



T.C.
BAYINDIRLIK ve İSKÂN BAKANLIĞI
AFET İŞLERİ GENEL MÜDÜRLÜĞÜ
DEPREM ARAŞTIRMA DAİRESİ

DEPREM ARAŞTIRMA BÜLTENİ

13



Deprem Araştırma Bülteni (DAB)

*Bulletin of Earthquake Research
(Bull. Earthq. Res.)*



Nisan [April] / 1976
Cilt [Volume]: 3

Sayı [Issue]: 13

İÇİNDEKİLER [INDEX]

Sayfa [Page]

ARAŞTIRMA [RESEARCH]

Toprak Barajların Dinamik Hesap Yöntemleri [Dynamic Calculation
Methods of Soil Dams]

Kutay ÖZAYDIN, Ali ERGUVANLI 1-51

DİĞER [OTHER]

Kaliforniya Eyaleti Su Projesi Sismik Analizi [Seismic Risk Analysis for
California State Water Project]

Mehmet Emin ÖZEL 52-61

DİĞER [OTHER]

Yeni Deprem Şiddet Skalası [New Earthquake Intensity Scale]

Refan CAN 62-69

DİĞER [OTHER]

Zeminin ve Jeolojinin Yerel Deprem Mukabelesine Olan Etkinliği
[Effectiveness of Soil and Geology on Local Earthquake Response]

Murat KÖYLÜOĞLU 70-93

**DEPREM
ARAŞTIRMA
ENSTİTÜSÜ
BÜLTENİ**

13

**DEPREM
ARAŞTIRMA
ENSTİTÜSÜ
BÜLTENİ**

13

**DEPREM ARAşTIRMA
ENSTİTÜSÜ BÜLTENİ**



Üç Ayda Bir Yayınlanır
Bilim ve Meslek Dergisi



Sahibi

İmar ve İskan Bakanlığı adına
Teoman Güzey
Müsteşar Muavini



Yazı İşleri Müdürü

Oktay Ergünay
Deprem Araştırma Enstitüsü
Başkanı



Yönetim Yeri ve Yazışma Adresi

Deprem Araştırma Enstitüsü
Başkanlığı. Yüksel Sokak No. : 7/B
Yenişehir/ANKARA



Telefon : 18 66 29 — 17 69 55



Basıldığı Yer

Baylan Matbaası 17 75 34 — 25 07 85



İlanlar pazarlığa tabidir.

Deprem Araştırma Enstitüsü Bülteni

YIL : 3

SAYI : 13

NİSAN 1976

BU SAYIDA

- Toprak Barajların Dinamik
Hesap Yöntemleri **Dr. Kutay ÖZAYDIN**
Dr. Ali ERGUVANLI 1
- Kalifornia Eyaleti Su Projesi
Sismik Rsk Analizi **Hares C. SNAH**
M. MOVASSATE 54
- Yeni Deprem Şiddet Skalası **C.P. MORTGARD -**
H.C. SNAH 64
- Zemin ve Jeolojisinin, Yerel Deprem
Mukabelesine Olan Etkinliği **H. Bolton SEED**
- Per B. JOHNABEL 73

TOPRAK BARAJLARIN DİNAMİK HESAP YÖNTEMLERİ

Dr. Kutay Özaydın (*)

Dr. Ali Erguvanlı (**)

Ö N S Ö Z

Yarı statik analiz yöntemi, yatay ivmenin doğurduğu atalet kuvvetlerinin şev malzemesi üzerine sürekli ve sadece tek bir yönde etki ettiği şekilde basit kabullere dayanmaktadır. Bundan dolayı, deprem etkileri için bu analiz yönteminin kullanılması, en azından çok hatalı sonuçlar doğurabilecektir. Teorik olarak, güvenlik sayısının $G:S = 1.0$ olması hali şevin göçme durumunu belirtmektedir. Ancak, hakikatte şevi oluşturan malzeme özelliklerine bağlı olarak $G.S. < 1$ olmasına rağmen kaymayan şevler ve $G.S. > 1$ durumunda göçen şevler mevcuttur.

Karl Terzaghi

Toprak barajların, dolgu, şev ve istinat duvarlarının depreme etkisine karşı stabilite analizleri son elli yıldan beri yapılagelmektedir. 1923 Tokyo depreminden sonra, Mononobe Okabe ve diğer Japon Mühendisleri istinat duvarları arasında depremler sırasında oluşan toprak basınçlarını hesaplamak için bir yarı statik analiz yöntemi önermişlerdir. Aynı yöntem daha sonraları toprak barajların ve şevlerin sismik stabilite analizinde de kullanılmıştır. Bu yöntemde statik şev stabilitesi analizinde kullanılan aynı yol izlenmekte ve var sayılan bir muhtemel kayma düzlemi boyunca kaydıran ve karşı koyan kuvvetler karşılaştırılmaktadır. Sadece, statik yüklere ilave olarak, deprem etkileri bir sismik katsayı 'k' nın muhtemel kayan kitlenin toplam ağırlığı ile çarpımından elde edilen bir ilave yatay statik yük ile tanımlanmakta ve stabilite hesabına bir kaydıran yük olarak katılmaktadır.

Son onbeş yıl içinde yarı-statik analiz yönteminin kısıtlayıcı yönleri ve yeterli olmadığı pek çok araştırmacı tarafından ortaya konmuş ve toprak yapıların deprem yükleri altında davranışını inceleyebilmek için «dinamik analiz» yöntemlerinin geliştirilmesine çalışılmıştır. Bu çalışmalar önceleri yarı statik analizde kullanılan sismik katsayının daha iyi tanımlanabilmesi ve bu katsayının baraj yüksekliği boyunca ve deprem süresince değişiminin gözönüne alınması yönünden olmuştur. Buna paralel olarak zeminlerin dinamik yükler altında davranışları laboratuvar deneyleri ile incelenmiş ve dinamik gerilme-deformasyon ve sönüm özellikleri yanısıra dinamik mukavemet özellikleri de da-

(*) İ.T.Ü. Mühendislik, Mimarlık Fakültesi,

ha iyi tanımlanmaya çalışılmış ve zeminlerin, gerilmeye bağlı elastik olmayan özellikleri daha sonra analiz yöntemlerine dahil edilmiştir.

Ayrıca aynı yıllarda diğer yaklaşımların yanı sıra, zemin mühendisliğinde de sonlu elemanlar yöntemi gibi sayısal yöntemler ve bunun sonucu elektronik hesap makinelerinin kullanılmaya başlanması olagan hale gelmiştir.

Bu gelişmelerin sonucu olarak bugün (1976) toprak barajların deprem yükleri altında davranışına «dinamik analiz» yöntemleri ile inceleyebilmek ve çıkan sonuçları zeminin dinamik mukavemet parametreleri ile karşılaştırabilmek mümkün olmaktadır.

