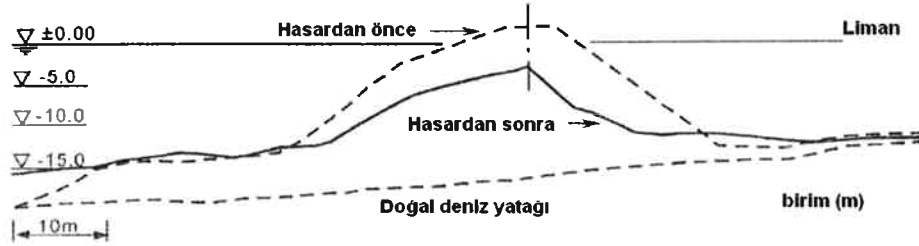
Yapısal ve sismik durum **Yapı ve yeri:** Güney uzantı
Yükseklik: +2.0m
Su derinliği: -18.0m
Yapının tamamlandığı yıl: 1984
Deprem: 1984 Şubat Depremleri
Şiddeti: M=3.5-4.5
Pik zemin yüzey ivmesi (PGA): 0.05g
PGA değeri, 1 boyutlu eşdeğer lineer analizlerden ölçülmüştür.

Sismik performans **Düşey deplasman:** 1.4-2.6m

Kesit: Taş dolgu dalgakıran



(a) Tipik dalgakıran kesiti



(b) Hasardan önceki ve sonraki kesit

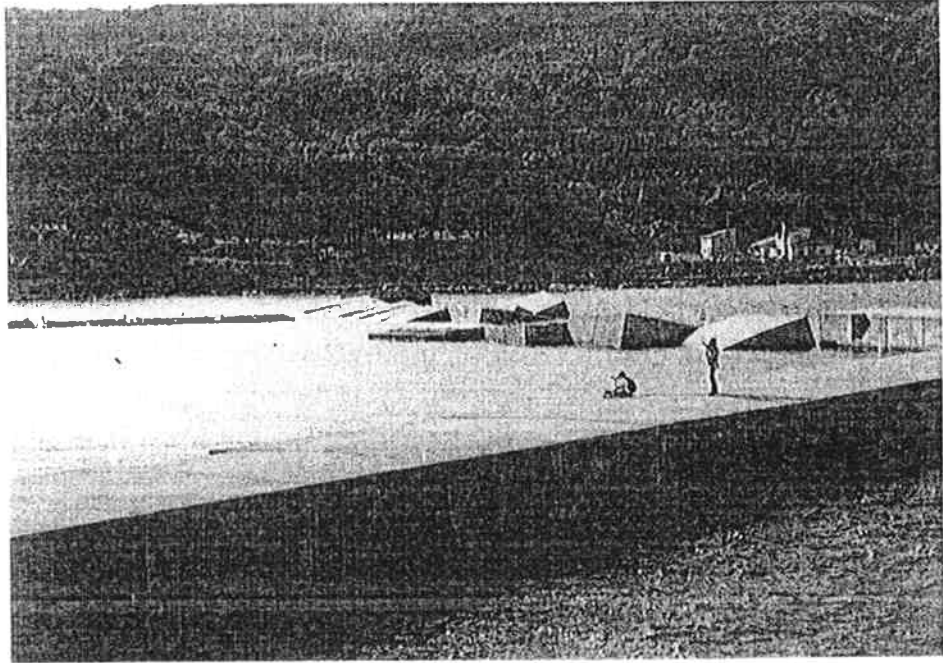
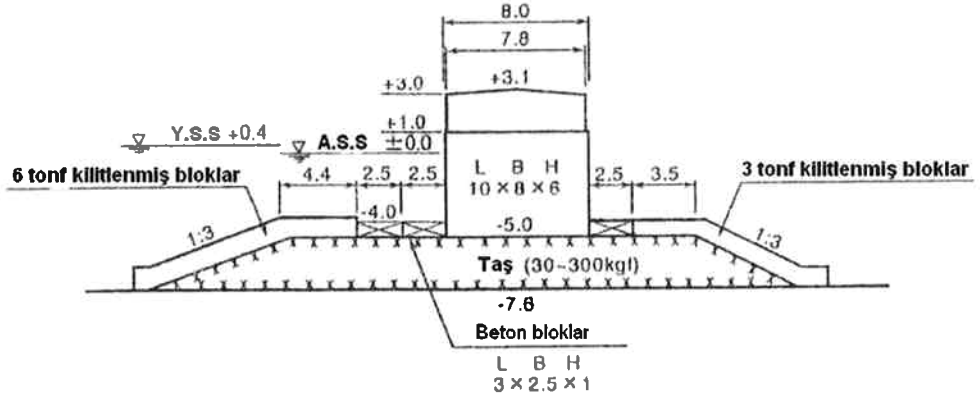
Hasar özellikleri/yorumları

Dalgakırandaki ani oturmalar (3.0-4.0 m civarı), şiddetleri 3.5 ile 4.5 arası değişen orta ölçekli bir deprem serisinin ardından meydana gelmiştir. Dalgakıran, 30-38 m kalınlığında, SPT N-değerleri 0-15 arasında olan ve drene edilmemiş kayma gerilmesi 5 ile 40 kN/m² değerleri arasında değişen normal konsolide olmuş yumuşak kil tabakası üzerine inşaa edilmiştir. Bunun temelinde de SPT N-değeri 42 den daha büyük ve drene edilmemiş kayma gerilmesi 120-250 kN/m² değerleri arasında değişen orta kalınlıkta yoğun bir kil tabakası bulunmaktadır. Dalgakıran iki aşamada inşaa edilmiştir; ilk aşama tepe seviyesi temelden itibaren 11 m seviyesine kadar, 6 aylık bir zaman diliminden sonra da seviye 18 m' ye ulaşmıştır. Dalgakıranda konsolidasyona bağlı toplam oturma 3 m civarında gözlenmiştir.

Referans: Memos ve Protonotarios (1992)

Yapısal ve sismik durum Yapı ve yeri: Kuzey dalgakıran
 Yükseklik: +3.1 m
 Su derinliği: -7.6 m
 Yapının tamamlanma süresi: 1988-1992
 Deprem: 12 Nisan 1993, Hokkaido-Nansei-Oki Depremi
 Şiddeti: $M_j=7.8$ (JMA)

Kesit: Dikey kompozit tipi



Hasar özellikleri/yorumlar

Tsunamiden dolayı kesonlar aşınmış veya taş dolgunun içine doğru eğilmektedir.

Referans: Inatomi (1994)

Şekil 3.5 Durum kayıtları, Okushiri Limanı, Japonya (PIANC, 2001)

3.3 Deprem Hareketi

Depremelerin liman yapıları üzerindeki etkileri, sismik kaynağa, deprem dalgalarının izlediği yola, yerel zemin etkilerine dayanan zeminin titreşim hareketlerine bağlı olarak gelişmektedir.

Her liman yapısının boyutlandırılmasında, zemin hareketine bağlı tasarım parametrelerinin kendine has değerlerinin kullanılması gerekmektedir.

3.3.1 Depremin Büyüklükleri

Depremlerin büyüklüğünü karakterize eden basit parametreler; şiddet, büyüklük, ve enerji harcanımıdır.

3.3.2 Şiddet

Şiddet, insan tepkilerinden ve gözlenen hasarlardan yararlanılarak depremin yıkıcılığının miktarının belirlenmesine dayanmaktadır. Şiddet parametresi, depremin büyüklüğüne, kaynak mesafesine, yerel zemin etkilerine dayanarak bir bölgeden diğerine farklılık göstermektedir. Şiddet, depremin yıkıcılığının miktarının belirlenmesinde verilen bölgede kullanılan en basit parametredir fakat bu parametre dinamik analizlerde girdi verisi olarak kullanılmaktadır. Ayrıca birçok durumda şiddet, özellikle tarihi depremlerde deprem hareketini karakterize etmek için en uygun parametre olarak kullanılmaktadır.

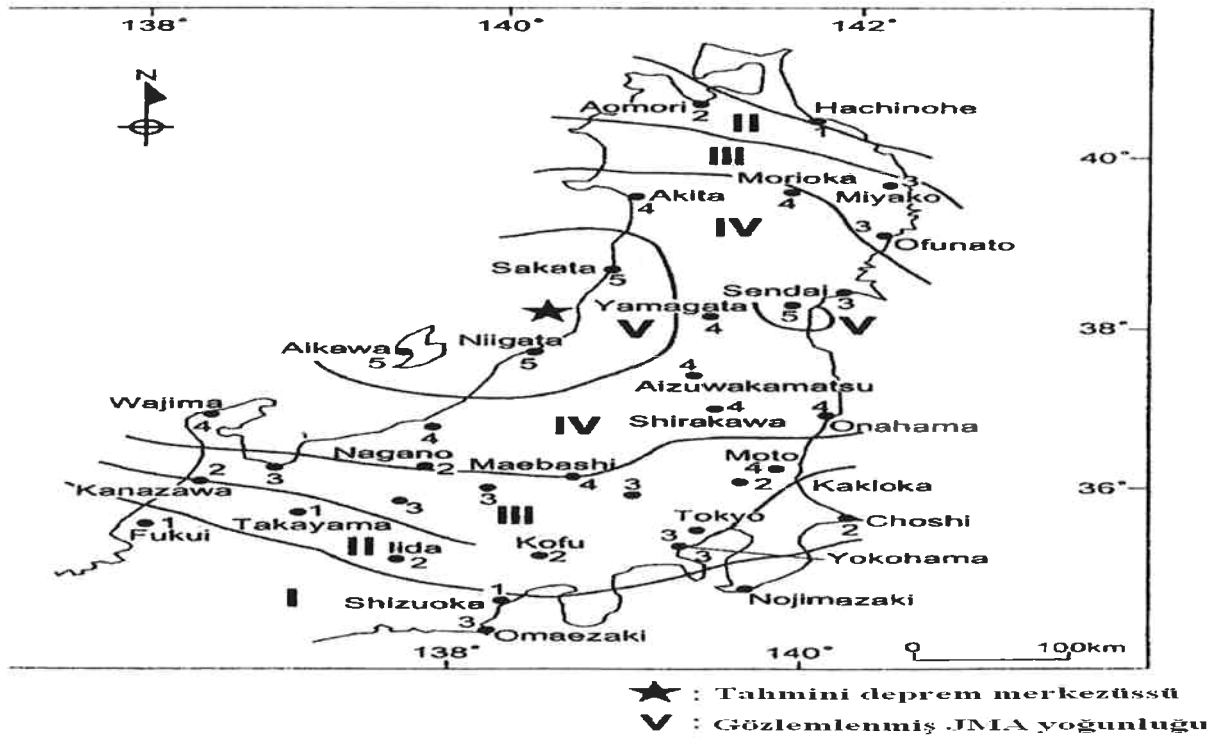
Dünyanın değişik bölgelerinde kabul edilmiş farklı sismik şiddet ölçekleri bulunmaktadır. Modifiye edilmiş Mercalli (MM) ölçeği (Wood ve Neumann, 1931; Richter, 1958) daha çok Güney ve Kuzey Amerika bölgelerinde kullanılmaktadır. İlk olarak kullanılan Mercalli ölçeği daha sonra 12 aşama eklenerek geliştirilmiştir (1-12). Avrupa'da ise Avrupa Makrosismik Ölçeği (EMS) (Grunthal, 1998) daha çok kullanılmaktadır. Yukarıda adı geçen ölçekler hemen hemen birbiriyle eşit değerlerdedir. Japonya, 8 seviyesi bulunan Japon Meteorolojik Ajansı Ölçeği'ni kullanmaya devam etmektedir (0-7).

Şiddet, tarihsel depremlerin yerlerinin belirlenmesinde, depremlerin büyüklüklerine dayanan oluşma olasılıklarının sismik zemin hareketinin kuvveti ve sönümlendirme özelliklerinin de saptanmasında kullanılmaktadır. İzosismik haritalar, farklı bölgelerdeki eş şiddet eğrilerinin birleştirilmesiyle oluşturulan haritalardır (Şekil 3.6 ve Şekil 3.7). Depremin merkez üssündeki maksimum şiddet (I_0 veya I_e) aynı zamanda depremin büyüklüğünün de ölçüsüdür.

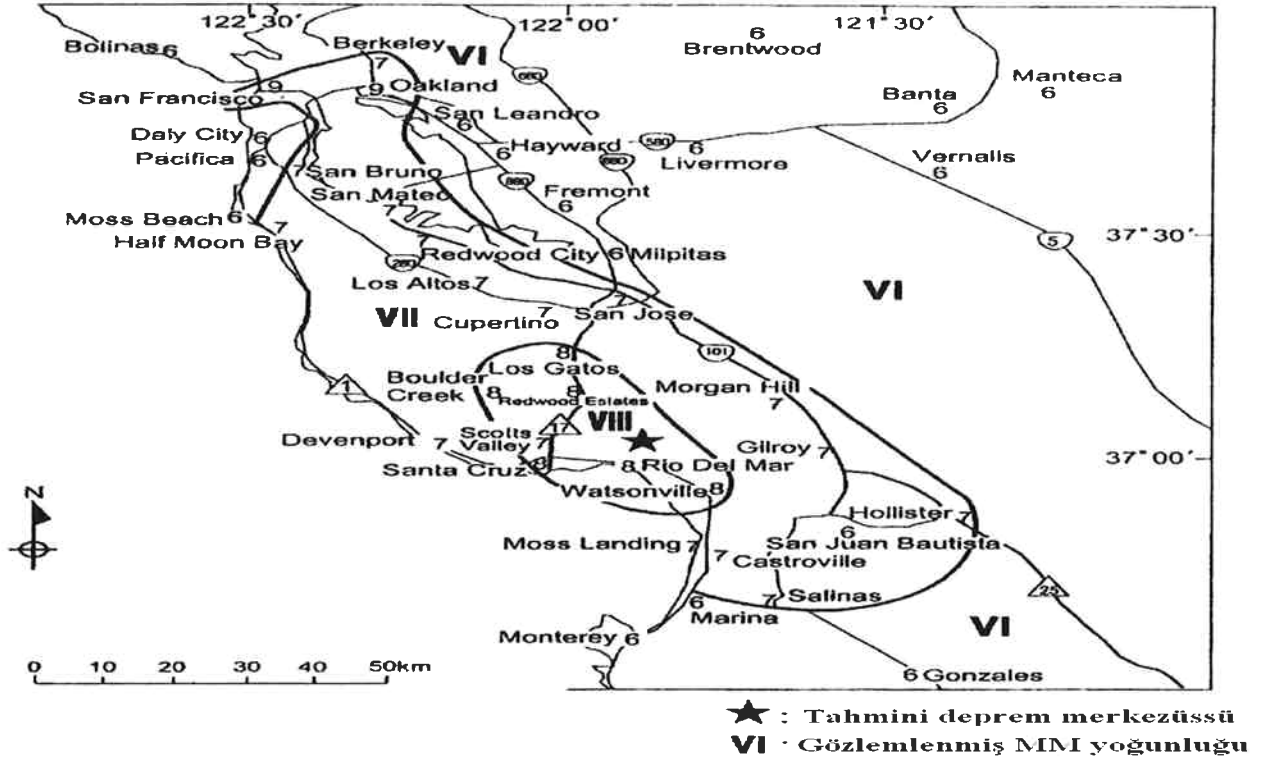
3.3.3 Büyüklük

Büyüklük, kaydedilmiş deprem verilerinden ölçülen, depremin büyüklüğünü tanımlamak için kullanılan fiziksel bir değerdir. Sismograf kayıtlarından elde edilen birçok farklı ölçekler bulunmaktadır; Richter yerel büyüklüğü M_L , yüzey dalga büyüklüğü M_s , kısa periyotlu dalga büyüklüğü m_b , uzun periyotlu dalga büyüklüğü m_B ve Japon Meteoroloji Ajansı büyüklüğü M_j . Moment büyüklüğü (M_w) ise sismik momentten yararlanılarak ölçülmektedir.

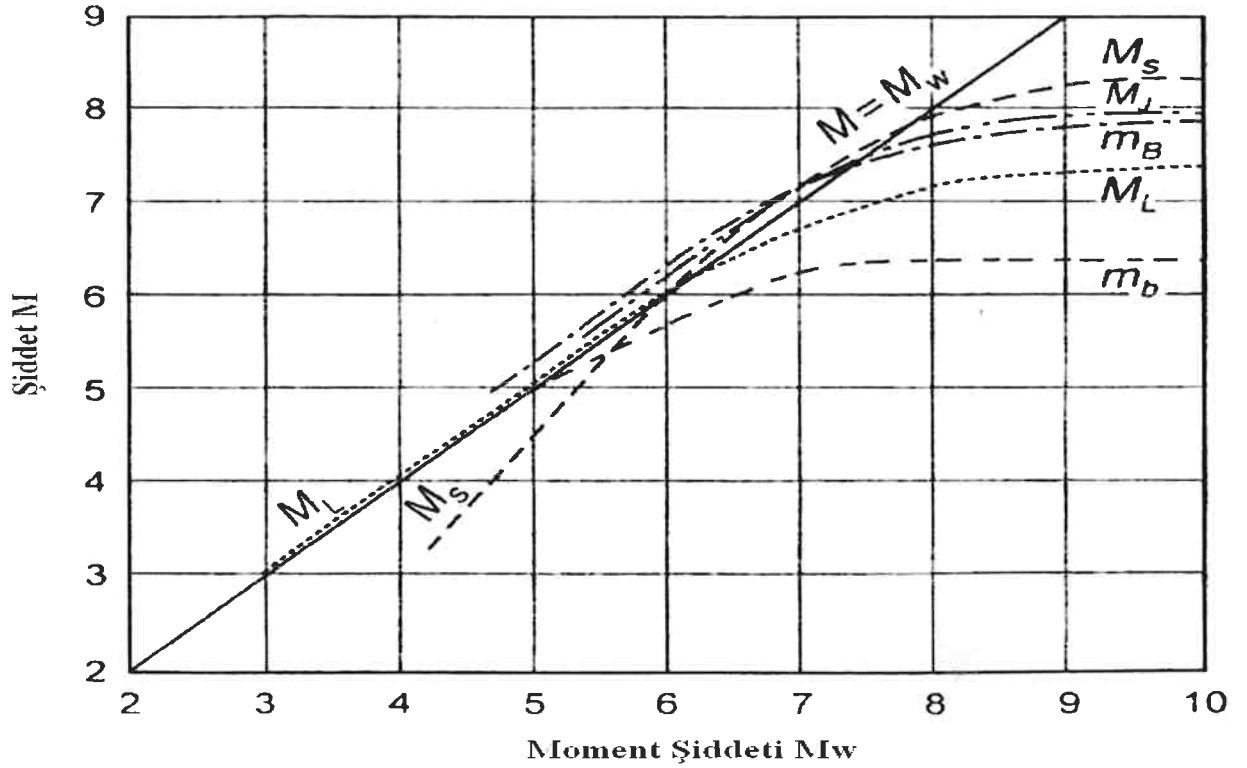
Şekil 3.8’de çeşitli büyüklük ölçekleri arasındaki ilişkiler görülmektedir. Moment büyüklüğü (M_w), daha çok sismologlar tarafından tercih edilmektedir. Büyüklüğü 6’ya kadar olan depremlerde M_L , 6-8 büyüklükleri arasındaki depremlerde ise M_s ölçekleri kullanılmaktadır. Bu ölçeklerden elde edilen değerler, moment büyüklüğünün (M_w) gösterdiği değerlerden farklılık göstermektedirler. Büyüklüğü 3’ten az olan depremler, mikro sarsıntılı (mikrotremors) depremler olarak adlandırılmaktadırlar. Büyüklüğü 5’e kadar olan depremler ise yıkıcılığı az olan küçük depremler olarak sınıflandırılmaktadırlar. Dünyada en yüksek deprem büyüklüğü $M_w = 9.5$ olarak ölçülmüştür (Şili Depremi, 1960).