Bu yazıda amaç, bu gün için bilinen analiz ve deney yöntemlerinin gelişmelerini aşamalar halinde sunmak, uygun değerlendirmeler için gerekli kıstasları belirtmek ve «dinamik analiz» unsurlarını açıklamak olmuştur. «Dinamik analiz» başlığı altında açıklanan kısımda, her hangi bir dinamik analiz yöntemi ile, depremler sırasında oluşması muhtemel gerilme ve deformasyonların baraj bünyesi içinde zaman ile değişimlerinin bilinmesi halinde, baraj malzemesinin dinamik mukavemeti ve davranışının analizi içerilmiştir. Etkiyen gerilme ve oluşan deformasyon mertebelerine göre değişik davranış gösteren, ve bu özellikleri deneysel olarak saptanabilen zeminlerin, değişken dinamik gerilmeler altındaki davranışları gerçek bir dinamik analiz yaklaşımı projelendirilmesinde en önemli hususu teşkil etmektedir.

Bir toprak barajın dinamik analizinin, baraj malzemesini teşkil eden «zemin»in zamana bağlı dinamik davranışı incelenmeden yapılamayacağı tabii olduğundan toprak barajların deprem yükleri altında davranış analizi, bu tür barajların proje ve inşaa aşamalarında da olduğu gibi öncelikle ve ayrıcalıkla bir «Zemin Mekanikliği» problemi olmaktadır.

FOREWORD

The pseudo static equation based on the simplifying assumptions that the horizontal acceleration acts permanently on the slope material and in one direction only. Therefore, the concept in conveys on earthquake effects is very inaccurate to say the least.

Theoretically, a factor of safety $FS = 1.0$ would mean a slide, but in reality a slope may remain stable in spite of FS being smaller than unity and it may fail at a value of FS greater than 1, depending on the character of the slope forming material.

Karl Terzaghi

The seismic stability analysis of earth dams, embankments, slopes and retaining walls are being performed for the last fifty years. After the 1923 Tokyo earthquake, Japanese engineers such as Mononobe, Okabe and others proposed a pseudo static method calculating earth pressures induced during earthquakes in the seismic design of retaining walls.

The same approach was later used for the seismic stability analysis of earth dams and slopes. In this method, the same principle is used as in the static slope stability analysis and the sliding and resisting forces on the probable slide surface are compared. The seismic effects are represented as a lateral force determined by a seismic coefficient, in addition to the static forces acting on the probable sliding mass to minimize stability.

In the last fifteen years, extensive research has established the limiting aspects and insufficiencies of the pseudo-static analyses and has encouraged the development «dynamic analysis» methods for the analyses of the behaviour of earth structures under earthquake loads. These endeavours primarily started with the better definement and refinement of the seismic coefficient.

The variation of the seismic coefficient with the height of the dam and the duration of the earthquake were taken into consideration. Parallel to this, the dynamic behaviour of soils was investigated by laboratory tests and apart from the dynamic stress-strain relationship, it was attempted to determine the dynamic strength parameters of the soils. The inelastic strain dependent behaviour of soils was gradually included in the numerical analyses methods.

In addition to this, recent use of numerical approaches such as the finite element method and the electronic computers in the field of soil engineering has become quite widely applied.

As a result of these developments, today (1976) it has become reliably possible to investigate the behaviour of earth dams under earthquake loads with methods of «dynamic analyses» and compare the results with dynamic soil strength parameters,

The purpose of this article is to present the developments of the established analyses and experimental methods in contemporary use, to point out their limitations and express the factors for «dynamic analyses»

In the section with the heading «Dynamic Analyses» the behaviour of the dam forming material and its dynamic strength properties has been analysed, after determining the possible time dependent stresses and strains assessed by an appropriate method of analyses, occurring during a probable earthquake.

The most important factor is to assess the strain dependent characteristics of soils and include the time dependent representative values for a most realistic dynamic analysis approach,

It is an established fact that the dynamic analyses of earth dams is primarily a Soil Mechanics problem. It is evident that an appropriate dynamic analysis of an «earth dam» cannot be performed without a through investigation of the dynamic behaviour of the constituent material, in other words, the dynamic behaviour of the soils.

KISIM 1

GİRİŞ

Toprak işlerinde kullanılan yapı makinalarındaki gelişmeler ile son 30 - 40 yıldan bu yana Zemin Mekaniğindeki ilerlemeler, toprak ve kaya dolgu barajların yapımı ve hızlarını diğer tür baraj inşaatlarına oranla çok arttırmıştır. Türkiye'de 1930'lardan bugüne kadar inşa edilmiş ve yakın gelecekte yapımı tasarlanan barajların yaklaşık olarak % 75'den fazlasını toprak ve kaya dolgu barajlar oluşturmaktadır. Bu tür barajlarda kullanılan zeminlerin, deprem etkilerine karşı davranışı betona oranla daha elverişlidir. Bu nedenle özellikle sık depreme uğrayan bölgelerde toprak ve kaya dolgu barajların daha uygun seçim olacağı öngörülmektedir. Ancak, bu tür barajların her aşamasında deprem etkilerine karşı projelendirilmelerinin gereği aşikâr olmaktadır. Bugün Türkiye'de mevcut barajların deprem bölgelerine göre genel dağılımları aşağıda verilmiştir.

Deprem Bölgesi	Baraj (%)
1. Derece D.B.	11
2. Derece D.B.	33
3. Derece D.B.	33
4. Derece D.B.	27
Deprem riski olmayan	8

Deprem bölgelerinde inşa edilen toprak barajlarda, depremler sırasında güvenirlilik için,

- Sıvılaşma,
- Şevlerin stabilitesi,
- Çekme gerilmelerinin oluşturacağı iç veya dış çatlaklar,
- İnşaat sonu konsolidasyonu sırasında üniform olmayan oturmaların oluşması ve bunların sonucu su sızmaları,
- 'Temel zemininin mukavemet kaybı sonucu temelde göçme, gibi hususların da gözönüne alınması gerekli olmaktadır.

Japanya ve ABD'de, depremler sonucu oluşan baraj göçmelerinden bazı örnekler Ek. 1 de verilmiştir. Bugüne kadar elde edilen tecrübelerle göre, şiddeti $I_0 > VI$ olan depremlerin episantrlarına yakın barajlarda hasar gözlenmiştir.

Toprak ve kaya dolgu barajlarda depremlerden sonra yapılan gözlemlerde elde edilen bazı sonuçlar aşağıda verilmiştir.

- (a) Yeni yapılan barajlarda eski barajlara oranla hasar daha fazla olmaktadır,
- (b) Temel veya baraj gövde malzemesi uniformluktan uzaklaştıkça hasar olasılığı artmaktadır.
- (c) Baraj malzemesinin
- (I) Granülometrisi,
- (II) Kompaksiyon özellikleri,
- (III) Mukavemet parametreleri
- hasara birinci derece etken özellikler olmaktadır.
- (d) Barajın temel zemininin ve gövde malzemesinin dinamik özellikleri, baraj-temel etkileşimi ve barajın deprem yükleri altında davranışı açısından önemli olmaktadır.
- (e) Barajın geometrisi, kret uzunluğu, şev eğilimleri, depremin yönü ve diğer özellikleri, hasara etkiyen parametreler olmaktadır.
- (f) Depremler sırasında toprak barajlarda hasar, kaya dolgu barajlara oran ile daha fazla olmaktadır.

Deprem bölgelerinde inşa olunacak toprak ve kaya dolgu barajların depreme dayanıklı yapımları, yukarıda belirtilen hususların uygun bir analiz yöntemi ile dikkate alınmasına ve projeye uygun ve kontrollü olarak iyi inşa edilmelerine bağlı olmaktadır.

KISIM 2

ANALİZ YÖNTEMLERİ

2.1. GENEL

Toprak dolguların ve barajların depreme dayanıklı olarak projelendirilmeleri karmaşık bir analitik problemdir.

Herhangi bir deprem sırasında baraj gövde dolgusu şevleri ve temel zeminini sürekli yön ve şiddet değiştiren atalet kuvvetlerine uğramaktadır. Dolayısıyla baraj üzerindeki statik gerilemelere eklenen tekrarlı dinamik gerilmelerin etkilerinin saptanması gerekmektedir.

Geçmişte olduğu gibi bugün de deprem sırasında stabilite analizlerinde en yaygın olarak kullanılan yöntem, en muhtemel kayma yüzeyi üzerinde belirli değerlerde katsayıların, kayan kütle (W) ile çarpımda elde edilen yatay statik yüklerin ilavesi ile, göçme ve kaymaya karşı minimum güvenlik sayısının saptanmasıdır. Buraya uygulanan yöntem ilave fiktif yatay kuvvetlerin etkisinin de gözönüne alındığı klasik «limit denge» analizidir.

2.2. YARI-STATİK ANALİZ

Baraj gövdesine etkiyen dinamik yükleri, fiktif bir statik yatay yük olarak stabilite analizinde kullanmak, aslında dinamik olan bir problemin statik probleme dönüştürülmesi olmakta ve bu genellikle «yarı (psödo)-statik» analiz diye tanımlanmaktadır.

Bu yöntemin uygulanması sırasında mühendislerce karşılaşılan en önemli sorun fiktif yatay statik yüklerin elde edilmesinde kullanılacak sismik katsayısı «k» nin seçilmesidir. Sismik katsayı, «k» olarak tanımlanan ve belirli parametreleri içeren bu değerin gerçeğe uygun tanımlanması gereklidir.

«k» katsayısının özellikleri,

- 1) Dinamik deprem yüklerinin eşdeğer etkisini temsil eden bir yatay yük katsayısı olması,
- 2) Deprem sırasında kayan kitleye etkiyen en büyük (maksimum) yatay atalet kuvveti değerini temsil eden bir katsayı olması, ve
- 3) Deprem sırasında emniyetli yönde kalmak için seçilen ampirik bir katsayı olarak alınmasıdır.

Yarı-statik analiz yönteminin uygulanması ve «k» katsayısı seçilmesi ile bir yarı-statik analiz yapılması sırasında;

- (a) Barajda belirli oranlarda deformasyonlara müsaade edilebileceğinin dikkate alınmaması,
- (b) Bu fiktif statik yükler altındaki davranışın gerçek dinamik yükler altındaki davranışına yeterli bir şekilde temsil ettiğini gösterebilmek için de gerçek davranışın saptanmasının zorunlu olması,

bu yöntemin başlıca sakıncalarıdır.

2.2.1. Yarı-statik analizde sismik katsayının seçimi

Yukarıda belirtilen faktörlerden hangisi kabul edilirse edilsin, proje mühendisinin karşılaştığı önemli güçlük, Sismik Katsayı «k» nin seçilmesidir. Bu amaçla uygulanan yöntemler,

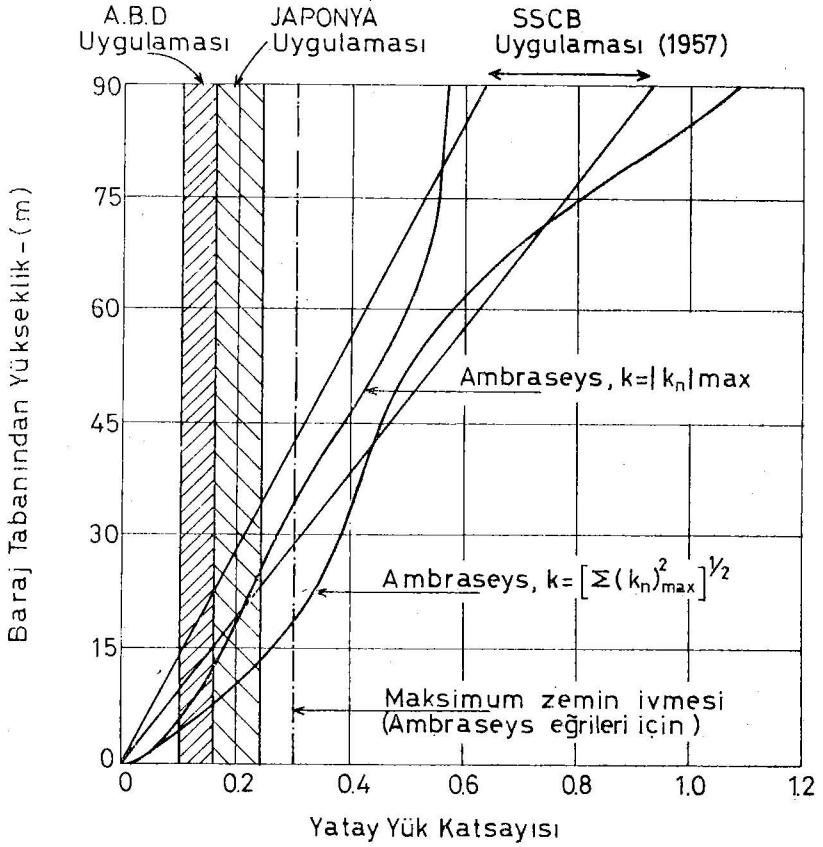
- a) Ampirik değerlerin kabulü,
- b) Rijit kütle davranışı kabulü,
- c) Visko-elastik davranış kabulü,

olarak sıralanabilir.

- a) Ampirik değerlerin kabulü

Bir ampirik katsayının seçimi ile deprem sırasında baraja etkiyecek kuvvetlerin hernekadar bölge deprenselliği ve temel zeminin etkilerini kapsayarak hesaplanması ve baraj projelendirmesi mümkün olmakta ise de, nihai projelendirme ve şev eğimlerinin seçilmesinde ampirik katsayıların kullanılması için gerçekçi sebepler mevcut değildir.