Şekil 3.6 1964 Niagata Depremi JMA ölçeği (PIANC, 2001)



Şekil 3.7 1989 Loma Prieta Depremi MM ölçeği (PIANC, 2001)

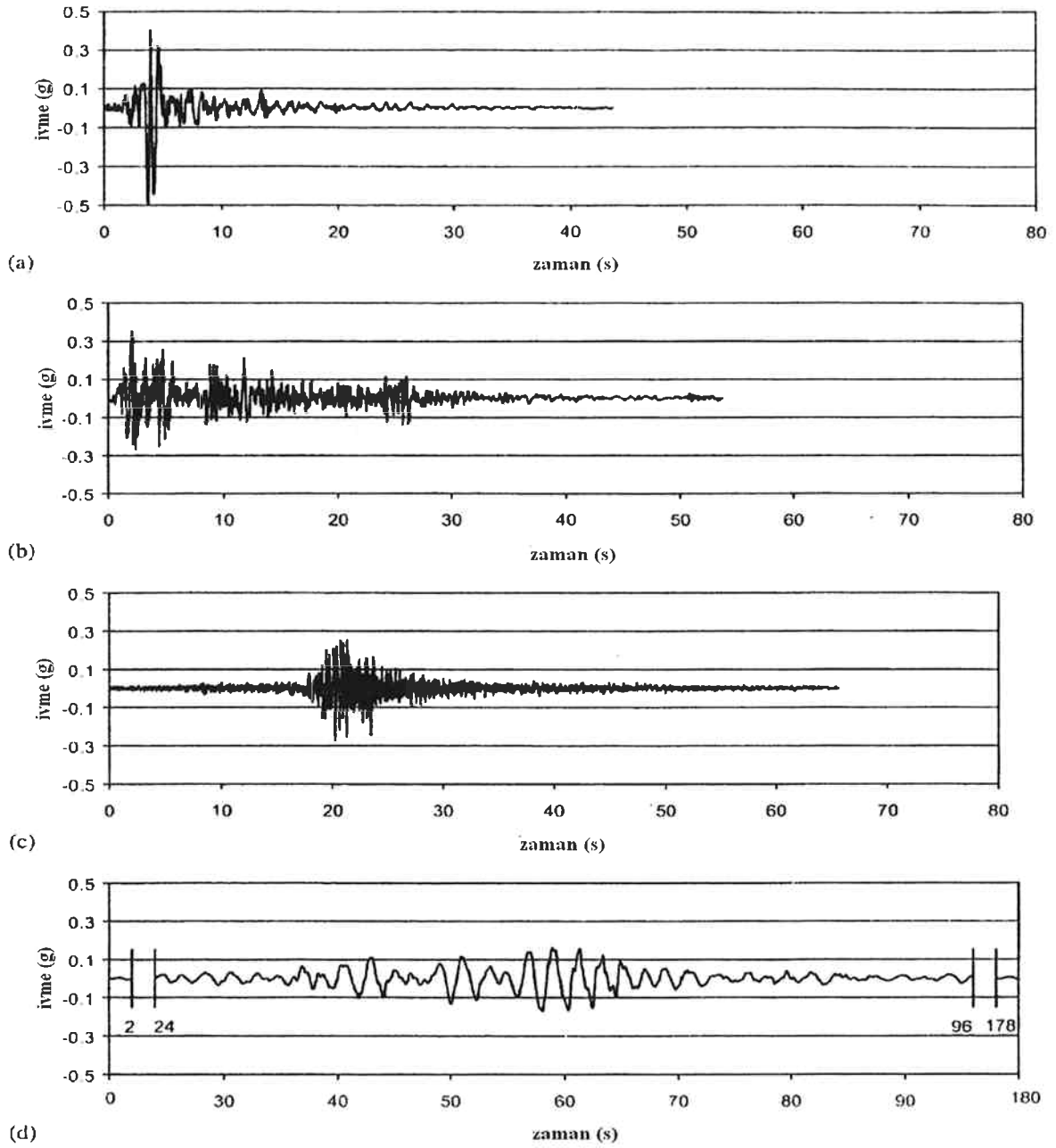


Şekil 3.8 Moment büyüklüğü Mw ile diğer büyüklük ölçekleri arasındaki ilişki

3.3.4 Zemin Hareketi Parametreleri

Sismik analizler ve depremler, depremlerin oluşturduğu zemin hareketleri ile karakterize edilmektedir. Bu zemin hareketleri de aşağıdaki parametrelerle tanımlanmaktadır:

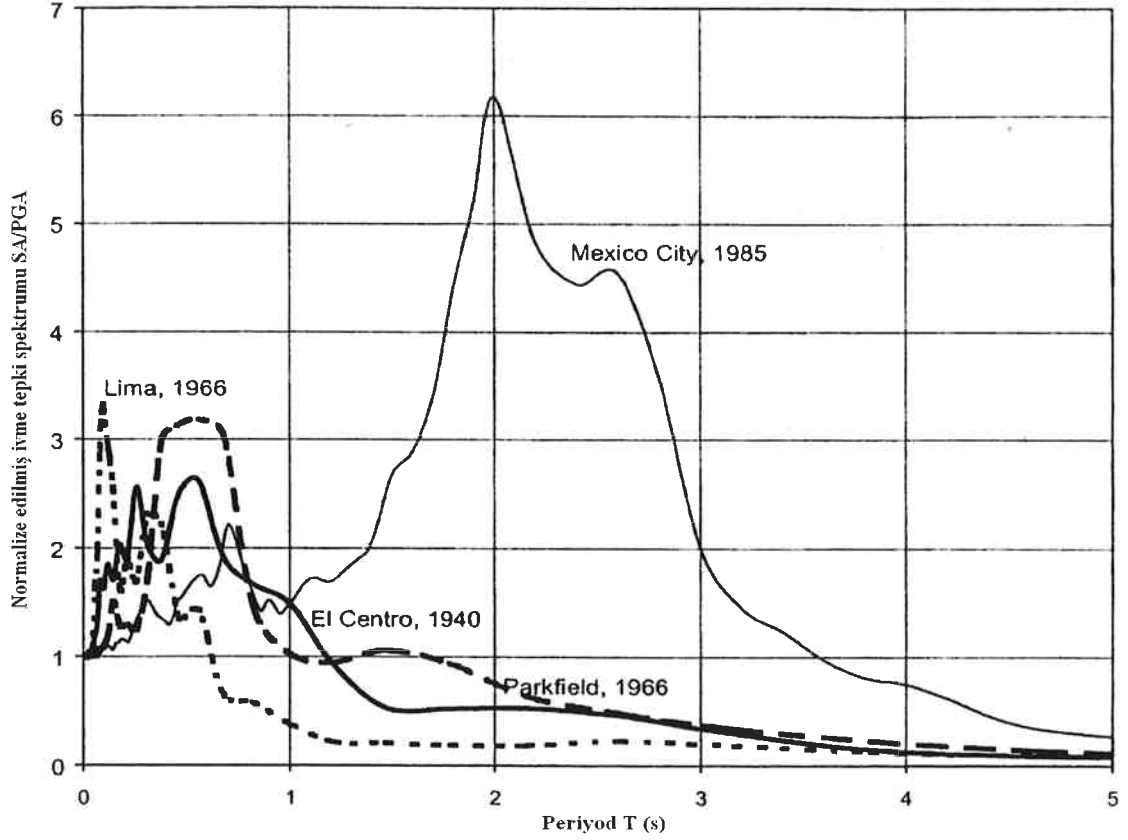
- Pik Yatay Zemin İvmesi, PGA_h , veya basit olarak PGA, deprem sırasında zeminin ivmelenmesinin ulaştığı maksimum değerdir. Aynı zamanda pik ivme veya maksimum ivme de denilmektedir.
- Pik Düşey Zemin İvmesi, PGA_v , deprem sırasında zeminin düşey ivmelenmesinin ulaştığı maksimum değerdir.
- Akselogramlar $a(t)$, ivmenin zamanla değişimini gösteren grafiklerdir. Bu akselogramlar yatay ve düşey olup genellikle zamanın düzensiz fonksiyonları şeklinde gösterilmektedir. (Şekil 3.9).
- Pik Yatay Zemin Hızı, PGV_h , deprem sırasında zeminin yatay bileşeninin ulaştığı maksimum değerdir.
- Pik Düşey Zemin Hızı, PGV_v , deprem sırasında zeminin hızının düşey bileşeninin ulaştığı maksimum değerdir.
- Pik Zemin Deplasmanı, PGD, maksimum deplasman.



Şekil 3.9 Farklı deprem ve bölge durumlarına göre akselogram örnekleri (PIANC, 2001)

- İvme Davranış Spektrumu $S_A(T, D)$, lineer tek dereceli bağımsız osilatörün (SDOF) maksimum ivmesini, periyot T ve kritik sönümlleme yüzdesiyle $\%D$ birlikte vermektedir. SDOF (linear single degree of freedom) osilatörü yapının basit olarak modellenmesidir. Böylece bu spektrum, deprem etkisine maruz kalmış değişik tipteki yapıların davranışını iyi belirlenmesini sağlamaktadır. Bunlara benzer şekilde Hız Davranış Spektrumu, $S_V(T, D)$ ve Deplasman Davranış Spektrumu $S_D(T, D)$ da bulunmaktadır. Fakat bu spektrumlar tam değerleri vermezken daha çok depremin merkez üssüne bağlı olarak saptamalar yapmaktadır. Spektrumlar daha çok yatay

hareketlerle ilişkili olsa da düşey hareketler içinde tanımlanmaktadırlar. Aşağıda değişik depremlerden elde edilmiş davranış spektrumu örnekleri görülmektedir (Şekil 3.10).



Şekil 3.10 Farklı ivme tepki spektrumu biçimleri (PIANC, 2001)

- Süre, zemin hareketinin başlangıcından bitişine kadar geçen zaman dilimi olarak tanımlanmaktadır. Pratikte, iki tip süre bulunmaktadır:
 - a) Kademeli Süre (bracketed duration); bu süre verilen ivme değerleriyle (a) ilişkili olup bu ivme değeri genellikle g değerinin %5'i veya %10 u gibi olmaktadır. İvme (a) değerini aştığında, ilk ve son olaylar arasındaki geçen süre bize kademeli süreyi vermektedir.
 - b) Etkin Süre (significant duration); verilen sismik enerji (E_N) oranıyla (%90) ilgili olup, akselogramlar toplam sismik enerji oranının, $(100-E_N)/2\%$ den $(100-E_N)/2\%$ ye çıkması için geçen süre olarak tanımlanmaktadır.
 - c) Uniform eşdeğer çevrim sayısı (N_{Eq}); zemin hareketinin süresine bağlı olan bu parametre düzensiz ivme-zaman grafiklerinin tahmininde kullanılmaktadır. Ayrıca bazı basitleştirilmiş metotların da kullanımıyla sınılaşmaya karşı mukavemetin de

hesabında bu parametre kolaylık sağlamaktadır. N_{Eq} parametresi, depremin süresi, düşük ve yüksek pik değerlerin karşılaştırmalı miktarlarına da bağlıdır. Bazı araştırmacılar (Seed ve Idriss, 1982; Arango, 1996), N_{Eq} parametresini deprem büyüklüğünün bir fonksiyonu olarak da kabul etmektedirler.

3.3.5 Sismik Kaynak ve Deprem Dalgalarının İzlediği Yoldaki Etkiler

Sismik kaynak bölgesindeki tektonik mekanizma, kaynaktan etki bölgesine kadar olan mesafe ve deprem dalgalarının izlediği yol boyunca deprem hareketinin azalan özellikleri depremin hissedildiği yerlerdeki zemin hareketlerinin ana sebepleri olarak görülmektedir. Depremler, iç merkezlerinin konumuna ve küresel tektonik süreçlere bağlı olarak aşağıdaki gibi sınıflandırılabilir;

- İnterplate(levhalar arası kırılmalar)
- İntraplate(levhalar içi kırılmalar)

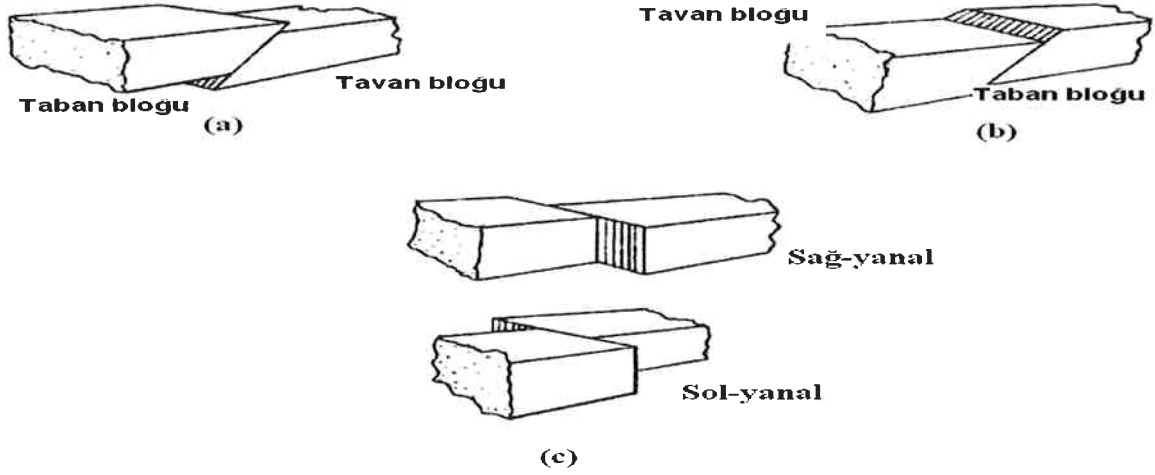
İnterplate depremler genellikle tektonik plakaların birbirlerine değdikleri yerlerde birikmiş olan büyük gerilimlerden kaynaklanmaktadır. Büyük yıkıcı depremler, büyüklükleri 7-8 veya üzeri olanlar bu kategoride yer almaktadırlar.

İntraplate depremler ise tektonik plakaların içinde meydana gelen çatlaklardan dolayı oluşmaktadır. Bu depremler teknik olarak çok yüksek büyüklüklere ulaşmaktadırlar. Depremlere sebep olan plakalardaki kırılmalar genel olarak ters (reverse), normal, sağa veya sola yanal kırılmalar (strike-slip) adı altında sınıflandırılmaktadırlar (Şekil 3.11).

Deprem hareketlerinin sınıflandırılmasında kullanılan başka bir klasik yöntemde, depremin hissedildiği bölgenin ile iç merkezine olan mesafesi ile olan ilişkisine dayanmaktadır. Yüksek frekanslar güçlerini düşük frekanslardakinden daha çabuk kaybetmektedirler. Yakın saha zemin hareketleri diğer tiplerden ayrılmaktadır. Yakın saha depremleri terimi daha çok sismik kaynağın yakınındaki deprem hareketlerinin, yüksek frekanslardaki yüksek pik ivme değerlerini baz alarak sınıflandırılmasında kullanılmaktadır. Bununla birlikte günümüzde bu parametrelerin depremin merkez üssüne olan mesafeye göre değişen varyasyonları kabul edilmektedir.

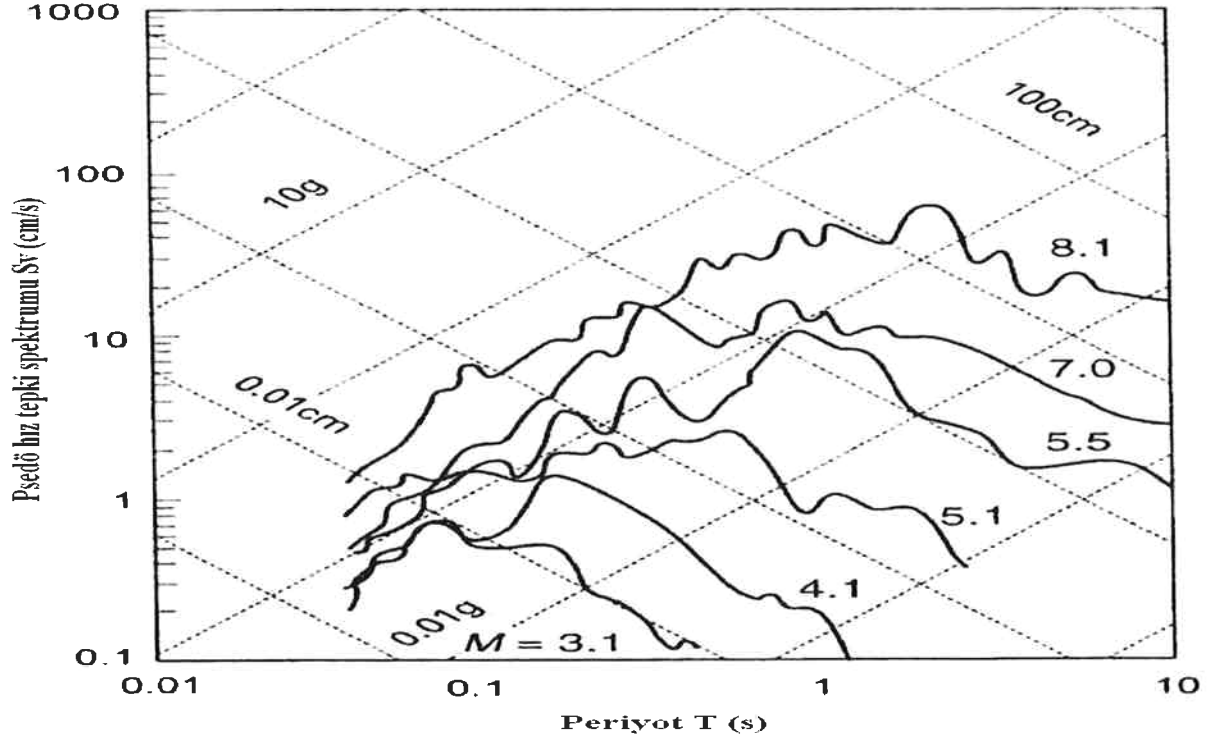
Pratikte sismik kaynak ve deprem dalgalarının izledikleri yolun etkileri, depremin büyüklüğü ve mesafe içinde hesaba katılmaktadır. Ana kayaçlar ve bir uzantısı yeryüzünde olan kayaçlarda meydana gelen zemin hareketleri; şiddetle azalan, mesafeyle artan genliklere sahiptirler. Etkin periyotlar da aynı faktörlerden etkilenmektedir. Genellikle yüksek şiddet ve

odaksal uzaklık, daha etkin periyot anlamına gelmektedir. Şekil 2.12’de Meksika’da meydana gelen farklı depremlerin davranış spektrumlarının karşılaştırılması verilmektedir. Bütün bu deprem hareketleri ile ilgili olan davranış spektrumlarının hepsi aslında aynı kaynaktan ve aynı mesafeden kaydedilerek oluşturulmuştur. Uzun periyot aralıklarındaki genlikte ve frekanstaki değişimler Şekil 3.12’de görülmektedir. Şekil 2.13’de ise farklı mesafelerdeki büyüklüğü 7 olan yatay fay hareketlerinin, medyan davranış spektrumlarının karşılaştırılması verilmektedir. Uzun periyot aralıklarındaki hakim periyotlardaki deplasmanların ve spektral ordinatların düşmesi ayrıca Şekil 3.13’de görülmektedir.

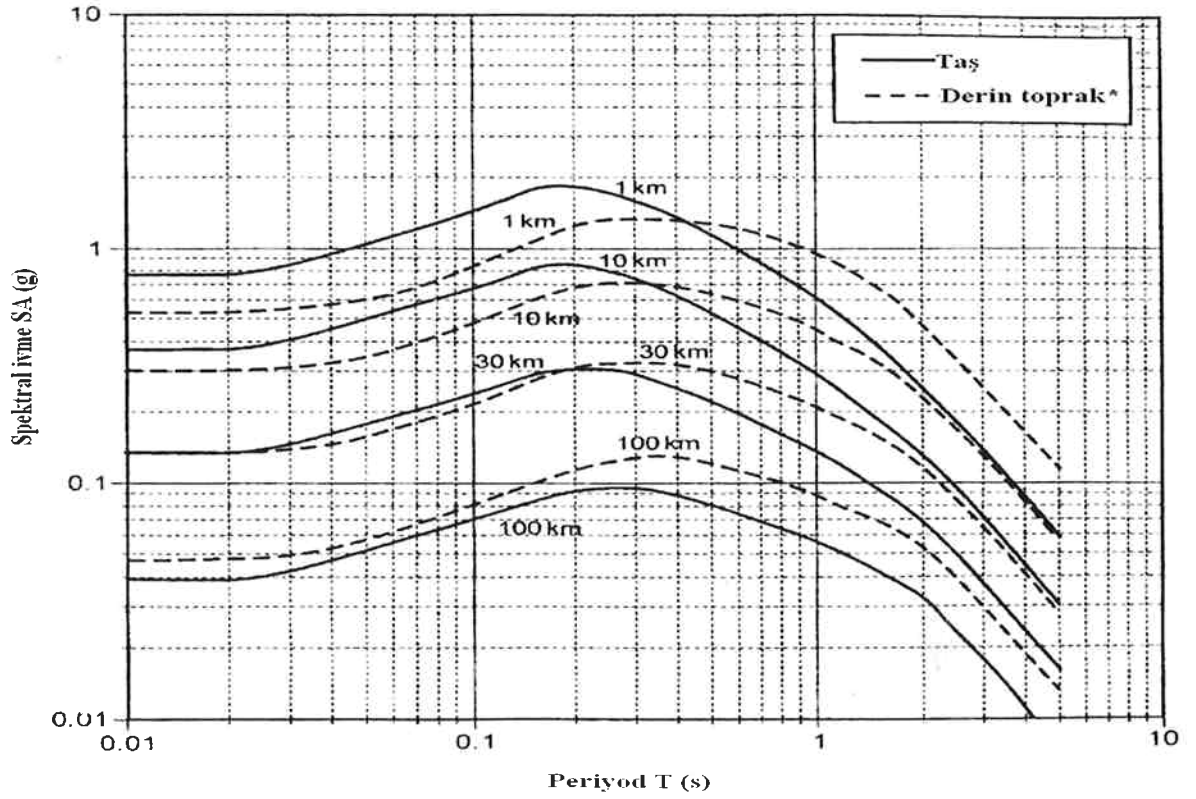


- (a) Ters kırılma
- (b) Normal kırılma
- (c) Sağ-sol yanal kırılma

Şekil 3.11 Sismik kırılma tipleri (PIANC, 2001)



Şekil 3.12 Deprem büyüklüğünün davranış spektrumu üzerindeki etkisi (PIANC 2001)



Şekil 3.13 Mesafenin tepki spektrumu üzerindeki etkisi (PIANC, 2001)

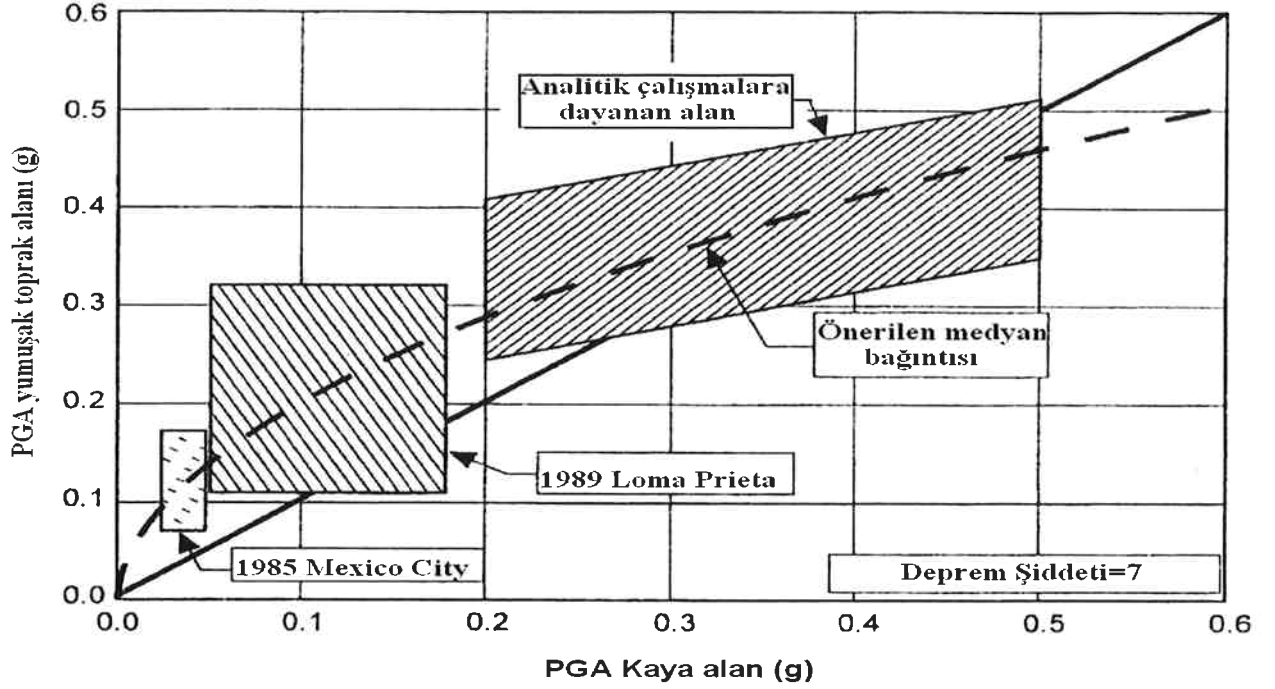
3.3.6 Yerel Bölge Etkileri

Zemin hareketlerinde, yerel bölge şartlarına dayanan önemli farklılıklar bulunmaktadır. Deprem anında yeryüzünün hareketini etkileyen ana etkili yerel faktör, temel kayacın üzerinde bulunan toprağın cinsidir (özellikler yumuşak toprak). Bu faktöre ek olarak, topografyanın şekli ve toprak çökellerinin etkisi göz önünde bulundurulmaktadır.