Bugün ABD'de «0,05 - 0,15» ve Japonya'da «0,12 - 0,25» arasında kullanılan sismik katsayılar (Şekil 1), bölgenin deprenselliği ve barajın özelliklerine gö-



ŞEKİL: 1 STATİK OLARAK KABUL EDİLEN DEĞİŞİK YATAY YÜK KATSAYILARI

re değişmektedir. Türkiye'de ise bu değer deprem bölgesine ve proje esaslarına göre farklı değerler almaktadır.

b) Rijit kütle davranışı

Barajın deprem titreşimleri sırasında rijit bir kütle gibi davranacağı kabulüne göre yapılan analizde deprem hareketinden dolayı barajda oluşacak ivmeler,

- a) Bütün baraj üzerinde,
- b) Tüm deprem süresince,

«tek» bir değere sahip olmaktadır. Çoğu kez bu ivme değeri, yer hareketinin oluşturacağı tahmin edilen maksimum ivme değeri olarak alınmaktadır.

Bu yaklaşımın sınırlayıcı yönleri şunlardır :

a) Toprak barajların depremler sırasında rijit bir kütle gibi davranmadıkları bir çok depremde gözlenmiştir. Değişik barajlar, herhangi bir depremde değişik şekillerde davranış göstermektedirler.

Ayrıca, deprem sırasında baraj temelinde gövdesinde veya kretinde oluşan ivmeler barajın sönüm ve doğal titreşim frekansı ile deprem özelliklerine göre «tek» bir değer olmayıp, farklı değerler almaktadır.

b) Deprem titreşimleri süresince, çok kısa bir zaman aralığında etkiyen maksimum ivme değerinin oluşturduğu atalet kuvvetlerinin, sürekli bir yatay kuvvet olarak etkidiğini varsaymak gerçeğe uymamaktadır.

2.3. VISKO ELASTİK DAVRANIŞ ANALİZİ

Bu analizde, baraj gövdesinin birbirlerine seri halde bağlı, sonsuz incelikte çok sayıda yatay tabakalardan oluştuğu kabul edilmektedir. Bu tabakaların birbirleriyle lineer elastik özellikte kayma yayları (shear springs) ve viskoz sönüm mekanizmaları ile bağlı buldukları varsayılmaktadır. Böylelikle baraj tabanında meydana gelen uniform bir titreşim baraj gövdesinde yayılırken, bu sistemin değişik seviyelerdeki davranışı saptanabilmektedir.

Ambraseys (1960) sabit kayma modülüne sahip, kama geklinde ve sonsuz kalınlıkla elastik bir tabakaya oturan bir toprak barajda, deprem sırasında etkiyen yatay kuvvetlerin hesabında kullanılacak sismik yatay yük katsayılarının,

a) Herhangi bir yükseklikteki sismik katsayısının, ilk 4 mod için elde edilen değerlerin karelerinin toplamının kare kökü olarak elde edilebileceğini, yani,

$$k(y) = \left[\sum_{n=1}^{n=4} \{k_n(y)\}^2 \right]^{1/2}$$

b) Herhangi bir yükseklikteki sismik katsayısının o yükseklikte herhangi bir mod'da oluşan en büyük (maksimum) değer olarak elde edilebileceğini,

$$k(y) = [k_n(y)]_{\text{maksimum}}$$

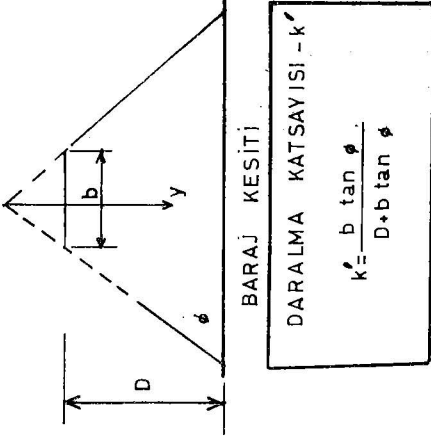
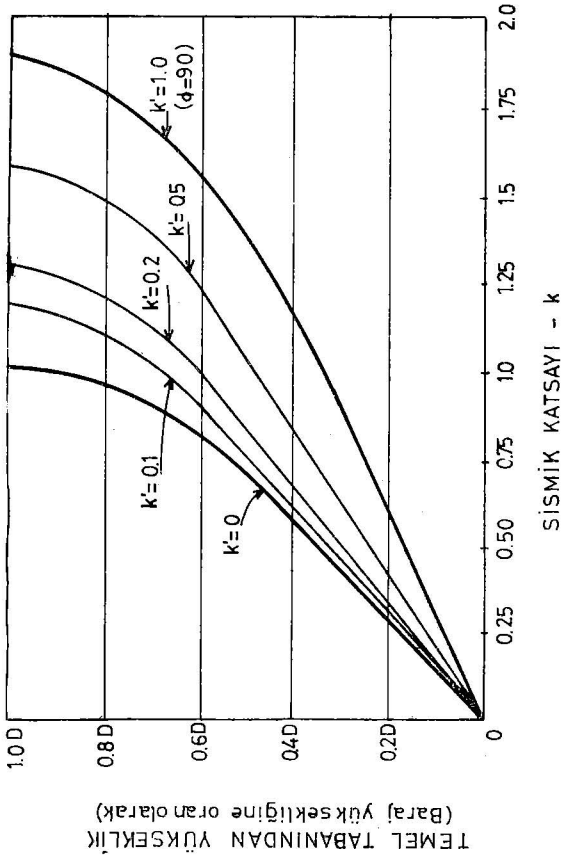
belirtmiştir.

Burada, «y» kret'ten aşağıya doğru olan mesafedir.

Her iki yaklaşım da, herhangi bir titreşim anında etkiyen deprem kuvvetini ve bu kuvvetin baraj yüksekliğince dağılımını saptamak için kullanılmaktadır. Bu yaklaşımların uygulanması ile en büyük değeri baraj kretinde ve tabanda değeri sıfır olan bir sismik katsayı dağılımı varsayılmaktadır.

Şekil 2'de ise, baraj yüksekliği boyunca değişen bu sismik katsayısının, barajın geometrisi ile bir daralma oranı «k'»

$$k' = \frac{b \tan\phi}{D + b \tan\phi}$$



ŞEKİL : 2 SİSMİK KATSAYININ BARAJ YÜKSEKLİĞİNCE DAĞILIMI

tanımına göre değişimi verilmiştir. Baraj yüksekliği kadar, baraj «şev eğrile-
rinin» ve «kret genişliğinin» de sismik katsayıya etkisi bu şekilde görülmek-
tedir.

Böylelikle, herhangi bir deprem anında barajda oluşan maksimum atalet kuvvetleri, yarı statik analizde kullanılmaktadır. Bu yaklaşımın sınırlayıcı yönleri aşağıda verildiği gibidir.

1) Herhangi bir derinlikte ve mod'da bir maksimum sismik katsayısının seçimi, tutucu doğrultuda bir projelendirme olmaktadır.

2) Yarı statik ve statik analiz yönteminde, güvenlik sayısının «bir»e eşit olması halinde «göçme»nin meydana geldiği kabul edilmektedir. Halbuki, çok kısa bir süre veya bazı an'lar için barajın belirli bölgelerinde güvenlik sayısı birden az olabilmekte ($G_s < 1$), ancak oldukça büyük kalıcı deformasyonlar olmasına rağmen göçme olmamaktadır.