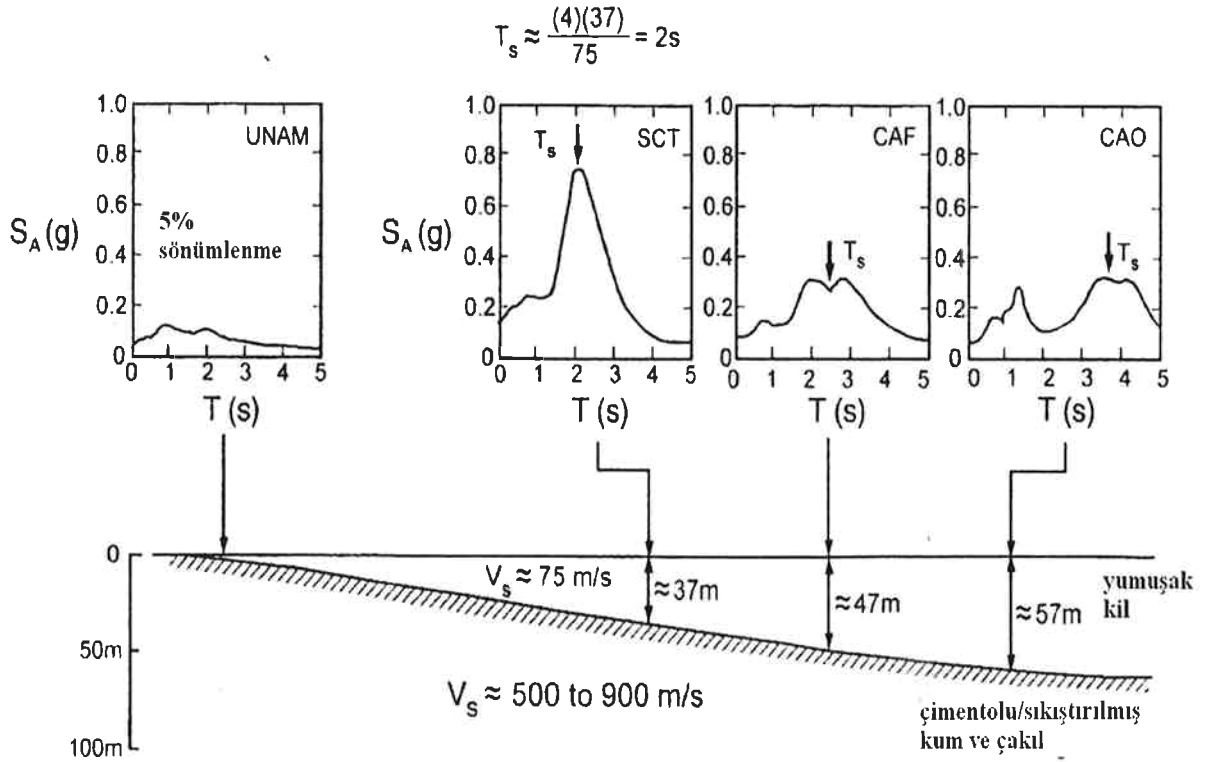
Yumuşak toprak katmanları, daha çok etkisini düşük frekanslarda titreşimleri yükselterek göstermektedir. Yumuşak toprak bölgelerindeki hareket ivmelerinden sorumlu olan fiziksel mekanizma, toprak katmanının doğal frekansına yakın frekansla birlikte titreşim bileşenlerinin rezonansı ile ilişkilidir. Toprak katmanları içinde, H kalınlığı ve V_s kayma hızıyla yayılan temel kayma dalgası periyodu T_s , $4H/V_s$ olarak verilmektedir.

Şekil 3.14’de, yerel bölge etkilerine bağlı olarak değişen yüzey ivmeleri arasındaki farklar gösterilmektedir. Düşük ve orta PGA değerleri için yumuşak toprak yüzeyindeki ivmeler yüzey kayaçlarındakinden daha fazla olmaktadır. Bununla birlikte, temel kayaçtaki toprağın yüksek ivme değerleri için, toprak kayma direncinin ivme seviyesini sınırlandırması, kendini ivmenin yükselmesinde veya alçalmasında göstermektedir.

Şekil 3.15’de görüldüğü üzere, toprak katmanlarının yüzeyindeki hareketin frekansı, yüzey ve temel kayaçların yakınındaki frekanslardan daha farklıdır. Genellikle kayaçlardaki etkin periyot saniyenin onda biri kadardır. Toprak katmanlarının kalınlığına ve sertliğine bağlı olan yüzeydeki etkin periyot, bir saniye veya birkaç saniyenin onda birine olabilmektedir. Buna göre kaya temeller üzerine inşa edilmiş yapılardaki maksimum sismik titreşimlerin etkisi, saniyenin onda birinin doğal periyotları için meydana gelebilmektedir. Toprak katmanının üzerinde inşa edilmiş yapılardaki sismik titreşimlerin etkisi ise saniyenin veya birkaç saniyenin onda birinin doğal periyotları için meydana gelebilmektedir.



Şekil 3.14 Yumuşak toprak ve taş alanlar arasındaki pik yatay ivmelerin karşılaştırılması (PIANC, 2001)



Şekil 3.15 1985 Meksico City Deprem’inde farklı bölgelerde kaydedilen ivme tepki spektrumlarında toprak durumlarının etkisi (PIANC, 2001)

3.4 Şev Stabilitesi

Bir zemin kitlesinin bir yatay düzleme göre açı yapan herhangi bir yüzeyine şev adı verilir. Birçok farklı şekilde ve nedenlerle oluşabilen kaymalar, büyük boyutlarda maddi kayıplara ve hatta can kayıplarına neden olmaktadır.

Zemin kaymaları yol ve baraj inşaatlarında oldukça sık rastlanan bir durumdur. Yamaçlar üzerine yapılan büyük yapılarda da, bazı durumlarda heyelanlara rastlanır. Zemin kaymaları neticesinde bu yapılarda hasar ciddi seviyelere ulaşabilir. Bunun için kaymaların incelenmesi gerekmektedir.

Şev stabilitesinde asıl zorluk, birbirinden çok farklı birçok etkenin göz önüne alınması gerekliliğidir. Doğal ve insan eliyle oluşturulan şevlerde malzeme, doğal koşullar, jeolojik geçmiş, etkiyen gerilmeler, sızıntı suyu etkisi çok farklı değerler alabileceği için doğal ve yapay şevlerin stabilitesi birbirinden farklıdır.

Şev stabilitesi analizlerindeki bir diğer zorluk, şev göçmesindeki karmaşıklık nedeniyle göçme teriminden neyin anlaşılması gerektiğidir. Birçok durumda kayma veya göçme ile kastedilen, şev yapısında önemli problemler olduğu, yapımındaki amaç ile mühendisin beklediği davranış arasında uyumsuzluklar olduğudur. Bir şevin stabilitesini; zemin kütlelerinin tümüne etkiyen dönel bir göçme, daha derin ancak sınırlı bir bölgedeki ötelenme, yavaş gelişen zemin hareketleri veya sığ oluklanma aynı derecede etkileyebilir. Böylesine farklı mekanizmaların etkili olduğu durumlarda ayrı ayrı inceleme yapılarak çözüm önerileri sunulmalıdır.

Yapısal analiz yöntemlerinde olduğu gibi (dış yükler altında iç gerilmeler belirlenip, bunlar malzeme dayanımı ile karşılaştırılmaktadır) bir analiz yöntemi, zemin kütlesi iç gerilmelerinin basitleştirici varsayımlar yaparak sürekli ortamlar mekaniği yoluyla tahmin etme yöntemine karşın tam olarak geliştirilememiştir. Bu nedenle limit analiz yöntemleri, geçmiş uygulamalardaki güvenilirlik nedeniyle de uygulanmaya devam edilmektedir. Bu analizlerde tahmin edilen veya gözlenen bir göçme mekanizması kurulmakta, hareketi doğuran kuvvetler analiz edilerek bunlar göçmeye karşı koyan kuvvetlerle (kuvvet ya da moment olarak) karşılaştırılmaktadır. Analiz yöntemlerinin hemen tümü zemin kayma dayanımının basit bir formda (örneğin Mohr-Coulomb) tanımlanmasını gerektirir.. (Yıldırım, 1976; Craig ve Yıldırım 1976)

Bir şevin stabilitesini değerlendirmek için gerekli ana unsurlar şunlardır:

1. Zemin kayma mukavemeti
2. Boşluk suyu basınçları ya da akım kuvvetleri
3. Yükleme ve çevre koşulları
4. Şev geometrisi

Şev göçmelerinin en önemli etkenlerinden birisi boşluk suyu basınçları nedeniyle oluşan efektif gerilme değişimidir. Bu değişim kayma zonu boyunca kayma mukavemetini değiştirme eğilimindedir ve eğer kayma yüzeyi başında ince çatlaklara izin verilirse stabiliteyi bozucu kuvvetler meydana gelir. Arazi incelemeleri ne kadar az incelikle yapılmışsa güvenlik sayısını o kadar büyük belirlemek gerekmektedir. Bu da ekonomi ile doğrudan ilişkilidir.

3.4.1 Güvenlik Faktörü Kavramı

İncelenen zemin yapısında, yapının göçmeye karşı yeterli güvenlikte tasarlanmış olması gerekmektedir. Zemin yapısının güvenliği çoğu kez güvenlik faktörü denilen bir parametre ile tanımlanır. Güvenlik faktörü; zeminin mevcut mukavemetinin, uygulanan yüklemeye oranı şeklinde ifade edilebilir.

Stabilite analizinin sonuçları normal olarak güvenlik faktörü terimleri ile tanımlanırlar. Şevlerde, dolgularda ve temellerde zemin mukavemeti ve yükler problemin geometrisine o derece bağlıdır ki bu tanım çok genel kalmaktadır. Güvenlik faktörü, incelenen yapının stabilitesini temsil eden bir matematiksel oran olduğundan, şev stabilite analizinde ele alınan kayma mukavemeti ve gerilmelere göre değişir.

Geoteknik mühendisliğinde çok çeşitli güvenlik faktörü tanımı yapılmıştır.

Buna göre güvenlik faktörünün ;

- 1) Potansiyel kayma yüzeyi boyunca direnen kuvvetlerin kaydıran kuvvetlere oranı,
 - 2) Bir noktada direnç gösteren momentlerin, kaydıran momentlere oranı,
 - 3) Potansiyel kayma yüzeyi boyunca zemindeki mevcut kayma mukavemetinin, ortalama kayma gerilmelerine oranı,
- gibi tanımları olmaktadır.

Sismik etkilerden dolayı oluşan hasarı önlemek ve toprak dolgu barajların dinamik

stabilitesini belirlemek için, sismik hareket sırasında settenin kalıcı yer değiştirmesinin belirlenmesi istenmektedir.

Mühendislik uygulamalarında, sonlu farklar yada sonlu elemanlar ile ayısal yaklaşımlarla analizler yapılmadan önce sette davranışı hakkında fikir sahibi olabilmek için basitleştirilmiş metot ile bir ön analiz yapılması tercih edilmektedir. Bu metot Newmark (1965) tarafından ifade edilen rijit kayan bir blok olarak kayan kütle yaklaşımına dayanmaktadır (Liping, Y., 1991).

3.4.2 Basitleştirilmiş Metot

3.4.2.1 Analitik Model

Şekil 2.16'da görüldüğü gibi, bir toprak dolgu baraj yatay ve düşey ivmeli, A_h ve A_v , bir depreme maruz bırakılmıştır. A_h yatay yönde olup soldan sağa doğru pozitif, A_v ise düşey yönde olup yukarı yönde pozitifdir. Toprak dolgu barajlarda kayma, deprem sırasında eğimli bir yüzeyde yada dairesel yay şeklindeki yüzeylerde iyi tanımlanabilen yırtılma yada kaymanın oluşması şeklinde kabul edilmektedir. Kayan kütle, M kütlelerine ve atalet momenti I_c olan tek bir rijit kayan blok olarak modellenmiştir. Barajın kayma yüzeyinin altında kalan bölümü zeminle birlikte rijit olarak hareket etmektedir. Kayma sisteminin bir takım fiziksel özellikleri modeli karakterize etmek için gerekli olmaktadır. Bunlar kayma yüzeyi, kütle, bütün boyutlar, kütle merkezinin konumu, malzeme ara yüzeylerinin kayma direnci ve ana salınımın karakteristikleridir.

3.4.2.2 Blok Davranış Modları

Genelde, kayan bir sistem ana salınıma farklı şekillerde davranış gösterebilmektedir. Bu davranışlar; hareketsizlik, kayma, yuvarlanma, kayma-yuvarlanma ve sıçrama (free-flight) şeklinde olabilmektedir (Jones ve Shenton, 1990).

Sükunet (rest) gövde ve temel arasında rölatif hareketin olmaması durumunu tanımlamak için kullanılmıştır. Kayma modu, gövde ve temel arasındaki yüzeyde tamamen yerdeğiştirmenin oluşması şeklinde karakterize edilmiştir. Dönme modu, bloğun bir köşesi üzerinde belirgin bir dönme olması şeklinde ifade edilmiştir. Kayma-dönme modu, önceki iki modun kombinasyonudur. Hem yerdeğiştirme hem de dönmenin olması durumudur. Sıçrama (free-flight) durumunda ise blok yüzeyle bütün temasını kaybetmektedir.

Blok eş zamanlı olarak yatay ve düşey ivmelerin etkisi altında olması durumunda dahi

hareketsiz (standing), kayma (slide), sallanma (rock), yuvarlanma (overturn) yada yüzey ile tüm temasını kesme şeklinde davranış gösterecektir. Bu davranışlar:

- 1- kayma yüzeyi ile blok arasındaki kayma direncine
- 2- blok boyutlarına
- 3- şevin geometrisine
- 4- ana hareketin tipine ve büyüklüğüne bağlıdır.

Dinamik analizlerin amacı uygulanan ana hareket için rijit bloğun hareketinin sonuçlarını belirlemektir. Toprak dolgu barajlardaki baskın mod, hareketsizlik ve kayma modları olmaktadır. Bu yüzden bu iki mod göz önüne alınmıştır.

Cisim ve temel ara yüzeyi üzerindeki sürtünme karmaşık bir olgudur ve bu olguyu modellemek için bir çok teori mevcuttur (Oden ve Martins, 1985). Bu çalışmada, Coulomb tipi sürtünme kullanılmıştır. Sürtünme kuvveti (F_f), normal kuvvetin (N) ve ara yüzeyde temas eden noktaların (x) rölatif hızının fonksiyonudur. Sürtünme katsayısı genel olarak μ ile gösterilmektedir. Statik sürtünme katsayısı μ_s ve dinamik sürtünme katsayısı μ_k ile gösterilmektedir.

İçsel sürtünme açısı ϕ olan kohezyonsuz bir malzeme için, μ ile ϕ arasında

$$\mu = \tan \phi \quad (3.1)$$

ilişkisi mevcuttur.

μ_s ve μ_k ise

$$\mu_s = \tan \phi_s \quad (3.2)$$

$$\mu_k = \tan \phi_k \quad (3.3)$$

ifadeleri ile belirtilmektedir.

Burada, ϕ_s ve ϕ_k sırasıyla ara yüzey malzemesinin statik ve dinamik sürtünme açılarıdır. Kayan blok üzerine uygulanan kuvvetler ana salınımdan, normal kuvvetten ve ara yüzey sürtünme kuvvetinden dolayı atalet kuvvetlerini içermektedirler. Kayma başladığı zaman, kaymanın rölatif hareketinden dolayı atalet kuvvetleri bloğa da uygulanmaktadır.

D'Alembert prensibi uygulanarak ve kayan bloğun dengesi düşünülerek, kayma için şartlar türetilmiş ve kayma hareketi için dinamik eşitlikler kurulmuştur. Kayma aşağı yönde yada

yukarı yönde oluşabilmektedir.

3.4.2.3 Eğimli Bir Kayma Yüzeyindeki Blok

Şekil 3.17'deki θ gibi açısına sahip eğimli bir plak üzerindeki rijit bir blok düşünülmektedir. Sistem yatay yer ivmesi A_h ve düşey yer ivmesi A_v etkisine maruz bırakılmıştır. Kütle merkezi C noktasındadır. Rölatif hareket dikkate alındığı için xoy şeklinde tanımlanan bir koordinat eksenini kullanılmaktadır. Tabana göre bloğun rölatif yerdeğiştirmesi $x(t)$ ve $y(t)$ olarak tanımlanmıştır. $x(t)$ şev düzlemine paralel ve aşağı yönde pozitif, $y(t)$ ise şev düzleminden dışarı doğru olan normal yönünde pozitifdir.

- Kayma başlangıcında;

Gövdenin başlangıçta hareketsiz olduğu kabul edilmekte ve Şekil 2.17'deki atalet ve ağırlık yüklerini içeren kuvvetlerin etkiği düşünülmektedir. Bu durumda;

$$(-MA_h \cos \theta) + M(A_v + g) \sin \theta = F_f \theta \quad (3.4)$$

$$M(A_v + g) \cos \theta + MA_h \sin \theta = N \quad (3.5)$$

$$|F_f| \geq N\mu_s \quad (3.6)$$

yada

$$|-A_h \cos \theta + G \sin \theta| \geq \mu_s (G \cos \theta + A_h \sin \theta) \quad (3.7)$$

Burada;

$$G = A_v + g \quad (3.8)$$

g: yerçekimi ivmesi

eğer blok şevden aşağı doğru kaymaya başlarsa

$$-A_h \cos \theta + G \sin \theta \geq \mu_s (G \cos \theta + A_h \sin \theta) \quad (3.9)$$

yada

$$(\cos \theta + \mu_s \sin \theta) A_h \leq G(\sin \theta - \mu_s \cos \theta) \quad (3.10)$$

yani

$$A_h \leq -G \tan(\phi_s - \theta) \quad (3.11)$$

$$A_e = -A_h \quad (3.12)$$

$$A_{yd} = G \tan(\phi_s - \theta) \quad (3.13)$$

Denklem (3.11)

$$A_e \geq A_{yd} \quad (3.14)$$

Şeklinde yazılabilmektedir.

Denklem (3.14) şevden aşağı doğru kayma için gerekli koşuldur.

Eğer blok şevden yukarı yönde kaymaya başlarsa, o zaman

$$-(-A_h \cos \theta + G \sin \theta) \geq \mu_s (G \cos \theta + A_h \sin \theta) \quad (3.15)$$

yada

$$(\cos \theta - \mu_s \sin \theta) A_h \geq G(\sin \theta + \mu_s \cos \theta) \quad (3.16)$$

yani

$$A_h \geq G \tan(\phi_s + \theta) \quad (3.17)$$

$$A_{yu} = -G \tan(\phi + \theta) \quad (3.18)$$

olarak tanımlanırsa

Denklem (3.17)

$$A_e \leq A_{yu} \quad (3.19)$$

olarak yazılabilmektedir.

Denklem (3.19) yukarı yönde kayma başlangıcı için gerekli koşullardır.

- Kayma modunda;

Blok bir kez kaymaya başladığı zaman, hareketin dinamik temel denklemleri;

$$MA_e \cos \theta - F_f + MG \sin \theta = M \ddot{x} \quad (3.20)$$

$$MG \cos \theta - MA_e \sin \theta = N \quad (3.21)$$

$$F_f = N\mu_k S\left(\dot{x}\right) \quad (3.22)$$

Şeklinde yazılmaktadır.

$$\text{Burada, } S\left(\dot{x}\right) \text{ kayma hızında } \dot{x} \text{ ,signum fonksiyonudur ve} \quad (3.23)$$

$$S\left(\dot{x}\right) = 1; \dot{x} \geq 0 \quad (3.24)$$

$$S\left(\dot{x}\right) = -1; \dot{x} < 0 \quad (3.25)$$

Olarak tanımlanmaktadır.

Basitleştirilmiş denklemler (3.20-3.22) ;

$$\ddot{x} = C_p (A_e - A_y) \quad (3.26)$$

eşitliğini vermektedir, burada

$$C_p = \cos \theta + \sin \theta \tan(\phi_k^*) \quad (3.27)$$

$$A_y = G \tan(\phi_k^* - \theta) \quad (3.28)$$

$$\phi_k^* = S\left(\dot{x}\right) \phi_k \quad (3.29)$$

Bloğun X ve Y yönlerindeki toplam ivmeleri

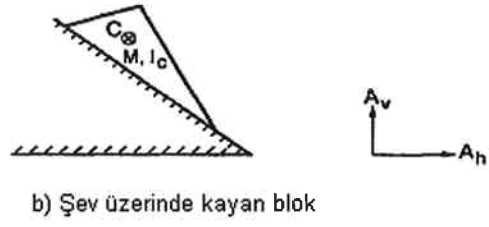
$$A_{bh} = A_h + \ddot{x} \cos \theta \quad (3.30)$$

ve

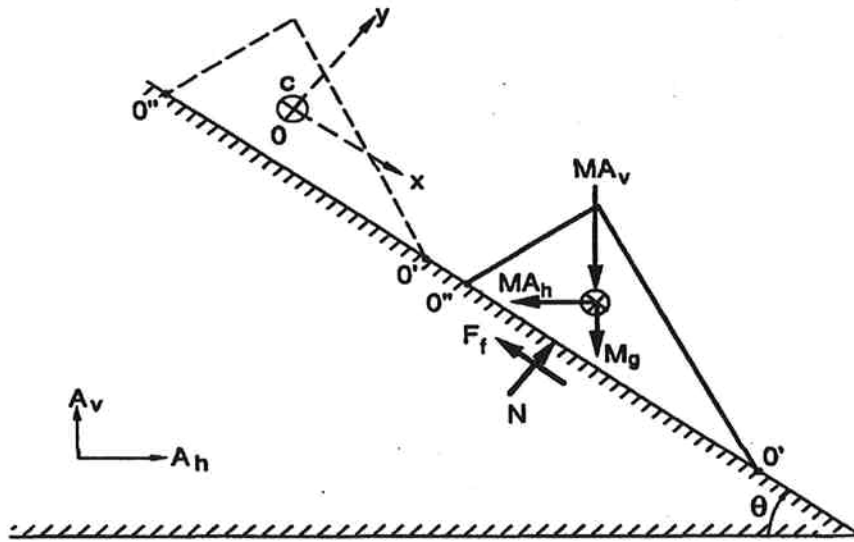
$$A_{bv} = A_v - \ddot{x} \sin \theta \quad (3.31)$$

şeklindedir.

Bloğun ve temelin rölatif hızları sıfır ($\dot{x} = 0$) oluncaya kadar kayma devam etmektedir.



Şekil 3.16 Toprak dolgu baraj ve kayan blok (Newmark, 1965)



Şekil 3.17 Eğimli yüzeydeki blok (Newmark, 1965)

3.4.3 Newmark Kayan Blok Yaklaşımı

Tüm limit denge yöntemlerinde olduğu gibi, psödo-statik analiz yöntemi bir stabilite indisi (emniyet katsayısı) verir fakat şev yenilmesi ile ilgili deformasyonlar hakkında herhangi bir bilgi vermez. Herhangi bir depremden sonra bir şevin kullanılabilirliği, deformasyonlar tarafından kontrol edildiğinden, şev yer değiştirmelerini kestiren analizler sismik şev stabilitesi hakkında daha yararlı bilgiler sağlamaktadır. Depremi oluşturduğu ivmeler zaman içinde değiştiğinden, psödo-statik emniyet katsayısı da depremin başından sonuna kadar değişecektir. Potansiyel yenilme kütlesi üzerine etkiyen atalet kuvvetlerinin, toplam kaydırıcı (statik artı dinamik) kuvvetler, mevcut tutucu kuvvetleri aşacak kadar büyük olması halinde, emniyet katsayısı 1.0' in altına düşecektir. Newmark (1965) böyle şartlar altındaki bir şevin davranışını incelemiştir. Emniyet katsayısı 1.0'den küçük olduğunda, potansiyel yenilme kütlesi artık denge durumunda değildir. Sonuçta, dengesiz bir kuvvetle ivmelendirilecektir. Bu durum, eğimli bir düzlem üzerinde duran blok (Şekil 3.16) ile analogdur. Newmark bu benzerliği kullanarak, herhangi bir yer hareketine maruz kalan şevdeki kalıcı yer değiştirmeyi kestirmeye yönelik bir yöntem geliştirmiştir (Kramer, L., 2003)

Şekil 3.16'daki eğimli düzlem üzerinde statik denge halindeki duraylı bir bloğu göz önüne aldığımızda, statik şartlarda bloğun dengesi (düzleme paralel yönde) mevcut statik tutucu kuvvet R_s 'nin statik kaydırıcı D_s 'den büyük olmasını gerektirir (Şekil 3.18). Bloğun kaymaya karşı direncinin tamamıyla sürtünmeden kaynaklandığını ($c=0$) kabul ederek,

$$FS = \frac{\text{mevcut tutucu kuvvetler}}{\text{statik kaydırıcı kuvvetler}} = \frac{R_s}{D_s} = \frac{W \cos \beta \tan \phi}{W \sin \beta} = \frac{\tan \phi}{\tan \beta} \quad (3.32)$$

Burada ϕ : içsel sürtünme açısı, β : şev açısı. Eğimli düzlemin $a_h(t)=k_h(t)g$ ivmesi ile yatay yönde titreşmesiyle bloğa aktarılan atalet kuvvetlerini göz önüne alırsak (basitleştirme açısından düşey ivmeler ihmal edilmiştir). Belirli bir anda bloğun yatay ivmesi, yatay atalet kuvveti $k_h(W)$ 'yi oluşturacaktır (Şekil 3.18). Atalet kuvvetinin eğim aşağı yönde etkidiği durumda kuvvetlerin eğimli eğimli düzleme paralel ve dik yönde bileşenlerine ayrılmasıyla,

$$FS_d(t) = \frac{\text{mevcut tutucu kuvvetler}}{\text{psödo - statik kaydırıcı kuvvetler}} = \frac{R_d}{D_d} = \frac{[\cos \beta - k_h(t) \sin \beta] \tan \phi}{\sin \beta + k_h(t) \cos \beta} \quad (3.33)$$

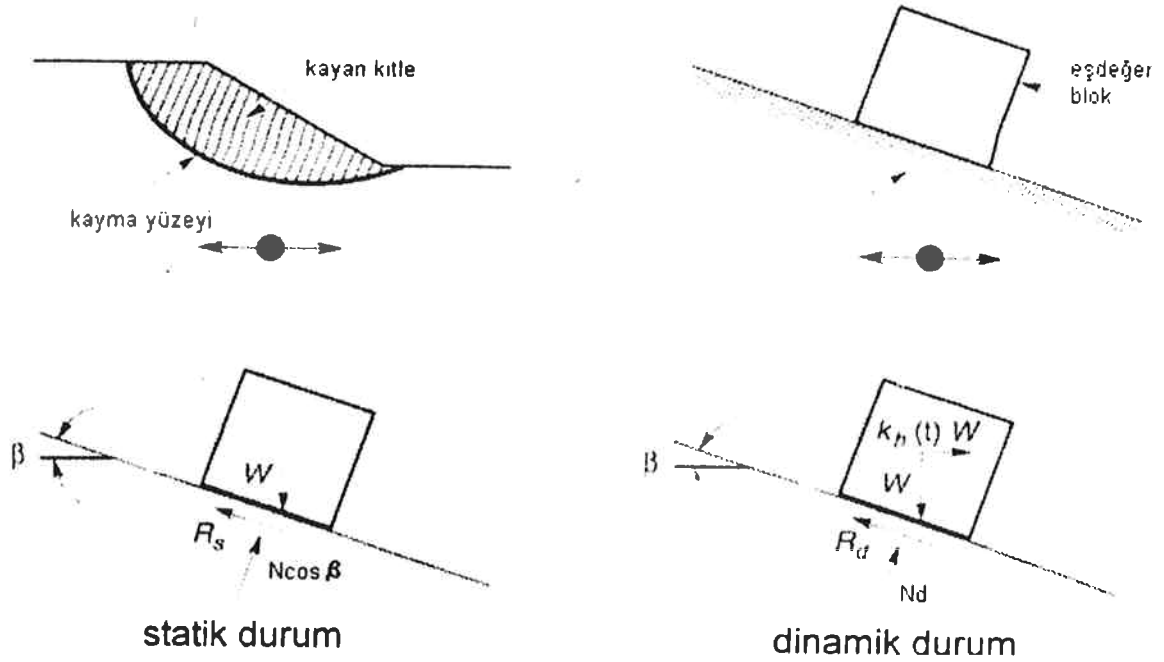
Buradan da açık bir şekilde görüleceği gibi, k_h artarken dinamik emniyet katsayısı azalır ve (statik olarak duraylı blok için) k_h 'nin emniyet katsayısını 1.0 olarak veren pozitif bir değeri vardır. Yenilme katsayısı k_y (yield coefficient) olarak adlandırılan bu katsayı yenilme ivmesi $a_y=k_y g$ 'ye karşılık gelmektedir. Yenilme ivmesi, blokta duraysızlığa neden olmak için gerekli minimum psödo-statik ivmedir. Bloкта aşağı yönde kayma için,

$$k_y = \tan(\phi - \beta) \quad (3.34)$$

Eğim yukarı yönde kayma için ise,

$$k_y = \frac{\tan \phi + \tan \beta}{1 + \tan \phi \tan \beta} \quad (3.35)$$

Bir deprem deprem hareketi yenilme ivmesini çok kez aşabilir ve bu şekilde çok sayıda yerdeğiştirme artışına neden olabilir. Bu nedenle toplam yerdeğiştirme kuvvetli yer hareketinin genliği ve frekans içeriği yanında süresinden de etkilenmektedir. Bu yaklaşımın basit dalga formlarına uygulanmasıyla (örnek; Sarma, 1975; Yegian vd., 1991), dörtgen, sinüsoidal ve üçgen periyodik taban hareketlerine maruz kalan kayma bloğunun kalıcı yerdeğiştirmesinin gerçekten de taban hareketinin süresinin karesi ile orantılı olduğunu göstermiştir.



Şekil 3.18 Olası heyelan durumunda eğik düzlemde duran blok benzeşimi (Newmark, 1965)

3.4.3.1 Yenilme İvmesinin Şev Yerdeğiştirmesi Üzerine Etkisi

Depremden kaynaklanan ivmelerin yenilme ivmesini hiçbir zaman aşmaması halinde ($a_y/a_{max} > 1.0$) kayan blok modeli ile kestirilen kalıcı şev yerdeğiştirmesi sıfır olacaktır. Kalıcı yerdeğiştirme, bu fazlalık ivmenin çift katlı entegrasyonu ile elde edildiğinden, nispeten düşük yenilme ivmelerine sahip sahip şevler (küçük a_y/a_{max}) için hesaplanan yerdeğiştirmeler, yenilme ivmesi daha yüksek şevlerinkinden daha büyük olacaktır. Şev yerdeğiştirmesi ile a_y/a_{max} arasındaki ilişki çok sayıda araştırmacı tarafından incelenmiştir (Kramer, L, 2003)

Eğimli bir düzlem üzerindeki blok, yenilme ivmesinden daha büyük bir ivme palsına maruz kaldığı zaman, düzlem göre blok göreceli olarak hareket edecektir. Sonuçta gelişen kalıcı yerdeğiştirmelerin hesaplandığı yöntemi açıklamak için genliğı A ve süresi Δt olan basit bir dörtgen ivme palsına maruz kalan eğimli düzlemi göz önüne alınız. Yenilme ivmesi a_y ' nin A' dan küçük olması durumunda t_0 ile $t_0 + \Delta t$ zaman aralığında düzleme göre bloğun göreceli ivmesi,

$$agör(t) = ab(t) - a_y = A - a_y \quad t_0 \leq t \leq t_0 + \Delta t \quad (3.34)$$

Burada $a_b(t)$; eğimli blok üzerindeki ivmedir. Bu zaman aralığında bloğun göreceli hareketi, göreceli ivmenin iki kere integralini almak suretiyle bulunabilir;

$$dgör(t) = \int_{t_0}^t v_gör(t) dt = 0.5[A - a_y](t - t_0)^2 \quad t_0 \leq t \leq t_0 + \Delta t \quad (3.35)$$

$t = t_0 + \Delta t$ ' de göreceli hız maksimum değerine ulaşır. Zamanın bu değerinde ,

$$dgör(t_0 + \Delta t) = 0.5[A - a_y] \Delta t^2 \quad (3.36)$$

$t = t_1$ ' de göreceli hız sıfıra eşitlendiğinde,

$$t_1 = t_0 + \frac{A}{a_y} \Delta t \text{ olur.} \quad (3.37)$$

Sonra,

$$d_{gör}(t) = \int_{t_0 + \Delta t}^t v_{gör}(t) dt = A\Delta t(t - t_0 - \Delta t) - 0.5[t^2 - (t_0 + \Delta t)^2] \quad t_0 + \Delta t \leq t \leq t_1 \quad (3.38)$$

olarak hesaplanmaktadır, t_1 zamanından sonra blok ve eğimli düzlem birlikte hareket eder, t_0 ile $t_0 + \Delta t$ arasında göreceli hız doğrusal olarak artar ve göreceli yerdeğiştirmedeki artış da

kareseldir, $t_0 + \Delta t$ 'de göreceli hız maksimum değerine ulaşır ve o noktadan sonra doğrusal olarak azalır. Göreceli yerdeğiştirme $t=t_1$ olana kadar artmaya (azalan oranda) devam eder. Aşağıda ifade edilen toplam göreceli yerdeğiştirmenin,

$$d_{g\ddot{a}r}(t_1) = 0.5(A - a_y)\Delta t^2 \frac{A}{a_y} \quad (3.39)$$

yenilme ivmesinin aşılması sırsandaki ivmenin büyüklüğüne ve azmanın uzunluğuna kuvvetle bağımlı olduğu açık bir şekilde görülmektedir. Buradan, kuvvetli yer hareketinin tek palsının neden olduğu göreceli yer değıştirmenin, o palsın hem genliğıyle hem de frekans içeriğıyle ilişkili olduğu anlaşılmaktadır.

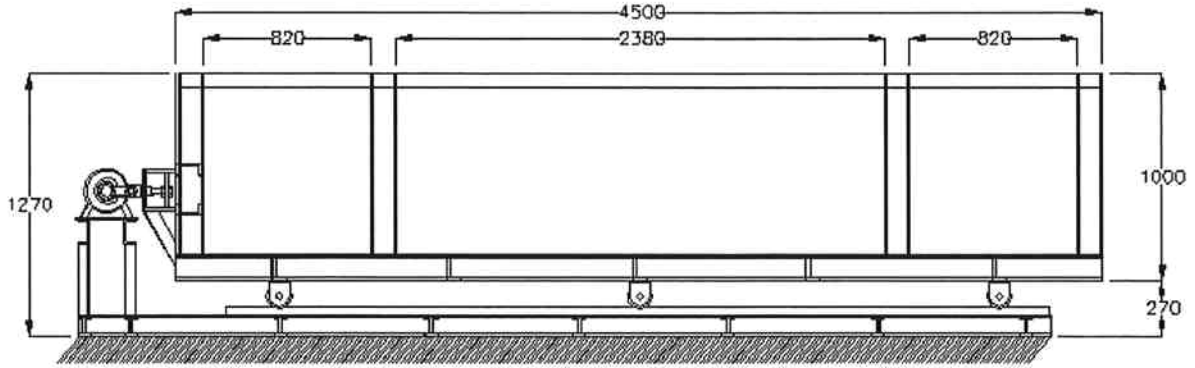
Newmark (1965) dörtgen pals çözümünü kullanarak, tek palslı şev yerdeğıştirmesi ile pik taban hızı $v_{\max}$ ' ı aşağıdaki şekilde ilişkilendirmiştir;

$$d_{g\ddot{a}r} = \frac{v_{\max}^2}{2a_y} \left(\frac{1 - a_y}{A} \right) \quad (3.40)$$

4. DENEY SİSTEMİ

Deneysel çalışma hazırlanan sarsma tankı Yıldız Teknik Üniversitesi Hidrolik ve Kıyı- Liman Mühendisliği Laboratuvarında kurulmuştur. Kurulan sarsma tankının kesit ve planı Şekil 4.1’de verilmiştir. Ayrıca sarma tankınca verilen ivmeli hareketin ölçülmesi için ivme ölçerler ile veri toplama sistemi kullanılmaktadır. Ölçülen verilerin değerlendirilmesi için LABVIEW yazılımı yazılımı hazırlanmış bir program kullanılmaktadır. Sarsma tankına ait özellikler Çizelge 4.1’de verilmiştir. Sarsma tankının her iki ucuna, titreşimden dolayı su seviyesinde oluşabilecek çalkantıları önlemek için sönümlendiriciler yerleştirilmiştir.

Sarsma deneyleri sırasında iki adet IMI 626A13 ICP model ivme ölçerler kullanılmıştır. İvme ölçerlerden biri sarsma tankının üzerine diğeri ise dalgakıran kesiti üzerine yerleştirilmiştir. Şekil 4.2’de ivme ölçerler ve yerleştirildiği noktalar gösterilmektedir. Bu ivme ölçerler 1000mV/g hassasiyete, $\pm 5g$ ölçüm aralığına, 0.2-6000 Hz frekans aralığına, $\pm \%1$ genlik linearitesine sahiptir. İvme ölçerlerden bilgisayar yardımı ile alınan veriler Volt, V, değerleridir. Bu değerlerin ivme cinsinden yada yerçekimi ivmesi cinsinden ifade edilebilmesi için ivme ölçerlere ait kalibrasyon değerleri kullanılmaktadır. Bu kalibrasyon değerleri her ivme ölçer için üretim aşamasında belirlenmektedir. Çizelge 4.2’de ivme ölçerlere ait kalibrasyon değerleri verilmektedir.



Şekil 4.1 Sarsma tankı

Çizelge 4.1 Sarsma tankına ait özellikler

Genlik (mm)	Frekans (Hz)	Motor Özellikleri	Tank Ağırlığı (kg)	Sarsma deneylerinde göz önüne alınan maksimum ağırlık (kg)
5,10, 15, 20	0-50	1500 RPM 380 Volt 7.5 kW	1000	7000

Çizelge 4.2 İvme ölçerlere ait kalibrasyon değerleri

İvme ölçer (IMI 626A13 ICP)	mV/g	mV/m/s ²
İvme ölçer (tank)	998	102
İvme ölçer (kesit)	1003	102

Bu tabloya göre, deneyler sırasında ivme ölçerler ile kaydedilen Volt değerlerinin ivme yada yerçekimi ivmesi, g, cinsinden ifade edilebilmesi için Çizelge 4.2’de görülen kalibrasyon değerlerine bölünmesi gerekmektedir.

Deneyler ½ eğimli ve 60 cm kret yüksekliğine sahip homojen kesit için kuru ortamda farklı genlik ve frekanslar için yapılmıştır. Çizelge 3.3’de deneylerin yapıldığı genlikler ve frekanslar gösterilmiştir.

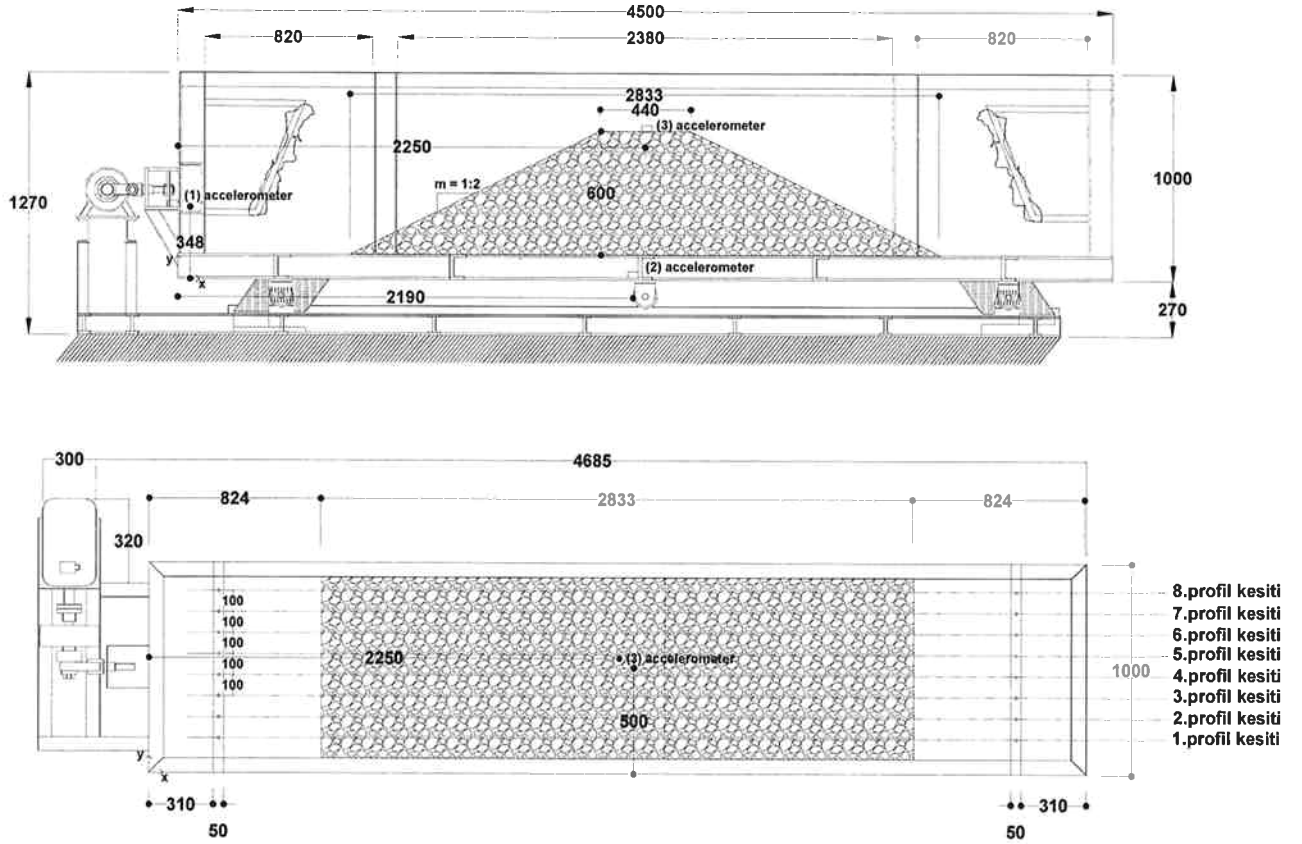
Çizelge 4.3 Deneylerde uygulanan genlik ve frekans değerleri

Genlik (mm)	Frekans (Hz)			
1	6	9	12	15
2	6	9	12	15
3	6	9	12	15

Çizelge 4.3’de görüldüğü gibi her bir genlik için 6, 9, 12, 15 Hz’lik frekanslar uygulanmış ve üç genlik için toplamda 12 adet deney yapılmıştır.

Kesit oluşturulurken nominal çapı, D_n , 4.64 cm olan taş bloklar belirli bir yükseklikten bırakılmıştır. Kesit oluşturulduktan sonra, ± 1 mm hassasiyetle ölçüm yapan Bed Profile ile

10 cm aralıklarla 8 farklı noktada profil çıkarılmıştır. Şekil 4.2’de oluşturulan kesit ve profil alınan noktalar gösterilmektedir. Kesitin profili çıkarıldıktan sonra sismik etki 35 sn süreyle uygulanmıştır. Hasara uğrayan kesitin profili de aynı şekilde çıkarılmış, elde edilen kayıtlar ile kesitteki hasar miktarı belirlenmiştir. Bu değerlendirme sırasında tankın yan yüzeyleri ile taş bloklar arasında oluşan sürtünme etkisini ihmal etmek için 2, 3, 4, 5, 6 noktalarından alınan profil kayıtları kullanılmıştır. Ayrıca yapılan deneyler SVHS kamera ile kaydedilmiş ve elde edilen görüntüler bilgisayar ortamına alınarak hasarın belirlenmesi için kullanılmıştır.