3) Barajın ince yatay dilimlerden oluşması, barajın deprem sırasındaki davranışını sadece kayma hareketi ile sınırlamaktadır. Ancak bir yatay deprem hareketinden dolayı barajda düşey ve yatay çekme ve basınç gerilmelerinin de, barajın nihai gerilme durumuna önemli etkileri mevcuttur. Ayrıca büyük ve depremsellik yönünden kritik bölgelerde yapılacak barajlarda düşey deprem hareketinin etkisinin de araştırılması gerekmektedir.

4) Bu yaklaşımda, enerjinin viskoz sönüm ile dağıldığı düşünülen zemin kütesinde sadece elastik deformasyonların olduğu kabul edilmektedir. Halbuki, tekrarlı yüksek gerilmelerin olduğu durumlarda zeminler elastik olmayan deformasyonlar meydana getirdikleri gibi, zemin kitlesi içinde bir miktar enerjinin de yapısal (histeritik) sönüm ile dağıldığı bilinmektedir.

Visko elastik davranış analizi.

a) Belirli karakteristik frekanslarda en yüksek (peak) ivme değerlerinin elde edildiğini

b) Depremler sırası oluşan ivmelerin baraj yüksekliği boyunca değiştiğini göstermesi bakımından önemlidir. Deprem sırasında barajda oluşan dinamik kuvvetlerin saptanması açısından bir aşamadır, ancak bu dinamik kuvvetlerin, yatay statik kuvvetler olarak kabul edilip yarı-statik analizde kullanılmasında visko elastik analizin tutucu yönünü oluşturmaktadır.

Ayrıca, deprem sırasındaki dinamik zemin mukavemetinin, statik veya geçici harmonik yükleme koşulları altındaki değerlerden oldukça farklı olabileceği ve bu mukavemet değerinin tüm titreşim tarihçesi (kaydı) ile etkilenmediği açıktır.

Yukarıda belirtilen nedenlerden dolayı, barajlar için geliştirilmiş bir «Dinamik Stabilité Analizi» nde

a) Geçici ve zaman ile değişen bir güvenlik katsayısı faktörü yerine, dolgu-
dolan oluşan deformasyonlar saptanmalı,

b) Maksimum gerilmelerin bilinmesi yerine gerilmelerin zaman ile değişimleri elde edilmeli, ve,

c) Depremler sırasında zeminlerde muhtemel mukavemet değişimi hesaba katılmalıdır.

KISIM 3

DİNAMİK ANALİZ

Barajların deprem analizinde gerçek dinamik analiz yöntemine doğru ilk yaklaşım N. Newmark (1965) tarafından ortaya konmuştur. Newmark, barajların deprem yükleri altında stabilite analizinde minimum güvenlik katsayısı kavramı yerine depremin yol açtığı deformasyonların değerlendirilmesi kavramını ve depremin zemin kütlelerinde oluşturduğu ivmelerin zeminde göçme oluşturan ivme değeri ile karşılaştırılması önerisini getirmiştir.

Zeminde oluşan ivmelerin zaman ile değişiminin bilindiği kabul edilerek, kritik göçme ivmesinin aşıldığı andan itibaren, ivme değişim kaydının çifte (iki katlı) integrasyonu alınarak deplasmanların bulunabileceği öngörülmüştür.

Kayma düzlemi ve göçme (kırılma) ivmesi açıklıkla tanımlanabilen zeminlerde bu yaklaşım geçerli olabilmekte, bu şartlar ise ancak suya doğgun olmayan kohezyonsuz zeminlerde sağlanabilmektedir. N. Newmark'ın yaklaşımına bir efektif gerilme yöntemidir ve boşluk suyu basıncında önemli değişmelerin olmayacağı hallerde geçerlidir.

Deprem yükleri altında boşluk suyu basıncında büyük değişmeler olan ve bu değişmelerin bilinemediği suya doğgun kohezyonsuz ve kohezyonlu zeminler için H.B. Seed (1966) Toplam Gerilme Yöntemini önermiştir. Bu yöntemde deprem sırasında zemin elemanlarının deprem öncesi statik gerilmelere ilave olarak tekrarlı dinamik gerilmelere uğradığı gözönüne alınarak, önce kayma düzlemi üzerindeki elemanlarda statik gerilmeler hesaplanmaktadır. Zeminden alınan numuneler laboratuvarında aynı statik gerilmeler altında arazideki durumlarına getirildikten sonra, deprem sonucu arazide oluşan dinamik gerilmelere benzer gerilme pulsaları uygulanmakta, bunların etkisi ile oluşan deformasyonlar ölçülmektedir. Eğer bu deformasyonlar müsaade edilen seviyelerin altında kalırsa şevlerin ve barajın emniyetli olduğu kabul edilmektedir. Bu yaklaşımda da deprem yükleri sonucu arazide dinamik gerilmelerin zaman ile değişiminin bilindiği kabul edilmektedir. N. Newmark (1965) ve H.B. Seed (1966)'ın yaklaşımları, zeminlerin deprem yükleri altında davranışlarının analizinde «Dinamik Analiz» kavramlarını ortaya koymaları bakımından önemlidir. Fakat her iki yaklaşımda da zemine, arazide etkiyen atalet kuvvetlerinin zaman ile değişiminin bilindiği varsayımından hareket edilmiştir.

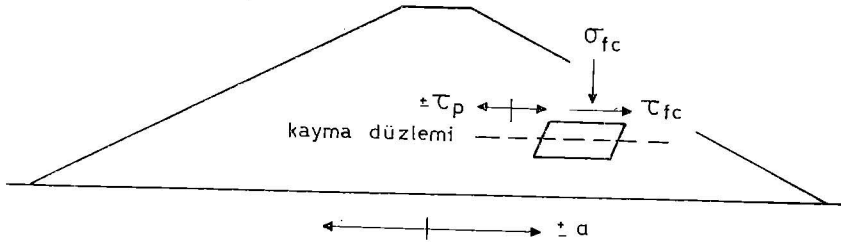
Toprak barajların deprem yükleri altında davranışını inceleyebilmek için, deprem sırasında zemin kütlelerinde oluşan ve zaman ile değişen dinamik gerilmelerin hesaplanarak gerçeğe uygun bir dinamik analiz yapılabilmesi ve zeminin dinamik mukavemetinin ve davranışının deneysel ve doğru olarak saptanması gerekli olmaktadır.

Titreşimler sırasında toprak barajların dinamik davranışları ile ilgili kavramlar ve bugün uygulamada kullanılan en gelişmiş analiz yönteminin ayrıntıları bundan sonraki kısımlarda açıklanmıştır.

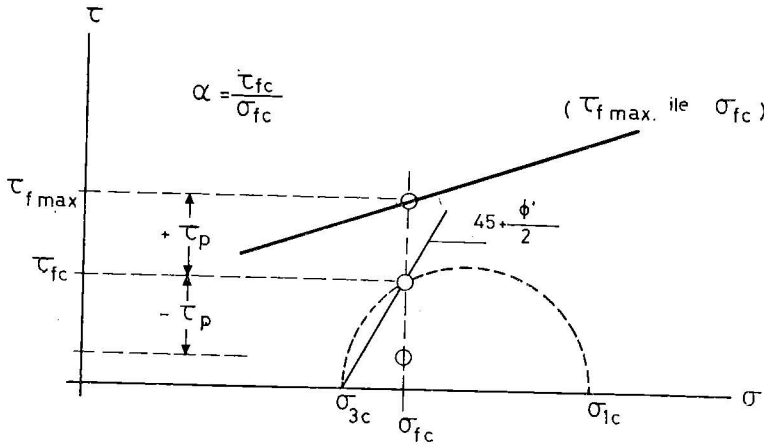
3.1. DİNAMİK ANALİZDE GENEL KAVRAM VE YAKLAŞIMLAR

Toprak barajların deprem analizinde kullanılan ve zemin ile ilgili önemli bazı kavramlar Şekil 3a'da tipik bir baraj kesiti üzerinde gösterilmiştir.

Örnek olarak, herhangi bir eleman için dinamik yükler altında «muhtemel kırılma» düzlemi üzerinde depremden önceki statik gerilmeler « σ_{fc} » ve « τ_{fc} » ile gösterilmiştir. Bunlar, baraj dolgusunun kendi ağırlığı altında kon-



(a) Arazide bir zemin elemanı



(b) Mohr diyagramı

ŞEKİL : 3 DEPREM YÜKLERİNİN BASİT KESME DENEYİ İLE BENZEŞİMİ

solidasyonu ve sızma kuvvetleri altındaki denge durumunda o elemanın yatay düzlemleri üzerinde etkiyen normal (σ_{fc}) ve kayma (τ_{fc}) gerilmeleridir.

Deprem sırasında barajın tabanı, gelişigüzel tekrar eden deprem hareketinin ve ivmesinin ($\mp a$) yolaçtığı ve yukarı doğru yayılan kayma dalgalarının etkisi ile titreşime uğramakta ve bu titreşimler barajın yatay düzlemlerinde gelişigüzel veya periyodik olarak (cyclic) titreşen kayma gerilmelerini oluşturmaktadır. Titreşen bu gerilmelerin belirli büyüklükte olması halinde yatay düzlemlerde büyük kalıcı kayma deformasyonlar veya göçmeler oluşmaktadır.

Bu koşullar altında titreşime maruz kalan bir zemin elemanın mukavemeti, genellikle laboratuvarda periyodik (harmonik) tekrarlı yüklemeli «basit-kesme kutusu» deneyi ile saptanabilmektedir. Bu deney yöntemi ile arazi elemanı üzerine etkiyen tüm gerilme tarihçesini (stress history) laboratuvar numunesi üzerine, benzer bir şekilde uygulamak olanağı bulunmaktadır.

Arazi elemanı ve laboratuvar numunesi üzerine etkiyen gerilmeler Şekil 3b'de Mohr dairesi üzerinde gösterilmiştir. Laboratuvar sonuçlarının değerlendirilmesi için aynı özellikteki numuneler üzerinde, birden fazla deney yapılması gereklidir. Her numune, aynı normal gerilme (σ_{fc}) ve kayma gerilmesi (τ_{cf}) oranı

$$\alpha = \frac{\tau_{fc}}{\sigma_{cf}}$$

altında deney tabi tutulmalı ve böylece Şekil 3b de gösterilen mukavemet zarfı « $\tau_{fmax} - \sigma_{fc}$ » bağıntısı elde edilmelidir.

Periyodik yüklemeli basit kesme, karmaşık bir deney düzenine sahip olduğundan ve bu aletin az sayıda laboratuvarda bulunmasından dolayı, bugün uygulamada periyodik yüklemeli üç eksenli deneyler daha yaygın olarak kullanılmaktadır.

Laboratuvarda periyodik yüklemeli üç eksenli deney numunesi ile arazi elemanı arasındaki ilişki Şekil 4a'da gösterilmiştir. Arazide muhtemel kırılma düzlemi yatay veya yataya yakın olduğuna göre, üç eksenli deney numunesini temsil eden bir elemanın asal gerilme eksenlerine « $45 \pm \phi/2$ » eğimde bulunduğu düşünülmelidir.

Üç eksenli deneyin sınırlayıcı yönü, bu deneyde sadece eksenel basınç ile hücre basıncını değiştirme olanağının bulunmasıdır. Dolayısıyla kayma gerilmesindeki değişimler sadece asal gerilmeleri değiştirmekle sağlanabilmektedir. Bundan dolayı, muhtemel kayma düzleminde depremden önceki statik gerilmelerin elde edilebilmesi için, üç eksenli deney numunesini uygun asal gerilmeler « σ_{1c} » ve « σ_{3c} » altında anisotropik olarak konsolide etmek gerekli olmaktadır. Daha sonra drenajsız periyodik yükleme deneyinde, suya doymuş numunelerin muhtemel kayma düzlemindeki kayma gerilmelerindeki değişimler, sabit hücre basıncı altında, eksenel veya deviatorik gerilmeleri,

$$\ll \pm \sigma_{dp} \gg$$

kadar değiştirmek ile sağlanabilir. Şekil 4b'de statik ve periyodik yükleme halleri Mohr dairesi üzerinde gösterilmiştir. Şekil 4b deki geometrik bağıntılardan asal konsolidasyon basıncı oranı

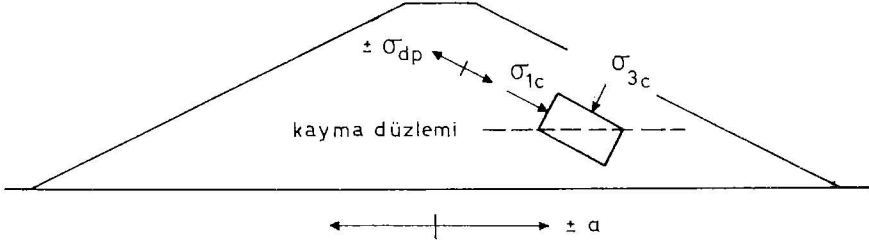
$$K_c = \frac{\sigma_{1c}}{\sigma_{3c}}$$