Şekil 4.2 Kesitin üstten ve yandan görünüşü

Bu ölçümlerin değerlendirilmesinde (Çizelge 4.4);

- i- kretteki maksimum düşey deplasman (S_c)
- ii- kesit deformasyonu sonucunda orijinal kesite göre rölatif kesit değişimleri ($\Delta V, \Delta A$), $|V|, -V, +V$ sırasıyla deformasyona uğramış toplam hacim, sıkılaşma nedeniyle hacim değişimi, yayılma nedeniyle hacim değişimi ile $|A|, -A, +A$ sırasıyla deformasyona uğrayan toplam kesit alanı, sıkışma nedeniyle kesit

alanındaki değişim, yayılma nedeniyle kesit alanındaki değişim Cross yöntemi ile hesaplanmıştır.

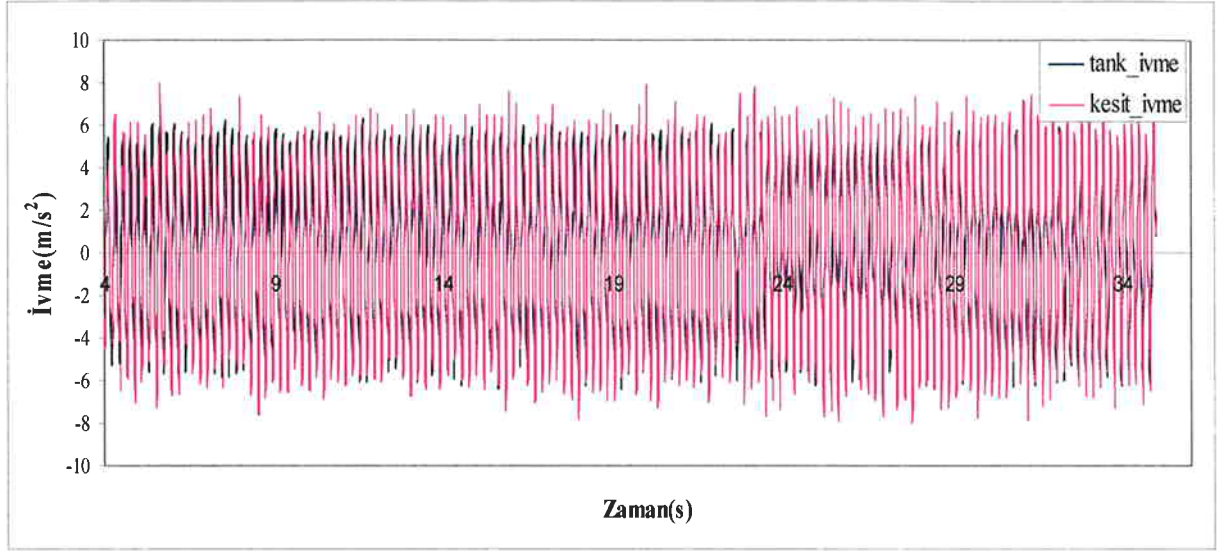
- iii- Van der Meer'in taş dolgu dalgakıranlar için vermiş olduğu hasar tanımı (S) kullanılarak hasar miktarı hesaplanmıştır. Bunun için sıkışma nedeniyle kesit alanındaki değişim, (-A), nominal taş çapının karesine bölünmesi suretiyle belirlenecektir ($S=(-A)/D_{n50}^2$).

Çizelge 4.4 Düşey Deplasmanlar, kesit değişimleri ve hasar seviyesi tablosu

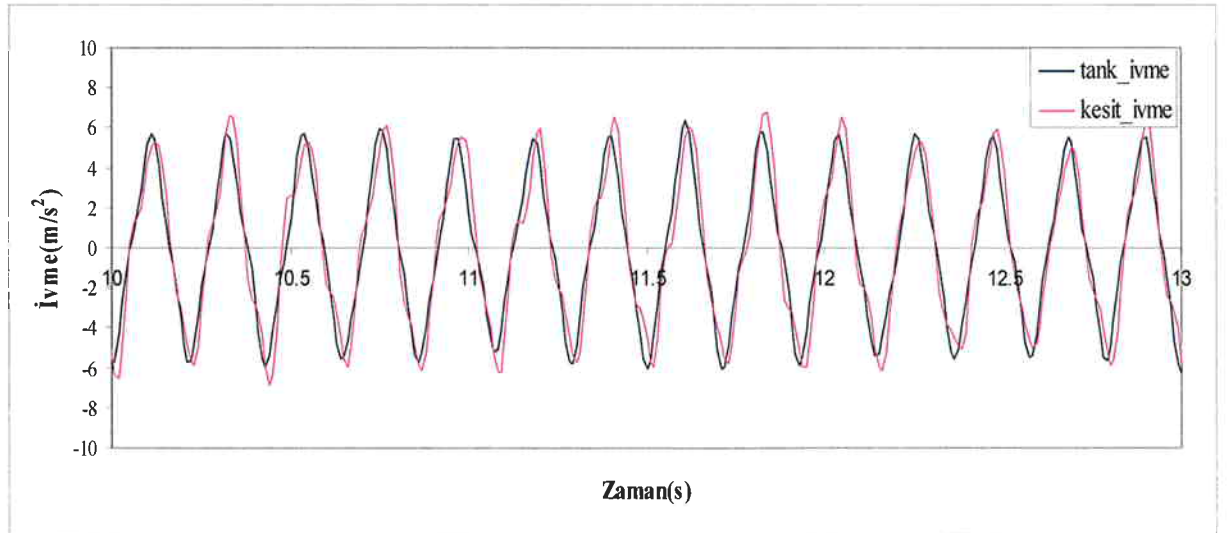
Test	Maksimum Düşey Deplasman (Sc) mm	Toplam Hacim (ΔV) m ³	sağ şev (mm ³)		sol şev (mm ³)		sağ şev (mm ²)		sol şev (mm ²)		sağ şev (mm ²)	sol şev (mm ²)	sağ şev	sol şev
			(-)V	(+)V	(-)V	(+)V	(-)A	(+)A	(-)A	(+)A				
0106UTK	4,26	104335,20	419046,80	565090,40	596512,40	404782,80	1047,62	1412,73	1491,28	1011,96	365,11	479,32	0,49	0,69
0109UTK	9,22	506674,40	723180,40	882632,00	1292540,00	489546,00	1807,95	2206,58	3231,35	1223,86	398,63	2007,48	0,84	1,50
0112UTK	51	1055779,2	3534824,00	6880848,40	3715058,80	2604177,20	8837,06	17202,12	9287,65	6510,44	8365,06	2777,20	4,10	4,31
0115UTK	72,7	9465640,4	5333185,20	5727125,20	5162200,00	3744345,60	13332,96	14317,81	12905,50	9360,86	984,85	3544,64	6,19	5,99
0206UTK	4,84	323454,40	1160280,00	743292,40	959450,00	1660836,40	2900,70	1858,23	2398,63	4152,09	1042,47	1753,47	1,35	1,11
0209UTK	9,36	734610,24	1412817,20	1150930,80	1266651,20	1021188,56	3532,04	2877,33	3166,63	2552,97	654,72	613,66	1,64	1,47
0212UTK	55,9	8313704,80	4205845,20	2011284,40	4315204,00	1743814,40	10514,61	5028,21	10788,01	4359,54	5486,40	6428,47	4,88	5,01
0215UTK	82,7	12761730,00	7567271,60	8261743,60	7294787,20	5313037,20	18918,18	20654,36	18236,97	13282,59	1736,18	4954,38	8,79	8,47
0306UTK	6,32	339430,00	535847,20	927166,40	1129720,40	444032,80	1339,62	2317,92	2824,30	1110,08	978,30	1714,22	0,62	1,31
0309UTK	21,96	995161,20	1490089,60	1392124,80	1502530,80	1636759,20	3725,22	3480,31	3756,33	4091,90	244,91	335,57	1,74	1,73
0312UTK	69,06	10729521,20	4826275,20	2500954,80	4510490,00	3504362,40	12065,69	6252,39	11276,23	8760,91	5813,30	2515,32	5,60	5,24
0315UTK	96,26	15302860,40	10152041,60	14868898,80	10104298,40	2321252,80	25380,10	37172,25	25260,75	5803,13	11792,14	19457,61	11,79	11,73

5. DENEYSEL ÇALIŞMA VE DEĞERLENDİRME

Deneyler sırasında model üzerine iki adet ivme ölçer yerleştirilmiştir. Bu ivme ölçerlerin yeri Şekil 4.2’de gösterilmektedir. İvme ölçerden biri model tankına, diğeri ise dalgakıran modelinin kretine yerleştirilmiştir. Deneylerde ölçülen yatay ivme kayıtlarına ait bir örnek Şekil 5.1’de gösterilmiştir.



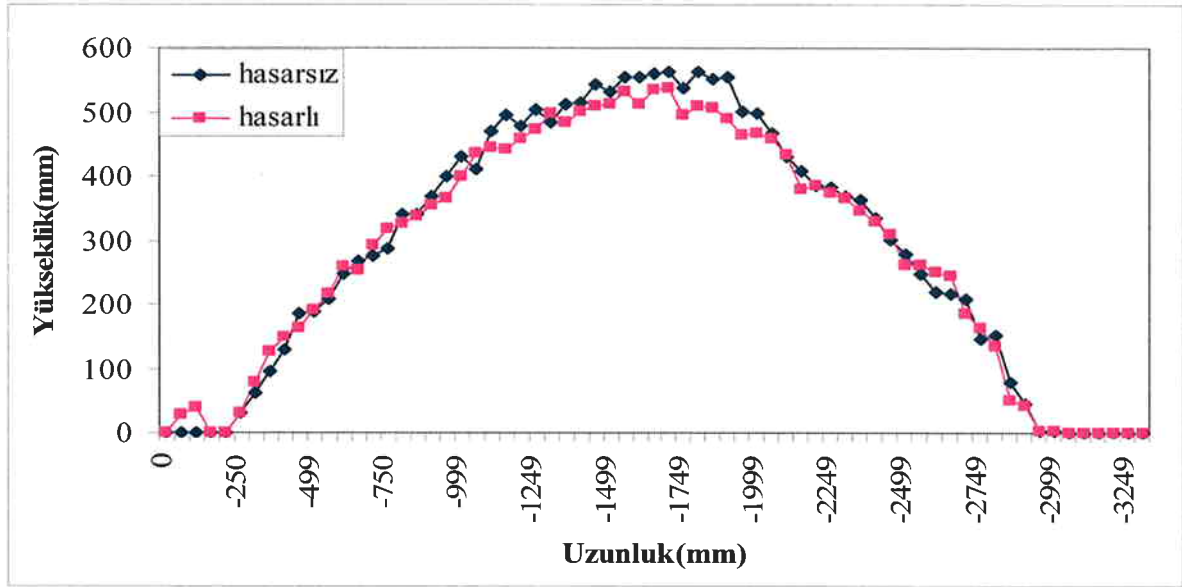
(a) 35 saniyelik ivme kaydı



(b) 35 sn’lik ivme kaydının 10 sn ve 13.sn arasındaki bölümü

Şekil 5.1 3mm genlik 12 Hz frekansına ait ivme kaydı

Deneye başlanmadan önce, oluşturulan dalgakıran modelinin kesiti Bölüm 4’de tanımlanan otomatik bir profil çıkarıcı kullanılarak belirlenmiştir. 35 saniyelik sismik etkiden sonra yine aynı şekilde, kretteki oturmayı ve hasar miktarlarını belirlemek için sismik etkiye maruz kalmış dalgakıran kesitinin de profili çıkarılarak deformasyon miktarları tespit edilmiştir. Dalgakıran modelinin hasarsız kesiti ile hasarlı kesiti arasındaki fark Şekil 5.2’ de görülmektedir.

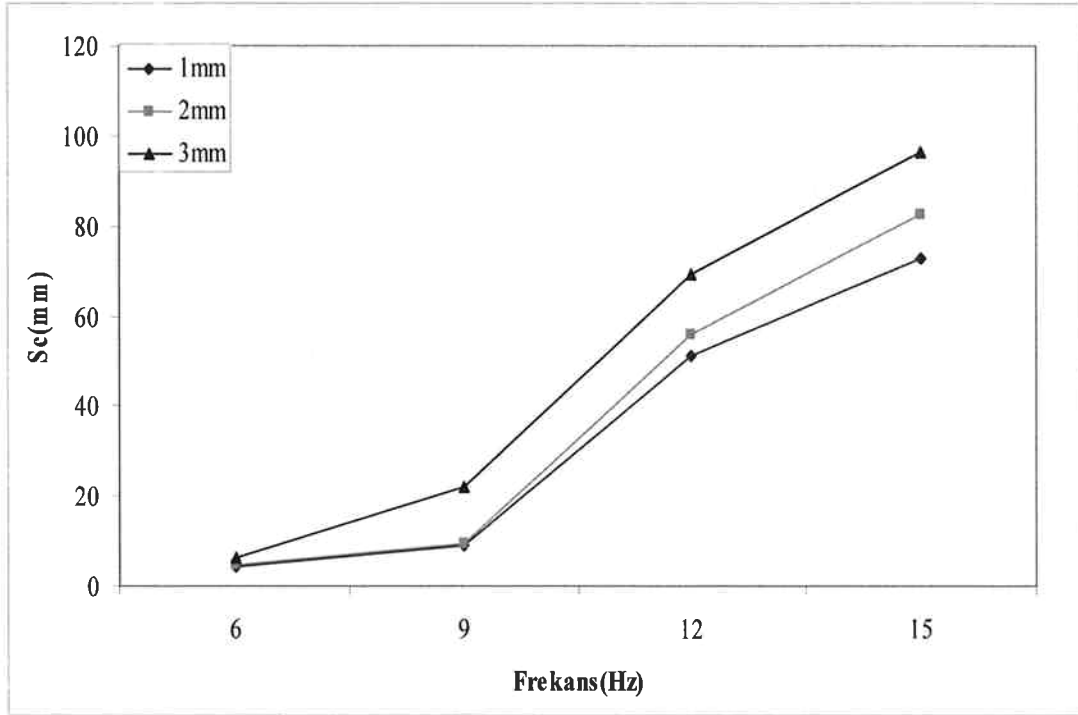


Şekil 5.2 3mm genlikte 12 Hz frekansına ait hasarsız ve hasarlı kesitler

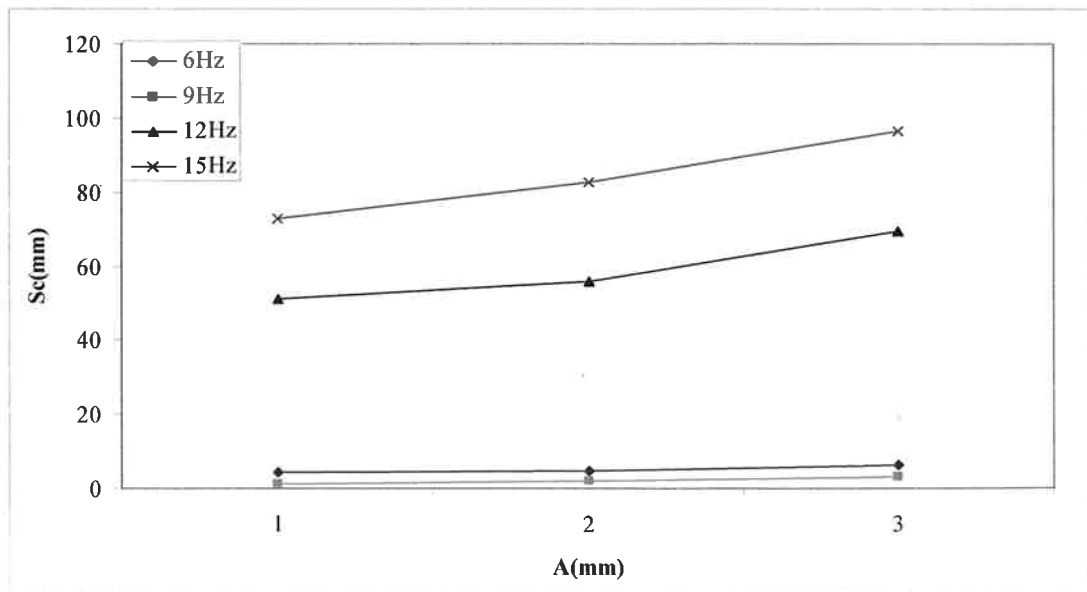
Deneylerden elde edilen verilere göre, krette oluşan düşey yer değiştirmeler genellikle kret seviyesinde alçalma şeklinde gözlemlenmektedir. Bu değişimin belirlenmesi amacıyla sistemin frekansına karşılık gelen düşey yer değiştirme (S_c) Şekil 5.3’de çizilmiştir. Şekil 5.4’de ise deney sisteminde dikkate alınan genliğe (A) karşılık kretteki düşey yer değiştirmenin değişimi gösterilmiştir. Şekil 5.3’de krette oluşan düşey yer değiştirmeler kritik bir frekans değerine kadar çok fazla artış göstermemekte olup, bu kritik (9Hz) değerden sonra ani bir artış meydana gelmektedir.

Şekil 5.3 ve 5.4’ten açıkça görüldüğü gibi frekans ve genlik değerinin artması ile dalgakıran modelindeki kretteki düşey yer değiştirmeler artmaktadır. Şekil 5.3 ve 5.4’te görülen frekans ve genlik değerine karşı gelen düşey yer değiştirmeler dikkate alındığında, krette meydana gelen deformasyonların 9Hz’den sonra çok ani artışlar gösterdiği görülmektedir.

Dalgakıran modelinin deformasyonunda frekansın, genlikten daha etkin bir rol oynadığı Şekil 5.3 ve 5.4'de görülmektedir.



Şekil 5.3 Frekansa bağlı olarak 1, 2, 3 mm genlik durumunda krette ölçülen oturmalar



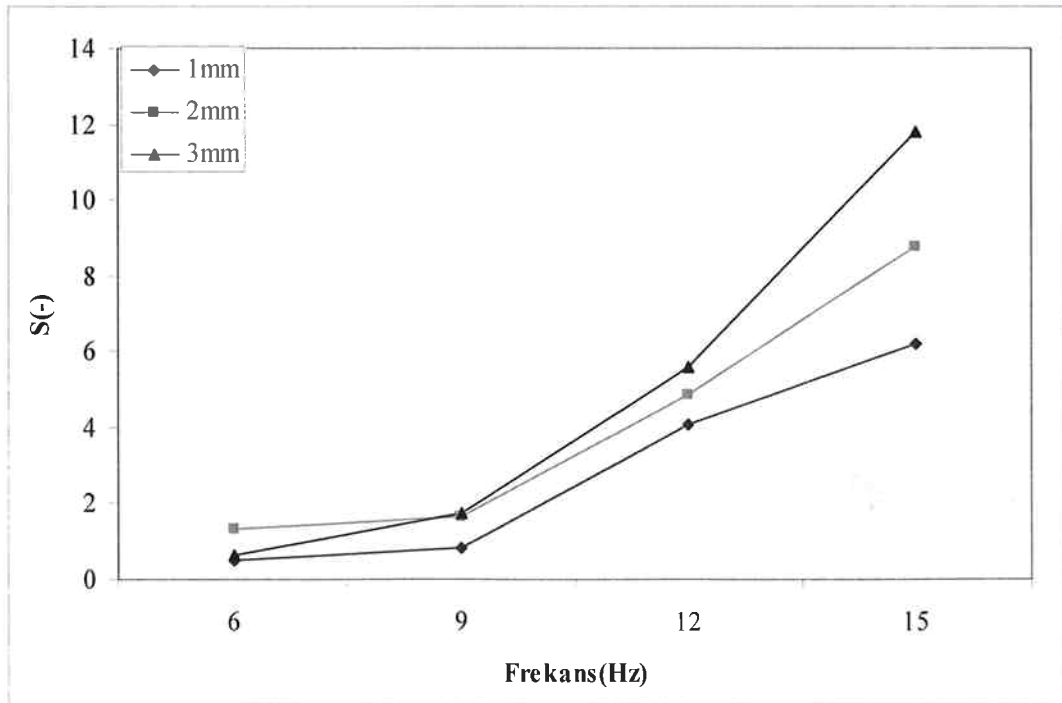
Şekil 5.4 1, 2, 3 mm genlik için frekansa bağlı krette ölçülen oturmalar

Dalgakıranların davranışı, dalga etkileri altında birkaç parametre ile tanımlanmaktadır. Statik stabil dalgakıranlarda hasar, daha çok hasarın gelişimi ile dalgakırandan ayrılan taş miktarı ile ilgili olmaktadır. Dinamik stabil dalgakıranlarda ise, hasar profilleri ile ilişkilendirilmektedir. Van der Meer ve Ligteringen (1997) hasarı, dalgakıranın sağı su seviyesi civarında erozyona uğramış alan şeklinde belirtmekte olup, bu alan tamamen taşların boyutuyla orantılı olmaktadır. Hasar seviyesi, erozyona uğramış alanın $(-A)$, nominal taş çapının karesine bölünmesi suretiyle belirlenen $(S=(-A)/D_{n50}^2)$ boyutsuz bir ifade ile tanımlanmıştır. Van der Meer' in hasarın başlangıç seviyesi için $S=2-3$ değerine, tam hasar için ise $S=8$ değerine göre Şekil 5.5~5.8'de sismik frekansa ve genliğe karşılık gelen hasar seviyesi parametreleri gösterilmektedir.

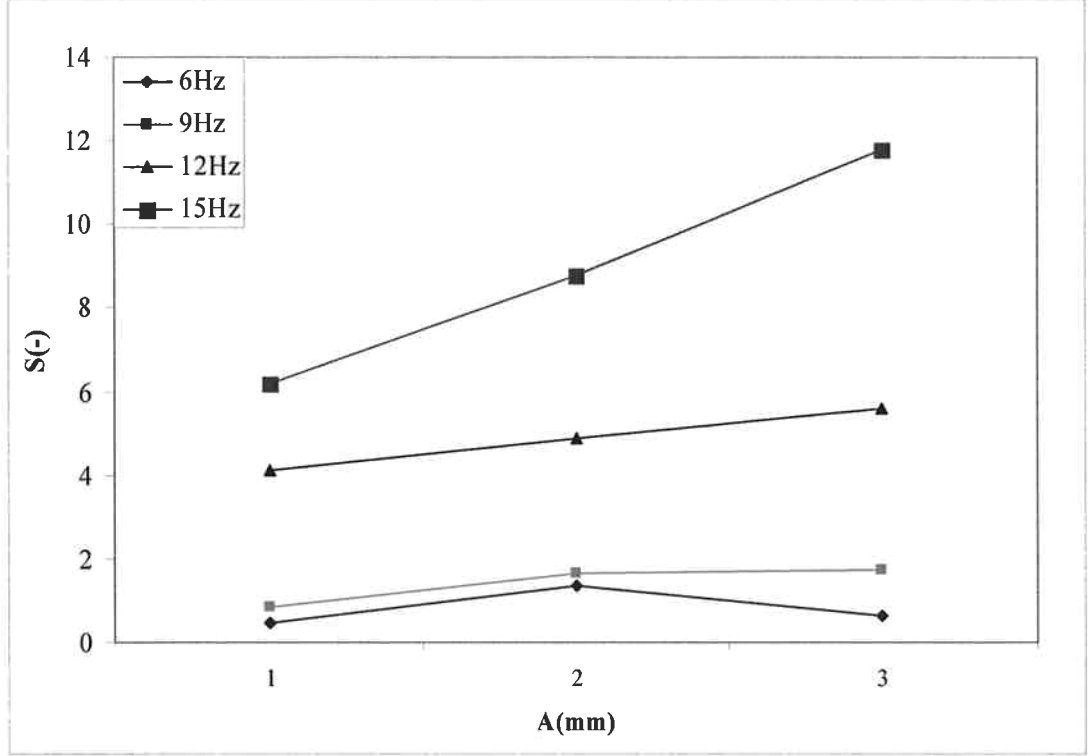
Dalgakıran modeli üzerinde incelediğimizde, aynı şekilde düşey yer değiştirmede olduğu gibi Şekil 5.5~5.8'den görüldüğü gibi sismik frekansın, sismik genlikten daha baskın olduğu ve frekans arttıkça hasar seviyesinin de arttığı gözlenmektedir.