ile normal ve kayma gerilmeleri arasındaki oran,

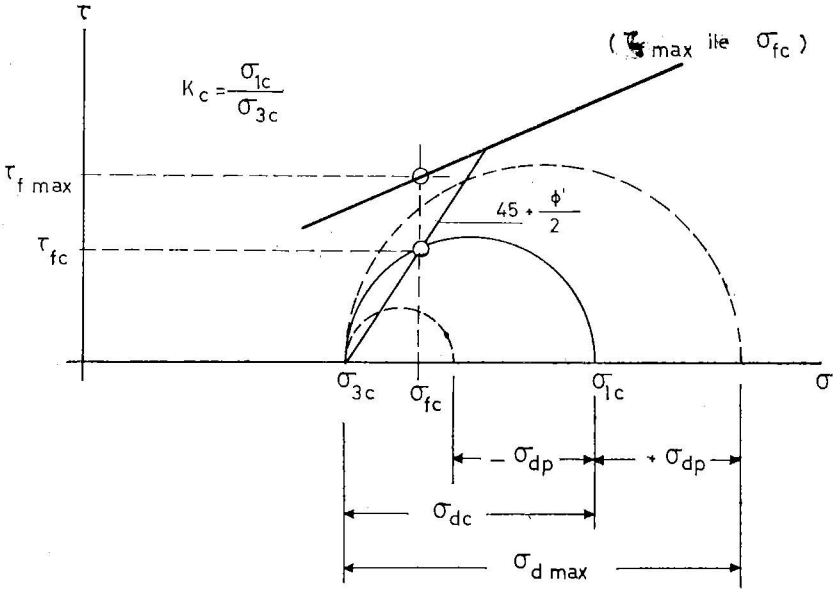
$$\alpha = \frac{\tau_{fc}}{\sigma_{fc}}$$

arasında bir ilişki kurmak ve böylece laboratuvar sonuçlarının arazi koşullarına benzeşimini yaparak, deney sonuçlarını uygulamak mümkün olmaktadır.

Bu şekilde değişik hücre basınçları, σ_{3c} , altında yapılan bir seri deneyden belli bir K_c oranı için mukavemet zarflı ($\tau_{fmax} - \sigma_{fc}$) bağıntısı elde edilebilir (Şekil 4b). Değişik K_c oranları için aynı bağlantı elde edilerek bütün baraj



(a) Arazide bir zemin elemanı



(b) Mohr diyagramı

ŞEKİL : 4 DEPREM YÜKLERİNİN ÜÇEKSENLİ BASINÇ DENEYİ İLE BENZEŞİMİ.

için gerekli mukavemet parametreleri saptanır. Stabilité analizinde her «K_c» oranı için elde edilen bağlantılar uygun «α» oranı için kullanılır.

Periyodik yüklemeli üç eksenli deney, arazideki üç eksenli gerilme koşullarını tam ve gerçek olarak yansıtmadığı için bir düzeltme yapılması uygun olmaktadır.

$$\left(\frac{\tau_f}{\tau_{fc}} \right) \text{ arazi} = C_r \left(\frac{\sigma_{dp}}{2 \sigma_{3c}} \right) \text{ lab.}$$

Burada «C_r» ampirik bir düzeltme faktörüdür ve arazi koşullarına göre, relatif sıklık ve K_c oranına bağlı olarak 0.55 < C_r < 1.00 arasında değişmektedir (Seed ve Peacock 1971).

Periyodik yüklemeli üç eksenli deneye ait tipik sonuçlar Şekil 5 de gösterilmiştir. Numune belirli bir K_c oranı ile konsolide edildikten sonra, bir periyodik tekrarlı gerilme «±_{dp}» uygulanmıştır.

Görüldüğü gibi aksenal birim deformasyon her yükleme devri sonunda artmaktadır, fakat belirli bir kırılma noktası yoktur. Bunun için önceden bir kırılma kriterinin (failure criteria) saptanması ve o andaki gerilme koşullarının «kırılma gerilmeleri» olarak değerlendirilmesi gerekmektedir.

Değişik «± σ_{dp}» değerleri altında elde edilen deney sonuçları Şekil 6a'da toplu halde gösterilmiştir. Burada her eğri ayrı bir «K_c» oranı ile konsolide edilmiş tek bir zemine aittir; yalnız değişik bir periyodik tekrarlı yükleme «± σ_{dp}» uygulanmıştır. Şekil 6b'de ise aynı deneylerin sonuçları «σ_{dp} — yükleme devir adedi (N)» bağıntısı şeklinde gösterilmiştir ve her eğri belli bir birim deformasyon mertebesi için elde edilmiştir.

Stabilité analizinde, projede «kırılma kriteri» olarak saptanan birim deformasyon mertebesine ait eğriler kullanılmalıdır.

3.2. DİNAMİK ANALİZ YÖNTEMLERİ

Toprak barajlarda, depremler sırasında oluşan dinamik gerilmelerin ve bunların oluşturduğu deformasyonların zaman ile değişimlerinin saptanabilmesi için uygulanan başlıca yöntemler

- Tek boyutlu kayma dalgası yayılma analizi,
- Tek veya çift boyutlu sonlu elemanlar yöntemi,
- Model deneyi analizleri,

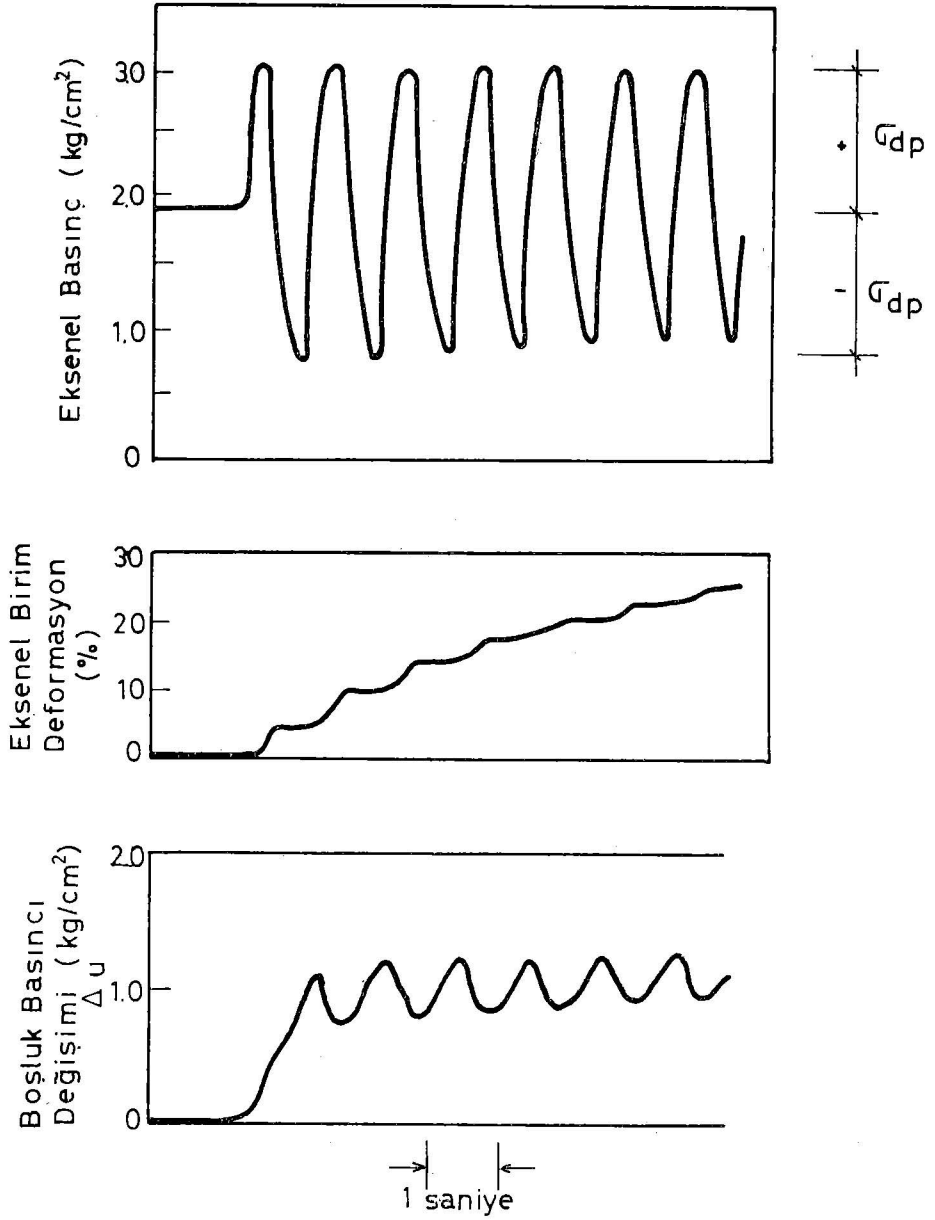
dir.