Şekil 5.5 ve 5.7'de görüldüğü gibi, Van der Meer'in kabul ettiği hasarın başlangıç seviyesine ($S=2$) 9 Hz frekansında ulaşıldığı bu frekans değerinden sonra hasarın ani bir artışla devam ettiği ve tam hasara ($S=8$) ise 15 Hz frekansında ulaştığı görülmektedir.

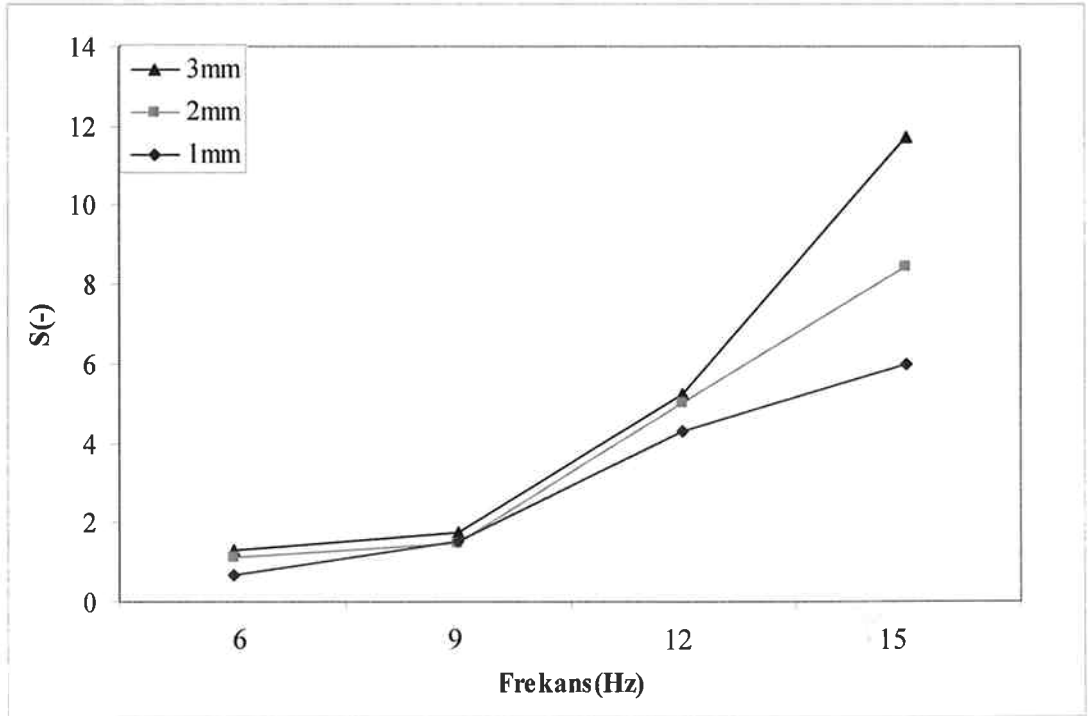
Sağ ve sol şevlerde görülen hasar parametrelerinin sismik frekansa bağlı olarak gösterdikleri artışın karakteristik özellikleri aynıdır. Sağ ve sol şevde de hasar, 9Hz frekansından sonra artışa başlamakta ve 15 Hz'de tam hasara ulaşmaktadır.



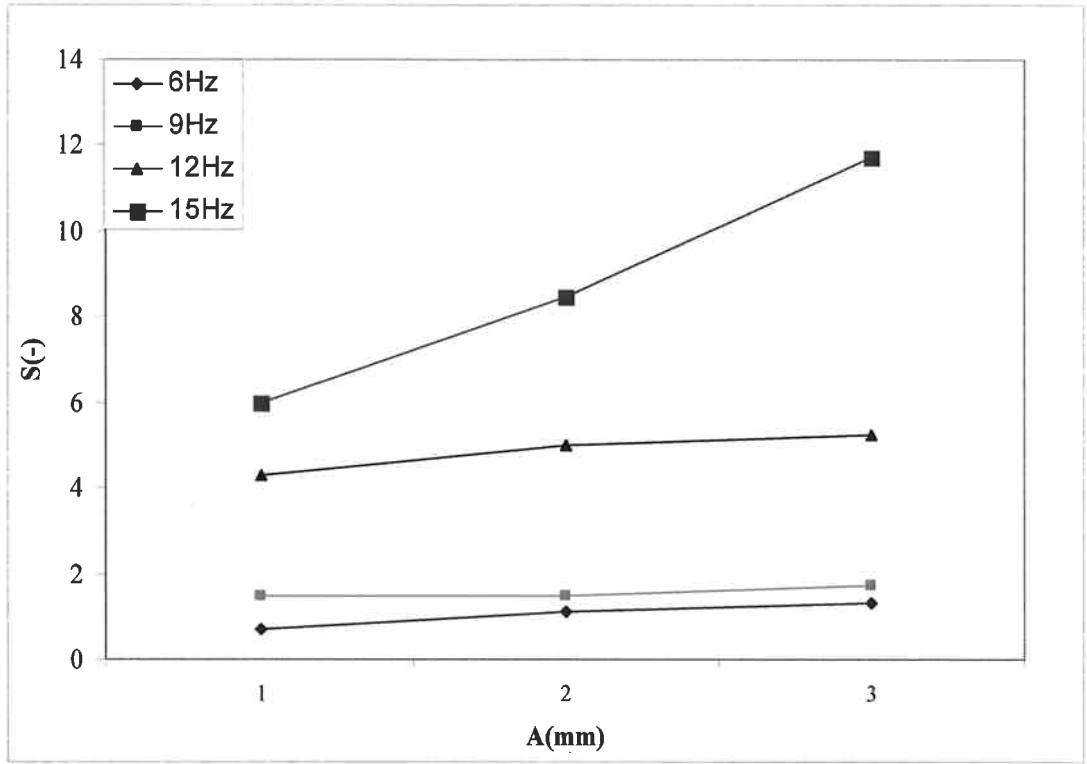
Şekil 5.5 frekansa bağlı olarak 1, 2, 3 mm genlik durumunda sağ şevde oluşan hasar seviyesi



Şekil 5.6 1, 2, 3 mm genlik için frekansa bağlı sağ şevde oluşan hasar seviyesi

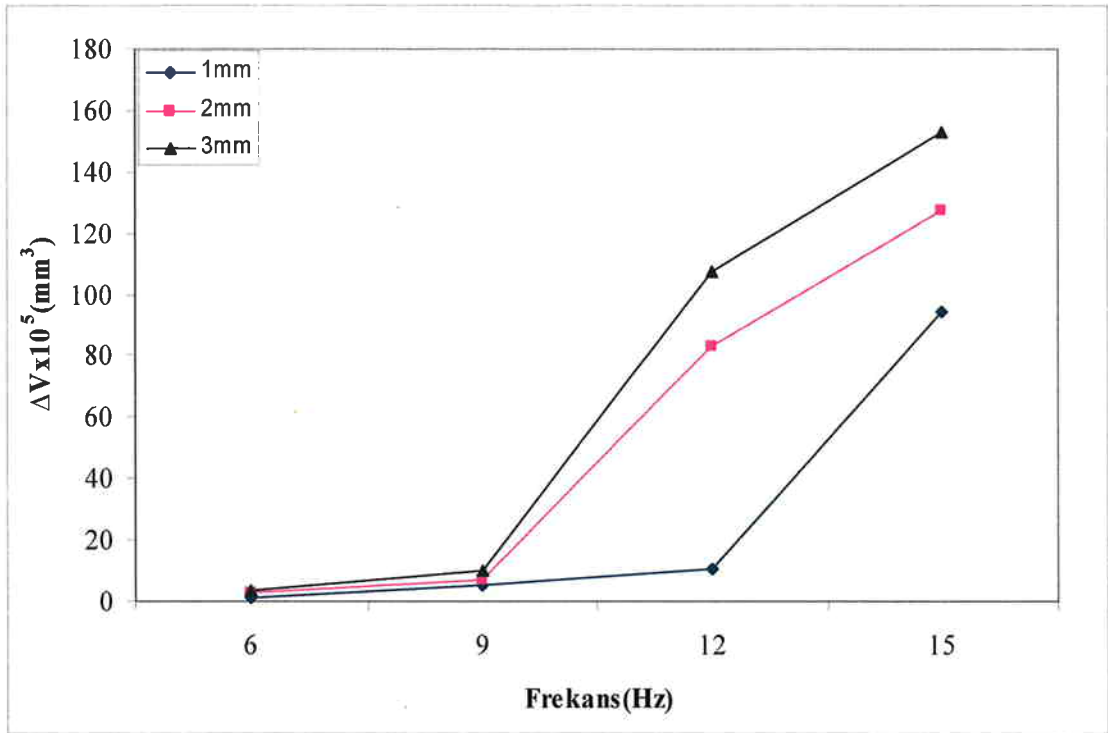


Şekil 5.7 Frekansa bağlı olarak 1, 2, 3 mm genlik durumunda sol şevde oluşan hasar seviyesi



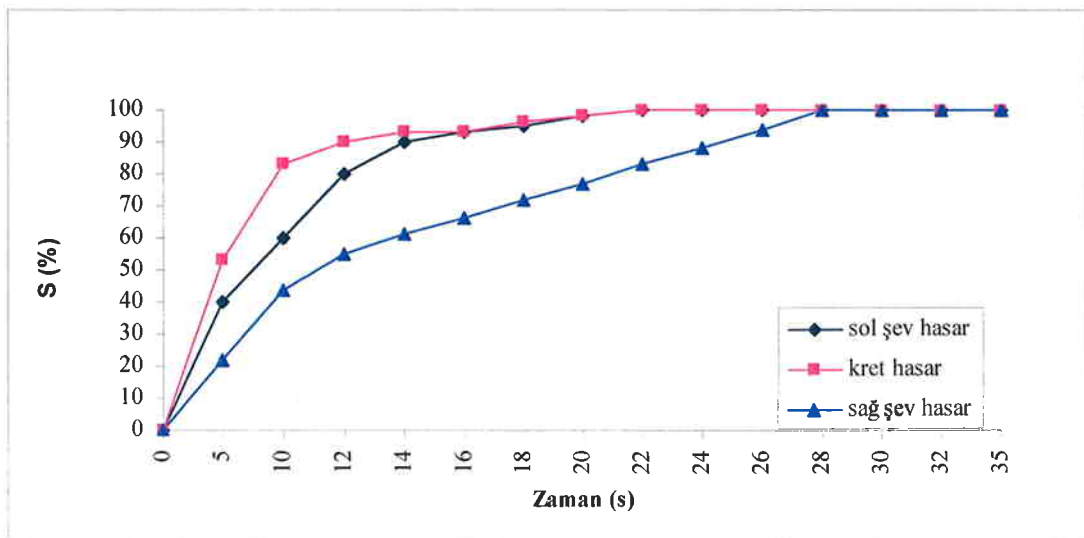
Şekil 5.8 1 , 2, 3 mm genlik için frekansa bağlı sol şevde oluşan hasar seviyesi

Dalgakıran kesitinde görülen hacimsel değişimlerin, hasarsız dalgakıran kesitinden hasarlı kesitin hacminin çıkarılmasıyla elde edilen hacim farkının (ΔV), frekansa bağlı olarak arttığı görülmektedir. Şekil 5.9'da aynı düşey deformasyon ve hasar seviyesi parametrelerinde olduğu gibi hacimsel değişimde de kesitte, 9Hz frekansına kadar fazla artış görülmemekle beraber, bu frekans değerinden sonra ani bir artış göstermektedir.

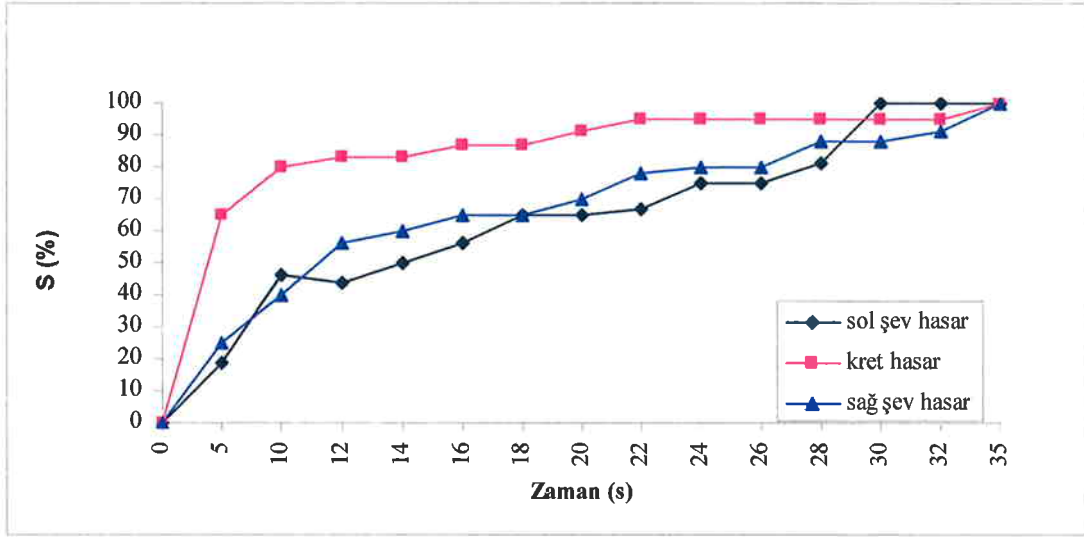


Şekil 5.9 Frekansa bağlı olarak 1, 2, 3 mm genlik durumunda kesitte oluşan hacim değişimi

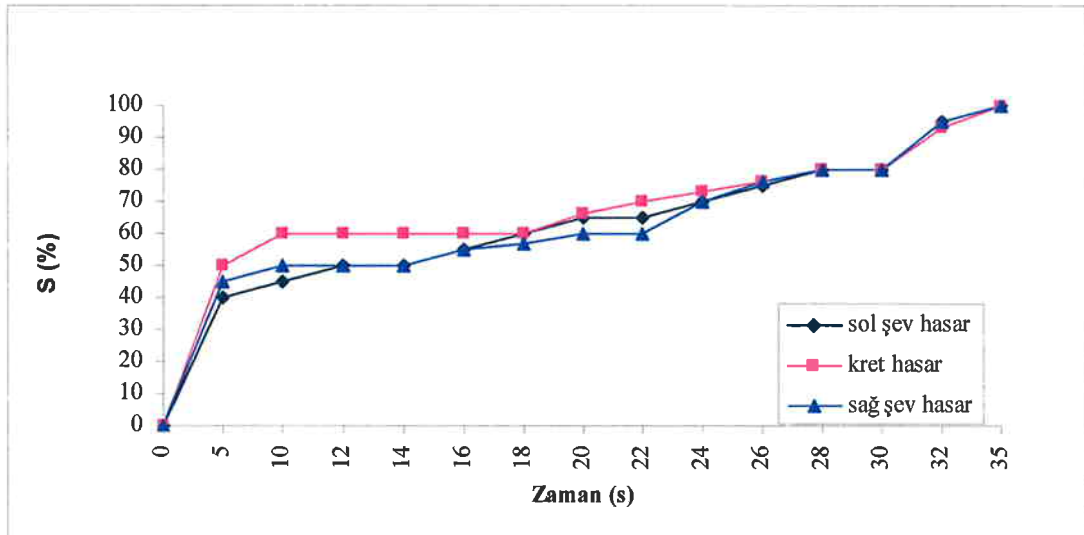
Elde edilen video görüntülerinden, kesitlerdeki deformasyonun zamana bağlı grafikleri çizilerek hasarın, sismik frekansın hangi saniyelerinde % kaçının meydana geldiği belirlenmiştir. Şekil 5.10 ve 5.17’de görüldüğü gibi kesitte hasarın yaklaşık olarak %60’ı ilk 10 saniye içinde gerçekleşmiş olup %80 ve %90’lık değere ise ilk 20~23. saniyeler arasında ulaşmaktadır. Geri kalan hasar ise 30. saniyede tamamen bitmektedir.



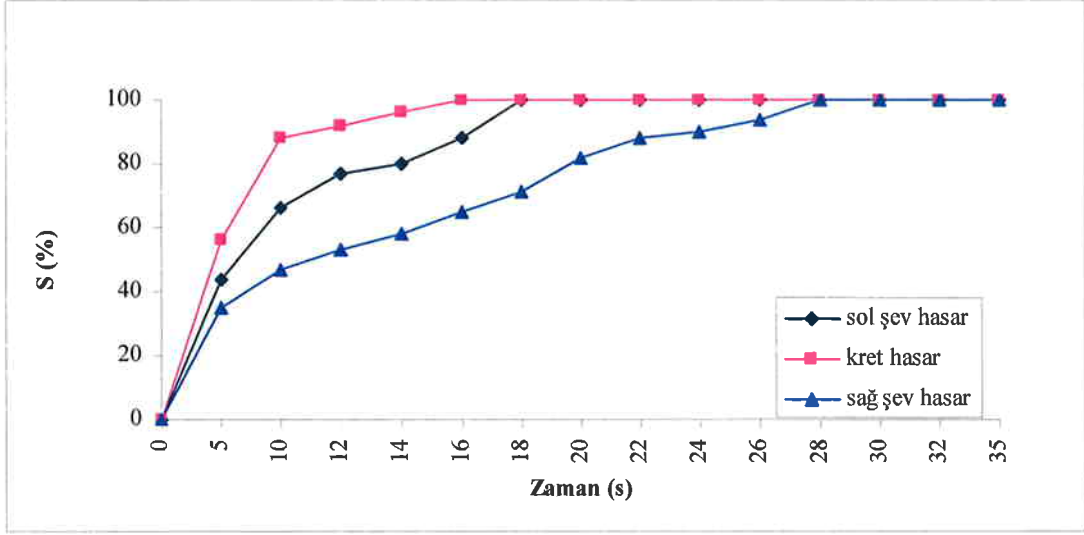
Şekil 5.10 1mm-12 Hz zamana bağlı yüzde hasar grafiği



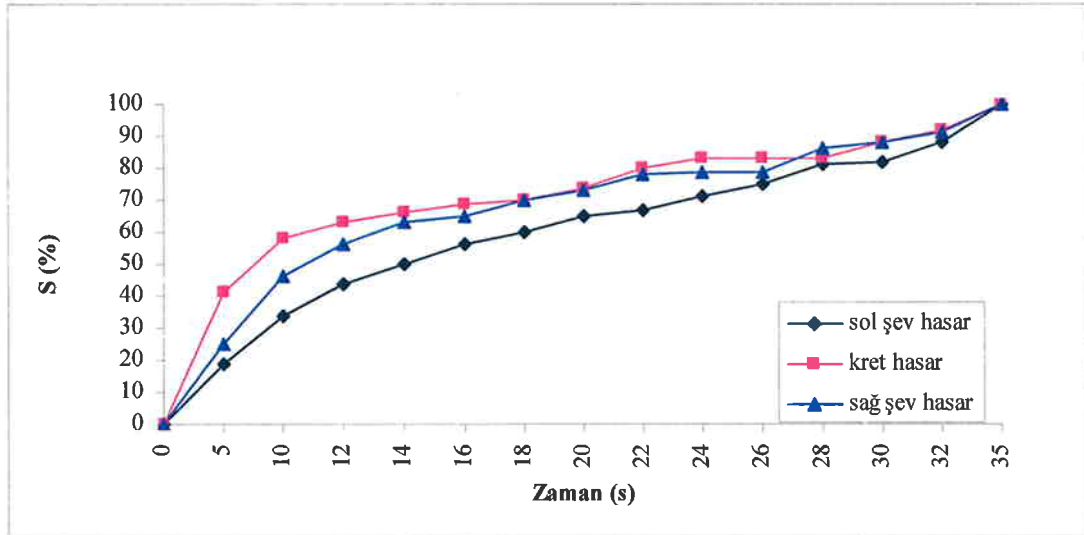
Şekil 5.11 1mm-15 Hz zamana bağlı yüzde hasar grafiği



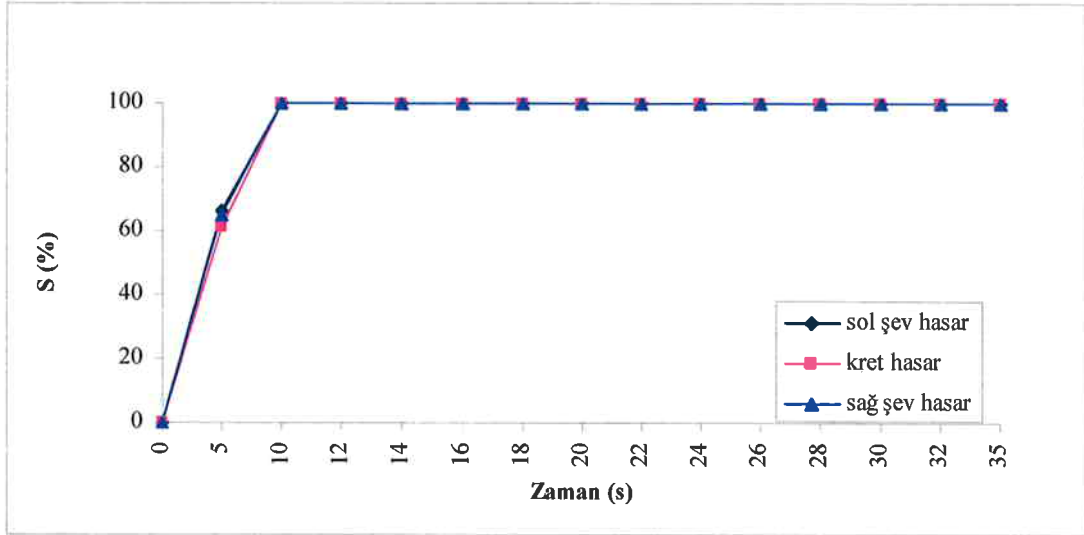
Şekil 5.12 2mm-9 Hz zamana bağlı yüzde hasar grafiği



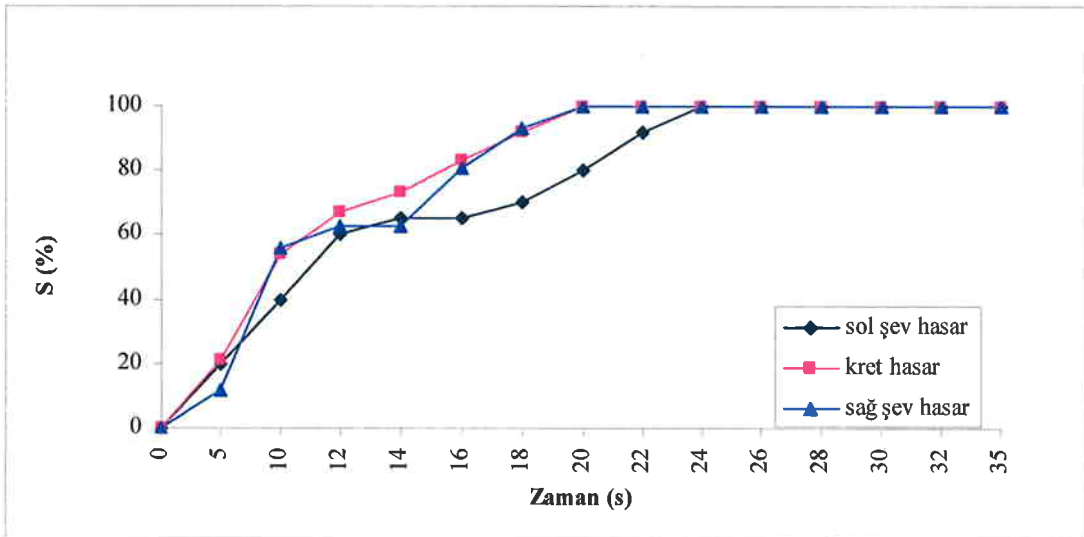
Şekil 5.13 2mm-12 Hz zamana bağlı yüzde hasar grafiği



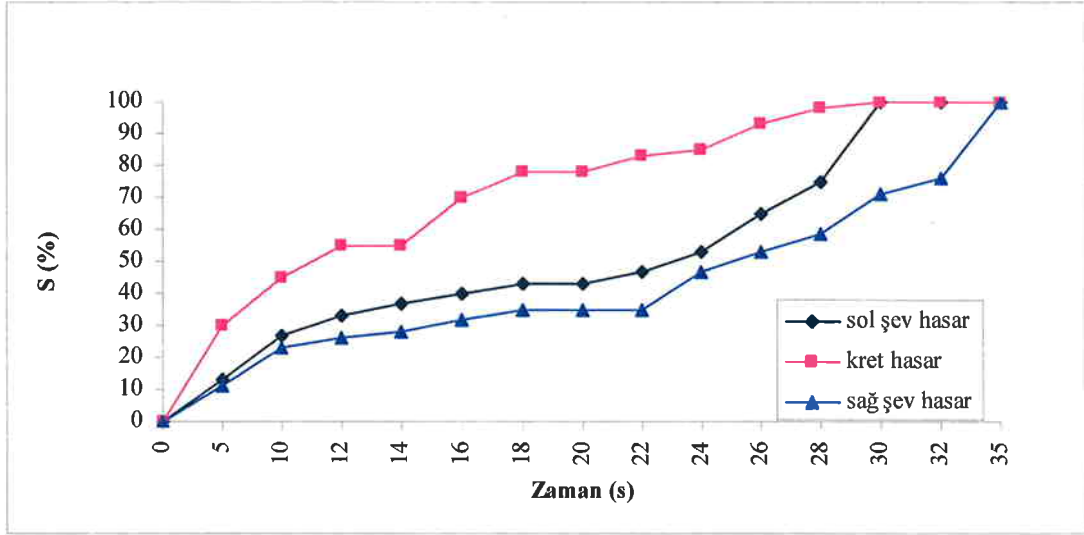
Şekil 5.14 2mm-15 Hz zamana bağlı yüzde hasar grafiği



Şekil 5.15 3mm-9 Hz zamana bağlı yüzde hasar grafiği

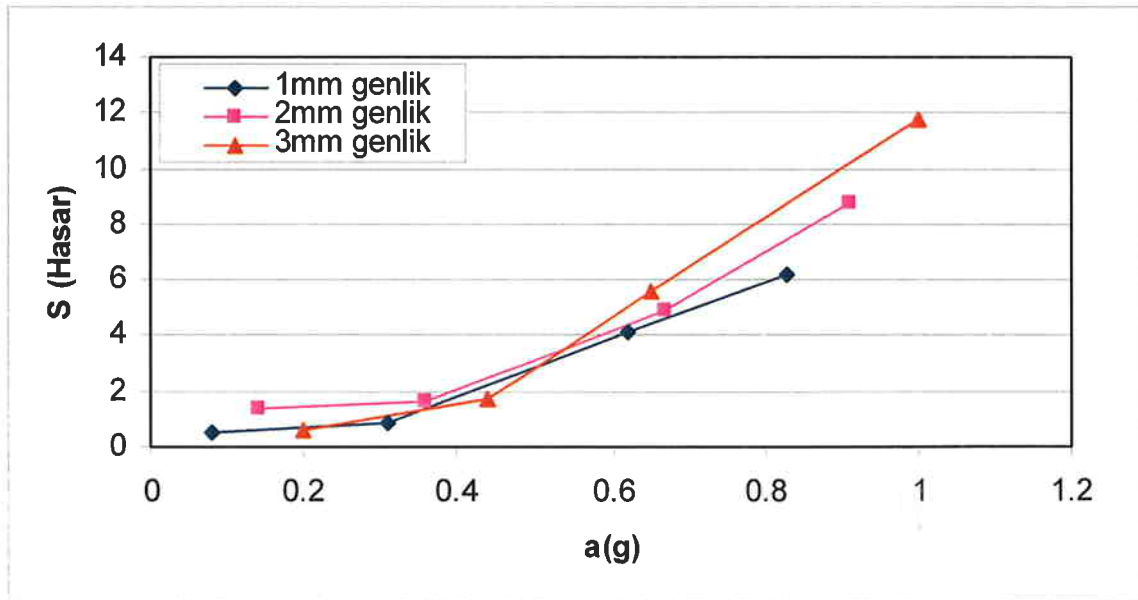


Şekil 5.16 3mm-12 Hz zamana bağlı yüzde hasar grafiği

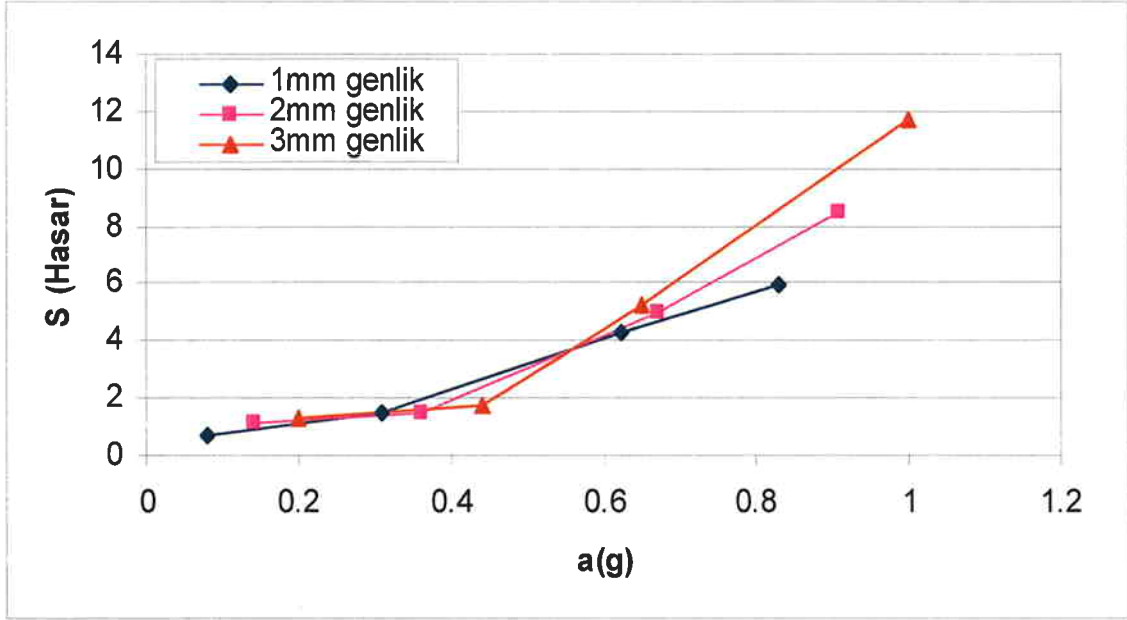


Şekil 5.17 3mm-15 Hz zamana bağlı yüzde hasar grafiği

Yapılan deneylerde, sismik ivme 0.08g ile 1.0g arasında değişmektedir. Şekil 5.18 ve 5.19'da çizilen sismik taban ivmesine $a(g)$ karşılık hasar seviyesi grafiklerinde görüldüğü gibi dalgakıran kesitindeki şevlerde hasar seviyesinin kritik bir ivme değerine kadar fazla artış göstermemekte fakat bu kritik ivme değerini (0.35-0.40g) aştıktan sonra Van der Meer'e göre hasar başlangıç seviyesine ($S=2$) ulaşılarak hasar başlamakta ve tam hasar ise 0.80-1.0g arasında meydana gelmektedir.

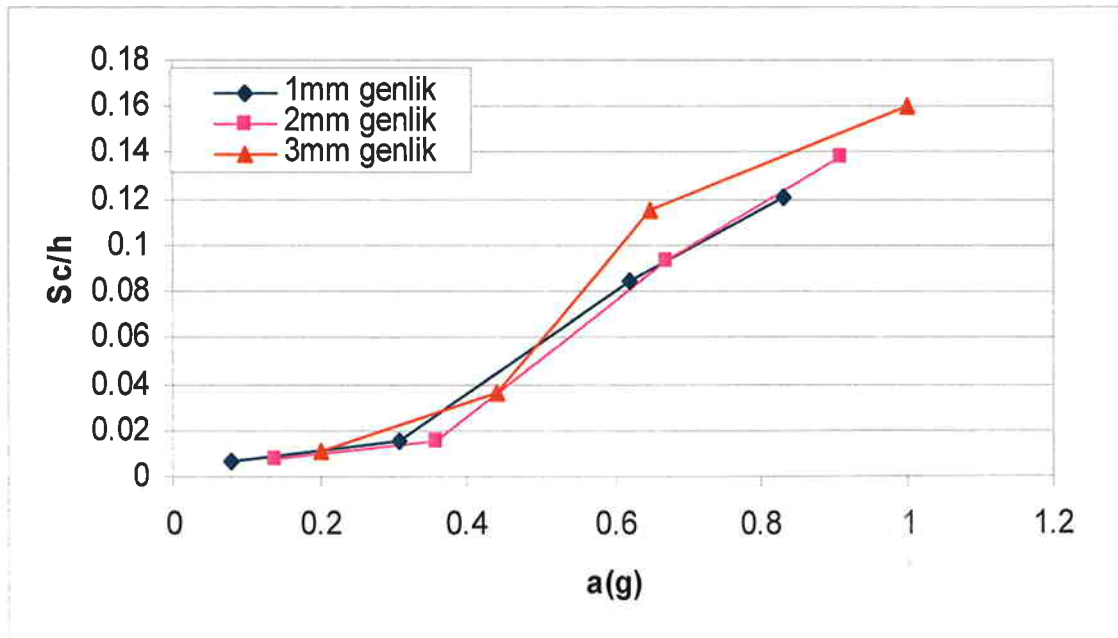


Şekil 5.18 1, 2, 3 mm genlik için sismik ivmeye bağlı sağ şevde oluşan hasar



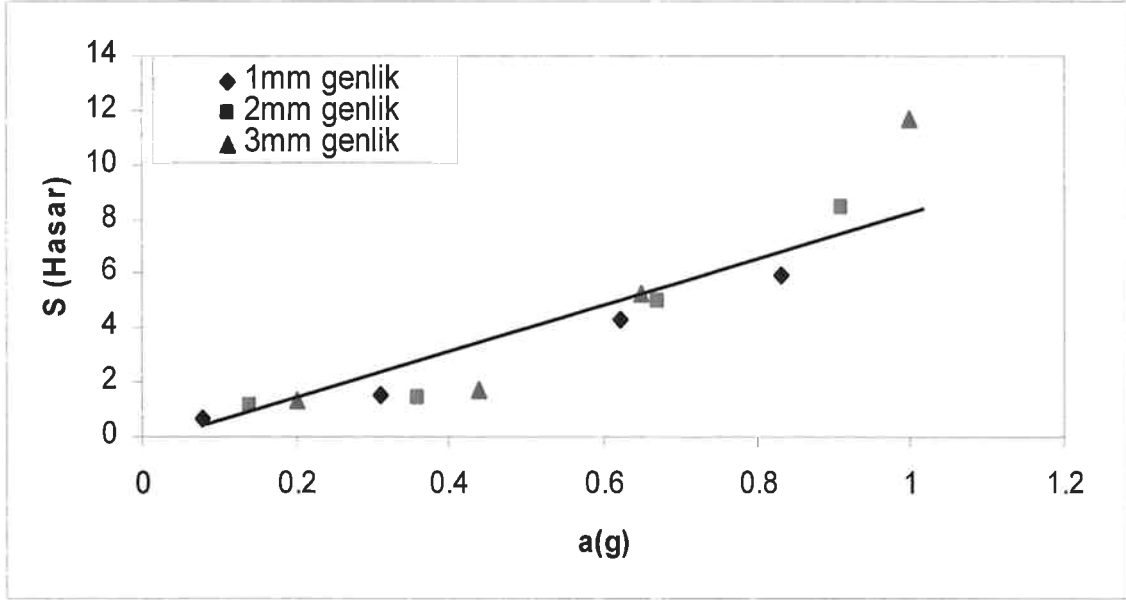
Şekil 5.19 1 , 2, 3 mm genlik için sismik ivmeye bağlı sol şevde oluşan hasar

Şekil 5.20’de rölatif oturma miktarının (S_c/h) taban ivmesiyle değişimi gösterilmektedir. Şekil 5.20’den görüldüğü gibi düşey şekil değiştirme aynen şevlerdeki hasarda olduğu gibi, 0.35-0.40g ivme değerine kadar fazla bir artış göstermemekte fakat bu kritik ivme değerinden sonra kret seviyesindeki alçalma miktarında ani bir artış meydana gelmektedir.



Şekil 5.20 1, 2, 3 mm genlik için sismik ivmeye bağlı krette ölçülen oturmalar

Şekil 5.21’de hasar seviyesine karşılık gelen ivme değerleri çizilmiştir ve grafikten de görüldüğü gibi hasar ve ivme değerleri arasındaki korelasyonun çok iyi olduğu görülmüştür ($R^2=0.89$).



Şekil 5.21 Sismik ivmeye karşılık gelen hasar seviyesi

Liman yapılarının sismik stabilitesinde ve tasarımında, düşey ve hacimsel deformasyonların hangi kritik değerlerden sonra oluşacağını ve yapının işlevini ne zaman kaybedeceğini belirlenmesi çok önemli rol oynamaktadır.

Bölüm 3.4.3’de belirtildiği gibi yapıda sismik etki altında emniyet katsayısı ‘1’ in altına inildiğinde yani potansiyel yenilme kütlesi üzerine etkiyen atalet kuvvetlerinin, toplam kaydırıcı (statik artı dinamik), mevcut tutucu kuvvetleri aşacak kadar büyük olması halinde emniyet katsayısı 1’in altına düşmektedir ve denge durumu ortadan kalkmaktadır. Deney sisteminde, bu emniyet katsayısını ‘1’ veren ivme değeri(yenilme ivmesi-yield ivmesi) Newmark Kayan Blok Metodu kullanılarak bu çalışmada hesaplanmıştır.

İlk olarak, Çizelge 5.1’de görüldüğü gibi deney tankından alınan 1, 2, 3 mm genlikteki 6, 9, 12, 15 frekanslarındaki maksimum taban ivmelerinden, $a_h(t)=k_h(t)$ denklemi kullanılarak, k_h değerleri hesaplanmaktadır. Bulunan farklı k_h değerleri için, Bölüm 3.4.3’teki denklem 3.33’te şev açısı $\beta=26^\circ$ ve içsel sürtünme açısı $\phi=45^\circ$ (Joseph E. Bowles, Foundation Analysis and Design 5th Edition) dikkate alınarak farklı emniyet katsayısı değerleri hesaplanarak k_h ’ nin emniyet katsayısını ‘1’ veren pozitif değer olarak kritik ivme 0.35g olarak belirlenmiştir. Yenilme katsayısı k_y (yield katsayısı) olarak adlandırılan 0.35g değeri

aynı zamanda $a_y=k_y g$ 'ye (yenilme ivmesine) karşılık gelmektedir (Şekil 5.22).

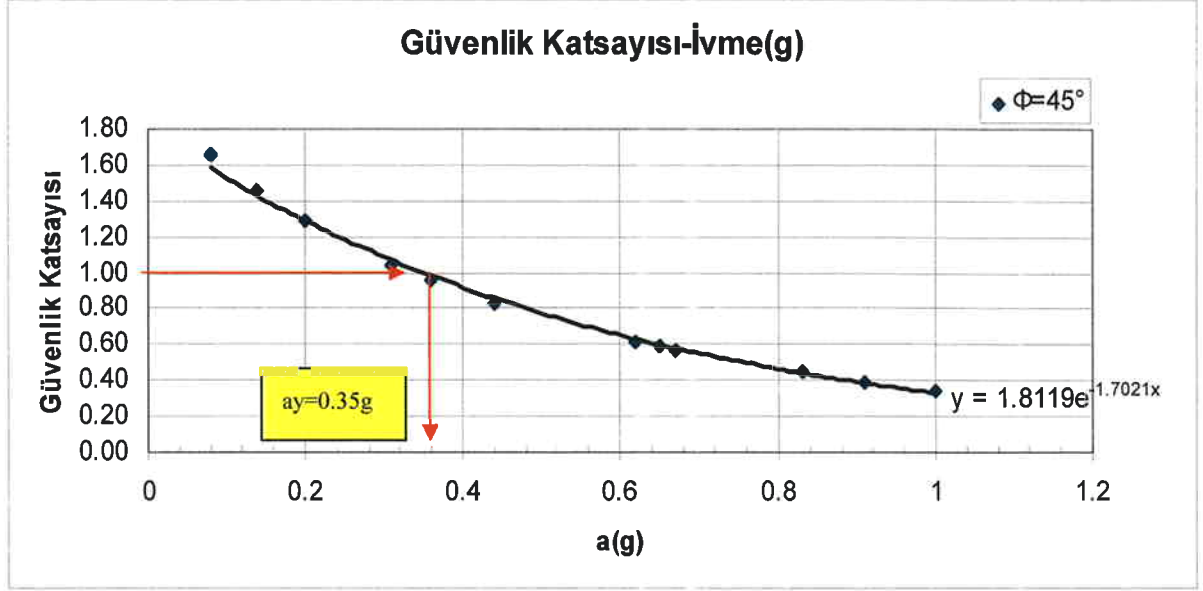
$$FSd(t) = \frac{\text{mevcut tutucu kuvvetler}}{\text{psödo - statik kaydırıcı kuvvetler}} = \frac{R_d}{D_d} = \frac{[\cos \beta - kh(t) \sin \beta] \tan \phi}{\sin \beta + kh(t) \cos \beta} \quad 3.33$$

$FSd(t)$: emniyet katsayısı, R_d : direnç kuvvetleri, D_d : dinamik kaydırıcı kuvvetler, β :şev açısı, ϕ : blok ve düzlem arasındaki içsel sürtünme açısı.

Newmark metoduyla yukarıda 0.35g olarak hesaplanan kritik ivme değeri, aynı şekilde dalgakıran modelinden belirlenen hasar seviyesinin taban ivmesine bağlı değişimini gösteren Şekil 5.18 ve Şekil 5.19' da çizilen grafiklerden de görüldüğü gibi hasarın başlangıç seviyesinin de ($S=2$) 0.35g civarında olduğu okunmaktadır.

Çizelge 5.1 İvme-zaman serilerine bağlı olan güvenlik katsayısı değerleri

	maks. taban ivmesi(m/s^2)	maks. taban ivmesi(g)	kh(maks. ivme/g)	güvenlik sayısı (GS), $\Phi=45^\circ$
1mm-6Hz	0.78	0.08	0.08	1.66
1mm-9Hz	3.04	0.31	0.31	1.05
1mm-12Hz	6.08	0.62	0.62	0.62
1mm-15Hz	8.14	0.83	0.83	0.44
2mm-6Hz	1.37	0.14	0.14	1.45
2mm-9Hz	3.53	0.36	0.36	0.96
2mm-12Hz	6.57	0.67	0.67	0.57
2mm-15Hz	8.93	0.91	0.91	0.39
3mm-6Hz	1.96	0.2	0.2	1.29
3mm-9Hz	4.32	0.44	0.44	0.83
3mm-12Hz	6.38	0.65	0.65	0.59
3mm-15Hz	9.81	1.00	1.00	0.34



Şekil 5.22 Güvenlik sayısı ve kh grafiği yardımıyla kritik yenilme ivmesinin hesaplanması

6. SONUÇLAR ve ÖNERİLER

Yapılan çalışmada, homojen taş dolgu dalgakıranların sismik stabilitesini inceleyebilmek için rijit bir taban üzerine inşa edilen dalgakıran homojen taş dolgu dalgakıran modeline sarsma tankı yardımıyla farklı genlik ve frekanslarda dinamik yükler uygulanmıştır. Modele uygulanan salınımın taban ivmesi aralığı 0.08g ile 1.00g aralığında değişmektedir.

Sismik yüklemeler sonucunda; deneylerden önceki ve sonraki en kesitler profil kaydedici yardımıyla karşılaştırılmış ve dalgakıran kretinde oluşan düşey yer değiştirmelerin (oturmaların) miktarları ile kesitsel şekil değiştirmeler belirlenmiştir. Düşey yer değiştirme ve şekil değiştirme değerlerinin, artan frekans ve genlik değerleri ile doğru orantılı olduğu belirlenmiştir.

Sismik yüklemeler altında homojen taş dolgu dalgakıran kesitinde görülen deformasyonların %60'lık kısmı ilk 10 saniye içinde gerçekleşmiştir.

Bilindiği gibi Van Der Meer formülünde dalga etkisi altında tanımlanan hasar seviyesi artan frekans ve genlik değeri ile artmaktadır. Dalgakıran temelindeki sismik ivme dalgakıranın kretinde artmaktadır.

Yapılan sarsma deneyleri sonucunda, dalgakıran şevlerindeki hasar seviyesi ile sismik ivme arasında iyi bir korelasyonun olduğu bulunmuştur.

Newmark Yöntemi ile hesaplanan kritik ivme (yenilme ivmesi) değeri 0.35g bulunmuştur, bu değer Van der Meer'e göre tabakalı $\frac{1}{2}$ şev eğimine sahip taş dolgu dalgakıranlar için tanımlanan ($S=2$) hasar başlangıç seviyesine karşılık gelmektedir. Kritik 0.35g ivme değerinden sonra dalgakıran kretindeki ve şevlerindeki deformasyonlarda ani bir artış meydana gelmektedir, bu durumda güvenlik faktörü "1" değerinin altına inmekte ve yapı güvenliğini kaybetmektedir.

Deneyisel çalışmada ele alınan model dalgakıranın dinamik yükler altındaki davranışı, içinde su olmayan bir sarsma tankı kullanılarak incelenmiştir. Dalgakıran modeli rijit bir taban üzerine kurulmuş ve dalga etkisi ihmal edilmiştir. Bu ortamda verilen sismik yükler altında modelin kret ve şevlerinde hasar ve yer değiştirmelerin olduğu görülmüştür.

Dalgakıranların sismik davranışının daha gerçekçi olarak incelenebilmesi için farklı malzemelerin dalgakıran temeli olarak kullanılması, deneylerin sulu ortamda yapılması ve modelin tabakalı ve yapay anroşmanlı olarak tekrar edilmesi önerilmektedir.

KAYNAKLAR

- Ambraseys, N. (1959), "The seismic stability of earth dams 2", 67, PhD thesis, University of London.
- A.Alikhani, H.F. Burcharth, N. Moadelli and B. Sotoodeh (2003) "Technical Note Design and Construction of a Caisson Quay wall in The South Pars Port Project", Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing) Vol. 4, Nos 2-4: 163-171
- CERC (1984), Shore Protection Manuel, 4th Ed., Coastal Eng. Res. Center, US Army Corps of Eng., Vicksburg.
- Craig, W.H., Yildirim, S., (1976), "Modelling Excavations and Excavation Processes", Defense Technical Center.
- Hoe I., D. Leshchinsky, (1995), "Siesmic Performance of Siesmic Slopes", Soils and Foundations Vol 35, No.2, 85-94, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering
- Goodman, R. E., Seed., H. B., (1966), "Earthquake induced displacements in sand embankments", J. Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 92, pp.125-146.
- Joseph E. Bowles, Foundation Analysis and Design 5th Edition, 278.
- Kramer, S. L., (1996) "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice Hall Inc., Upper Saddle River, New Jersey, 475-490.
- Kutter, B. L., (1984), "Earthquake defromation of centrifuge model banks", J. Geotech. Engrg., ASCE, Vol.110, No.12 ,pp. 1697-1714.
- Liping Y., (1991) "Seismic Deformation Analysis of Earth Dams: A Simplified Method" California Institute of Technology, Report SML 91-01, Pasadena, California.
- Makdisi, F. I., Seed, H. B., "Seismic Response of Earth Dams in Triangular Canyons", Journal of Geotecnical Engineering Div., ASCE, 108(GT10), 1328-1338.
- Memos, C., Bouckovalas, M. and Tsiachris, A., 2000, "Stability of Rubble-Mound Breakwaters Under Seismic Action", Proceedings of the Conference ASCE, Sydney Australia, pp. 1585-1598.
- Memos, C., Kiara, A. and Pavlidis, E., 2003, "Coupled Seismic Response Analysis of Rubble-Mound Breakwater", Water and Maritime Engineering, ICE, pp. 23-31
- Memos, C., Protonotarios, N. 1992, "Patras Breakwater Failure Due to Seismic Loading", Proceedings of the Twenty Third International Conference , Venice Italy, pp. 3343-3356
- Miura, K., (2004), "The Response of Gravity Type Quay Wall to Earthquake", Department of Architecture and Civil Engineering, Toyohashi University of Technology.
- M.Seid, P.M. Byrne, (2004), "Embankments dams and earthquakes", Hydropower and Dams Issue Two, 2004, University of British Columbia, Canada.
- Newmark, N. M.,(1965), "Effects of earthquakes on dams and embankments", Geotechnique, 15(2),139-160p.
- Oden, J.T., Martins, J.C.A., (1985), "Models on computational methods for dynamic friction phenomena", Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering 52, pp.527-634

PIANC, (2001), "Siesmic Design Guidlines for Port Structures", 130-143p.

Port and Harbour Research Institute, (1997) "Chapter 12 Earthquakes and Siesmic Force", Japan.

Sakamoto, T., Yoshida, H., Yamaguchi, Y., Satoh, H., Iwashita, T., Matsumoto, N., (2003), "Numerical Simulation of Sliding of an Earth Dam during the 1995 Kobe Earthquake, PWRI Publications.

Sarma, S. K., (1975), " Seismic stability of earth dams and embankments", *Geotechnique*, Vol. 25, No.4, pp. 743-761.

Sasajima, T., Sakikawa, M., Miura, K., and Otsuka, N., 2003, " In-situ Observation System for Seismic Behavior of Gravity Type Quay Wall", ISOPE 2003, CD-Rom,

Seed, H. B., Harder, L. F., (1990), " SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strenght", *H. Bolton Seed Memorial Symposium Proceedings*.

Seed, H. B., Idriss, I. M., (1982), " Ground motions and soil liquefaction during earthquakes", *Earthquake Enginnering Research Institute, University of California, Berkeley*.

Seed, H. B., Martin, G. R., (1966), " The seismic coefficient in earth dam design", *J. Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 92, No.3, pp.59-83.

Wang, H., Yang, C.V., Lamison, C. and Chen, S.S., (1978), "Loadings on Rubble-Mound Breakwaters due to Earthquake" *Proc. Of the 16th Int. Conf. on Coastal Engr., ASCE*, pp. 2244-2262.

Van der Meer, J.W. and Ligteringen, J., (1997), "Breakwater Design" IHE.

Yegian, M.K, Marciano, E.A., Ghahraman, V.G., (1991), "Earthquake-Induced Permanent Deformations: Probabilistic", *Journal of Geotecnichal Engineering*, Vol. 117, No.1, pp.35-50

Yüksel, Y., (2005), "Dalgakıran Tasarımı", *Ders Notları, YTÜ*.

Yüksel, Y., Çetin, K.O., Ozguven, O., Isik, N.S., Cevik, E. and Sumer, B.M., 2004, "Seismic Response of a Rubble-Mound Breakwater in Turkey" *J. of Maritime Engr., 157, ICE*, pp. 151-161.

Yüksel, Y., Berilgen, M., Cihan, K., Çevik, E.Ö., Dizman, U., Yalçın, A.C., (2006), "The seismic Responses of a ruble-mound breakwater", *The Proceedings of The Sixteenth International Offshore and Polar Engineering Conference ISOPE, San Fransisco, California, USA*.

Zhu, Y., Kutansai L., Gary H. C., (1998), "A 2D Seismic Stability and Deformation Analysis", *Golder Associates Inc*.

Zwamborn, J.A., Phelp, D. (1988), "Structural tests on dolosse", *ASCE/WPCOE Sem. On Stresses on Concrete Armor Units, New York*.

EKLER

Ek 1 Japonya Liman ve Liman Tesisleri için Yorumlar ve Teknik Standartlar

Ek 1 Japonya Liman ve Liman Tesisleri için Yorumlar ve Teknik Standartlar

Liman ve liman içi tesislerin tasarımında, deprem etkileri dikkatlice incelenmeli böylece ileride meydana gelecek depremlerde tesislerin sismik dirençlerini kaybetmemeleri önlenmiş olmaktadır.

[Yorum]

- 1) Yapıların sismik dirençleri araştırılırken, aşağıdaki maddeler de dikkate alınmalıdır:
 - a) Bölgedeki sismik seviye, analizlerle incelenen depremlerin zemin hareketleri
 - b) Yapının inşaa edildiği bölgedeki zemin durumu
 - c) Tesislerin önemi (sosyal ve ekonomik durumun önemine dayanan geniş kapsamlı değerlendirmeler)
 - d) Tesislerin deprem dirençleri
- 2) Sismik direnç analizleriyle ilişkili olan araştırma öğeleri:
 - a) Tüm yapının stabilitesi
 - b) Toprak kaymalarına karşı stabilite
 - c) Sıvılaşmanın, zemin stabilitesi ve yapının üzerindeki etkisi
 - d) Yapısal elemanların içindeki gerilmeler
 - e) Tesislerin dayanaklılığı açısından, yapının önemli kısımlarında veya yapı ile zemin arasında meydana gelen yer değiştirmeler
- 3) Kobe limanı, Hyogoken-Nanbu Depremi ile sarsıldığında, rıhtım duvarlarının büyük kısmı aynı hasardan zarar görmüştür çünkü rıhtım duvarlarının hepsi aynı tip yapılar olarak inşaa edilmişlerdir. Eğer yapı tipleri farklı olsaydı, yapıların sismik tepki özellikleri ve yapılarda oluşan hasarların boyutları da birbirinden farklı olabilirdi. Hyogoken-Nanbu Depremi'nden elde edilen deneyimler, liman ve liman tesislerinin yapı tiplerinin seçimindeki farklılıkların ve çeşitliliğinin, yapıların farklı sismik tepkiler göstererek güvenliliğin garanti altına alınmasının mümkün olacağını göstermektedir.

[Teknik Notlar]

Liman ve liman tesislerinin sismik dirençleri, Sismik Katsayı Metodu), Sismik Deformasyon Metodu veya bu metotların kombinasyonlarını kullanarak belirlenen yapıların dinamik özelliklerini de göz önünde bulundurarak incelenmektedir.

Nispeten daha rijit ve titreşim genlikleri deprem anındaki zemin hareketi ile karşılaştırıldığında daha küçük olan ağırlık tipi rıhtım duvarlarında sismik direnç, sismik

katsayıyı Sismik Katsayı Metodu ' unu kullanarak incelenmektedir.

Sismik hareketin baskın periyoduna yakın olan doğal periyotlu yapılar veya nispeten daha uzun doğal periyotlu yapılarda sismik direnç, düzeltilmiş sismik katsayı kullanılarak incelenmektedir. Düşey kazıklar üzerindeki açık tipli iskeleler de sismik tasarım metodu olarak, düzeltilmiş sismik katsayı metodunu kullanmaktadır.

Stabilitesi, çevresini saran toprağın deformasyonlarına bağlı olan yapılarda, (batık tüneller, boru hatları, boru tipi yapılar) sismik direnç, Sismik Deformasyon Metod' una uyumlu bir biçimde incelenmektedir.

Liman ve Liman Tesislerinin Tasarımında Deprem Direnci

- Liman ve Liman Tesislerinin Deprem Direnci
 - Liman ve liman tesisleri, "Seviye 1" deprem hareketine tesislerin ömrü boyunca oluşma olasılığı yüksek olan deprem hareketi) maruz kaldığında işlevlerinin yanında gereken yapı stabiliteelerini de kaybetmeme kapasitesine sahip olmalıdırlar.
 - Yüksek sismik dirence sahip yapılar, "Seviye 2" deprem hareketine tesislerin ömrü boyunca oluşma olasılığı çok az olan fakat oluştuğunda çok büyük olan deprem hareketi) maruz kaldığında çok az hasara uğrayıp ve bu deprem hareketinden sonra işlevlerini hemen tekrar kazanıp kendilerinden beklenen servisleri ömür boyunca verme kapasitesine sahip olan yapılar olmalıdır.
- Yüksek Sismik Dirençli Yapıların Deprem Dirençlerinin İncelenmesi
 - Yüksek sismik dirençli yapıların yapısal stabiliteelerinin araştırılmasında, deprem direncinin belirlenmesi için tasarım sismik katsayısı) hükümlere dayanan, sismik yüklemelere karşılık gelen deprem direncinin gerekli değeri incelenmelidir. Bu tür incelemelerde deprem hareketi için "Seviye 2" deprem hareketinin kullanılması önerilmektedir.
 - Deprem direncinin incelenmesi için (2-a)' da ifade edilen deprem hareketine uygun olarak zemin ve yapı modellenmeli, yapısal özellikler göz önünde bulundurularak uygun metoda göre deprem direnci incelenmelidir.
 - Deprem direncinin incelenmesinde kullanılan deprem hareketi, zeminin dinamik analizlerinden belirlenmelidir.

[Yorum]

Liman ve liman tesislerinin sismik tasarımı için 75 yılda bir tekrarlama olasılığı olan depremler, "Seviye 1" deprem hareketi olarak kullanılmaktadır. Tektonik levhaların yanal

yer değiştirmesinden veya kıyı yakınındaki levhaların kırılmasından kaynaklanan depremler, ‘‘Seviye 2 ‘‘ deprem hareketi olarak sınıflandırılmaktadır. Seviye 2 deprem hareketlerinin tekrarlama olasılığı ise genellikle birkaç yüzyıllık olabilmektedir.

Yüksek sismik direnci olan yapılar genellikle, içerisinde bulunan tesislerin ekonomik ve sosyal aktivitelerini depremden sonrada devam ettirmeleri için sismik dirençleri arttırılmış yüksek sismik etkilere dayanan kıyı duvarlarıdır. Yapıların fonksiyonlarını kaybetmemeleri demek; iç yapı stabilitelerini her zaman koruyabilmeleri anlamına gelmektedir. Yapıların depremden sonra beklenen fonksiyonlarını sürdürmeleri demek ise en kısa zamanda eski işlevlerini yeniden kazanmaları anlamına gelmektedir. Bu özellikler aşağıdaki tabloda özetlenmektedir (Çizelge Ek 1.1).

Çizelge Ek 1.1 Liman ve liman tesislerinin tasarımında dizayn parametresi olarak göz önünde bulundurululan sismik dirençler ve zemin hareketleri

Zemin hareket seviyesi	Sismik dizayn için düşünölen zemin hareketi	Uygulanabilir tesisler	Deprem Direnci
Seviye1	75 yılda bir tekrarlama Periyodu olan zemin hareketleri	Tüm tesisler (diğer standartlarladüzenlenmiş olan tesislerde dahil)	Fonksiyonlarını kaybetmeyenler
Seviye2	Tekrarlama periyodu birkaç yüzyıl olan farklı plakalardan meydana gelen zemin hareketleri	Yüksek sismik dirençli yapılar (yüksek dirençli kıyı duvarları) Batırma tünelleri ve köprülerde de seviye 2 deprem hareketi dizaynda göz önüne alınmalıdır.	Beklenen fonksiyonları deprem olsa dahi yerinde kalanlar.

Sismik katsayı metodunda kullanılan sert kaya zeminle yüzey arasında kalan toprağın(subsoil) bazı sınıflandırma ve durum faktör değeri aşağıdaki çizelgelerde verilmektedir (Çizelge Ek1.2 ve 1.3).

Çizelge Ek 1.2 Alt toprak durum faktörleri

Alt toprak sınıfı(subsoil)	Sınıf I	Sınıf II	Sınıf III
Alt toprak durumları için faktörler	0.8	1.0	1.2

Çizelge Ek 1.3 Alt toprak durum faktörleri

Alt toprak sınıfı	Çakıl katmanı	genel kumlu toprak ve kohezyonlu toprak	Yumuşak alt toprak
250 yıllık katmanların kalınlığı			
5 metre ve daha az	Sınıf I	Sınıf I	Sınıf II
5 metreden fazla 25 metreden daha az ve daha az	Sınıf I	Sınıf II	Sınıf III
25 metre ve üstü	Sınıf II	Sınıf III	Sınıf III

- Yukarıdaki tablolarda, yumuşak alt toprak demek SPT' nin N değerinin 4'ten az olduğu ve unconfined basınç dayanımlarının da 20kN/mm²'den az olduğu kumlu yumuşak alt toprak çeşidini ifade etmektedir. Alt toprak, 2 veya daha fazla toprak katmanından oluştuğunda sınıfının belirlenmesinde daha baskın olan toprak katmanının kalınlığı göz önünde bulundurulur. Eğer yaklaşık olarak aynı kalınlığa sahip toprak katmanlarından oluşuyorsa, toprağın tipinin belirlenmesinde en büyük alt toprak durumu faktörüne sahip olan toprak sınıfı kabulü yapılmaktadır.

Çizelge Ek 1.4 Yapının Önem Faktörü

Yapının tipi	Yapı Karakterleri	Önem Faktörü
Özel sınıf	A sınıfı yapılarda dikkate değer risk taşıyanlar madde 1’de, çok ağır sonuçları olanlar madde 2’de, önemli tehdit altında olanlar madde 4’de, daha az önemli olanlar madde 3’de toplanmıştır.	1.5
A sınıfı	1 Yapının depremde zarar gördüğünde çok yüksek derecede can ve mal kaybına sebebiyet verecek risklere sahip olması 2 Yapının depremde sonra önemli ekonomik ve sosyal zararlara yol açacak risklere sahip olması 3 Yapının depremde sonra insan sağlığını ve mal kaybını tehdit edici risklere sahip olması 4 Yapının depremde sonra restore edilmesinin zor olması riskine taşınması	1.2
B sınıfı	Diğer Yapılar (Özel, A ve C sınıfı dışında olanlar)	1.0
C Sınıfı	Yapının depremde sonra küçük ölçekli ekonomik ve sosyal zararlara yol açma riski taşınması ve A ile özel sınıftaki yapılardan daha kolay ve çabuk restore edilmesi	0.8

- Sismik katsayı metodunun kullanıldığı incelemelerde; metotta kullanılan düşey sismik katsayı değeri yapı karakterleri, alt toprak sınıfı gibi özelliklerinde hesaba katılmasıyla belirlenmektedir.
- Yatay dizayn sismik katsayısı aşağıda verilen denklemlerden (34) hesaplanabilmektedir. İlk hesaplamalarda önem faktörü 1.5 olarak alınabilir. Son yapılan hesaplamalarda, zemin pik ivmesi, Bölgesel Afetlerden Korunma Planı’nda madde madde verilen potansiyel depremlerin seviye 2 zemin hareketine karşılık gelen dinamik analizlerden tahmin edilebilmektedir.

α 200 Gal veya daha az olduğunda

$$k_h = \alpha/g$$

α 200 Gal’ dan büyük olduğunda

$$k_h = 1/3 (\alpha/g)^{1/3}$$

k_h : yatay sismik katsayı, α yüzeydeki pik zemin ivmesi (Gal), g yerçekimi ivmesi.

[Yorumlar]

- Liman ve liman tesislerinin genel durumları
 - Yapıların dizayn sismik katsayısının belirlenmesindeki faktörlere, bölgesel sismik durumlar, alt toprak durumları, yapıların dinamik özellikleri, yapıların önemi de dahil olmaktadır. Dizaynda yapıların dinamik tepkilerinin göz önüne alınmasına gerek yoktur çünkü liman ve liman tesislerinin büyük çoğunluğu kısa doğal periyotlarla beraber büyük sönümlendirme faktörlerine sahiptirler. Genel olarak yapıların dinamik tepkileri ihmal edilmiştir ve sismik dizayn, sismik katsayı metodundaki sismik katsayısının kullanılması ile yapılmaktadır.
 - Sismik katsayının bölgesel sismik faktörler, zemin hareket karakterleri, alt toprağın tepkisine dayan zeminin hareketinin ivmesinin incelnemesi sonucunda hesaplanmasının mümkün olduğu durumlarda hesaplana değer sismik dizayn katsayısı olarak kullanılabilir.
 - Yapıların önem faktörü, yapının kullanımına, tipine veya boyutlarına bağlı olarak belirlenen bir değer değildir. Aşağıdaki maddelerinde göz önüne alınması ile yapının ekonomik ve sosyal karakterlerine bakılarak belirlene bir değerdir.
 - Tesislerin ayrı ayrı fonksiyonları için gereken deprem direnci
 - Deprem meydana geldiğinde hasarın şiddeti, hasar gören tesisin restorasyondaki zorlukları ve hasardan sonraki arta kalan yapının dayanımı
 - Hasardan sonra liman tesisinin kargo elleçleme kapasitesi
- Yüksek sismik dirençli yapılar
 - Yüksek sismik dirençli yapıların dizaynında hedeflenen depremleri Bölgesel Afet Koruma Planında belirtilen potansiyel depremlerden bulabiliriz ayrıca çalışma sahasında deprem zemin hareketi girdisi olarakta bu potansiyel depremlerden seçilebilmektedir.
 - Yüksek dirençli yapıların dizayn sismik katsayılarının hesabında kullanılan pik zemin ivmesi Simsi Tepki Analizlerinde verilen çok yönlü yansıtma modeliyle (multiple reflection model)hesaplanabilmektedir.
 - Noda, yüksek sismik dirençli yapıların sismik dizayn katsayısını hesaplamak için (34) numaralı denklemin detaylı açıklamasını vermiştir.
 - Yüksek sismik dirençli yapılardan deprem etki alanının içinde başka deyişle aktif hasar zonunun içerisinde inşa edilenlerde , Hygoken-Nanbu depreminde Kobe Limanı'nda meydana gelen hasarlardan elde edilen deneyimlere dayanarak sismik dizayn katsayısının en az 0.25 olması gerektiği belirlenmiştir.

ÖZGEÇMİŞ

Doğum tarihi 24.01.1982

Doğum yeri İstanbul

Lise 1997-2000 Kırklareli Anadolu Lisesi

Lisans 2000-2004 Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi,
İnşaat Mühendisliği Bölümü

Yüksek Lisans 2004-2006 Yıldız Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Müh. Anabilim Dalı,
Kıyı ve Liman Müh. Programı

Çalıştığı kurum(lar)

2006-devam ediyor Taisei Corporation Marmaray Projesi
Batırma Tünel Bölümü-İnşaat Mühendisi