Bu yöntemlerin geçerliliğinin saptanmaları için analiz sonucu elde edilen değerlerin, bugüne kadar meydana gelmiş depremlerin toprak ve kaya dolgu barajlarda oluşturduğu hasar ile de karşılaştırılmaları gerekmektedir.

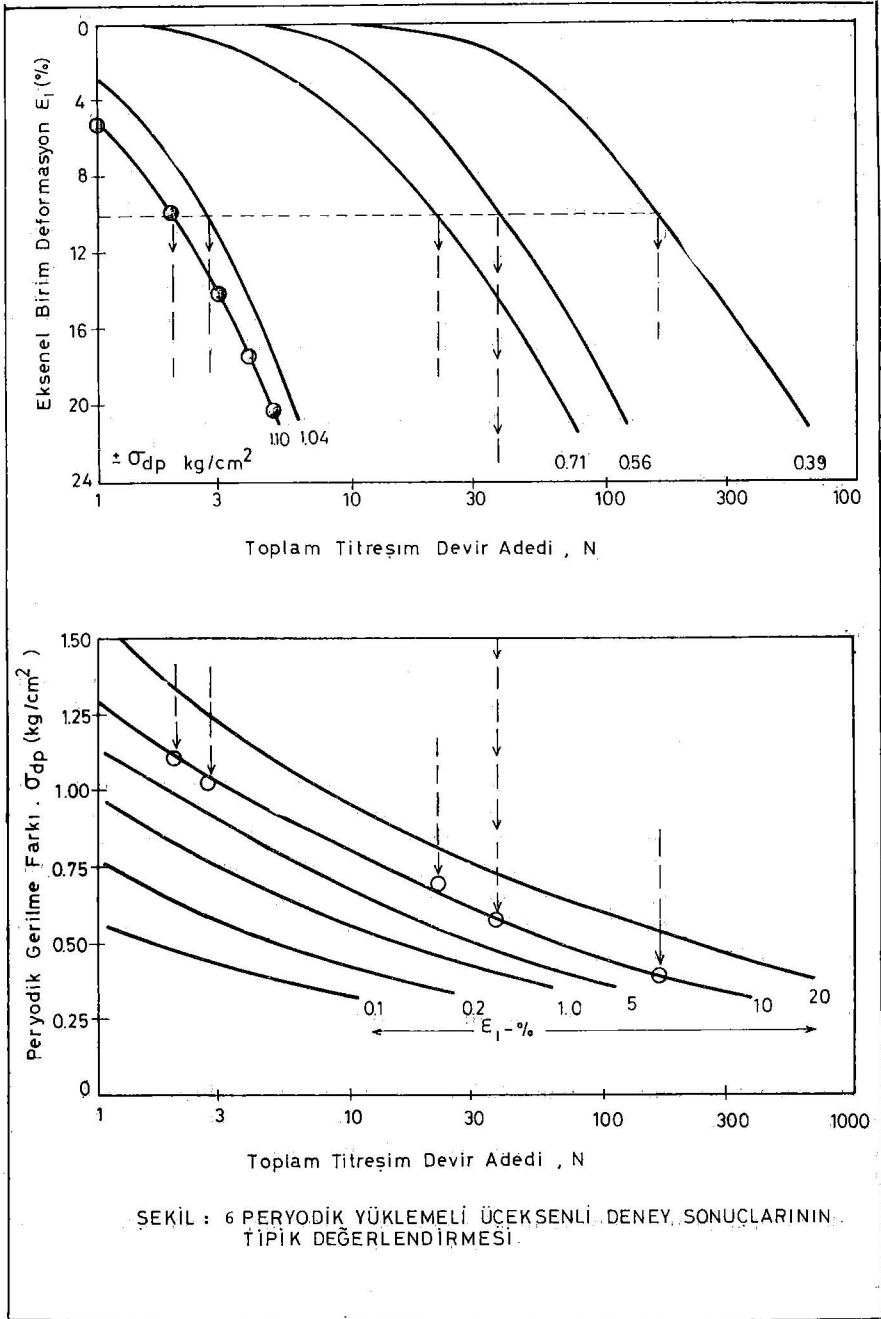
Yukarıda adları verilen analiz yöntemlerinin özellikleri ve sınırlayıcı yönleri ilerdeki kısımlarda kısaca açıklanmıştır.

Bugünkü uygulamada en ileri aşamanın iki boyutlu ve tüm değişkenleri içeren, sonlu elemanlar analizi olduğu öngörülmektedir.

3.2.1. Kayma dalgası yayılma analizi



ŞEKİL : 5 TİPİK BİR PERİYODİK YÜKLEMELİ ÜÇEKSENLİ BASINÇ DENEYİNDEN ELDE EDİLEN SONUÇLAR.



ŞEKİL : 6 PERİYODİK YÜKLEMELİ ÜÇEKSENLİ DENEY SONUÇLARININ TİPİK DEĞERLENDİRMESİ.

Depremler sırasında zemin kütesine etkileyen atalet kuvvetlerinin zaman ile değişimlerinin saptanarak dinamik analiz için yapılmış H.B. Seed ve

Martin (1966), bir kayma kiriş boyunca, bir boyutlu kayma dalgası yayılma analiz yöntemini önermişlerdir.

Bu yöntemle göre barajın birbirine paralel sonsuz sayıda dilimlerden oluştuğu kabul edilerek her dilim için yatay denge ve sönümsüz titreşim haline tekabül eden diferansiyel denklemin çözümünden, baraj düşey kesiti boyunca oluşan ivmelerin zaman ile değişimini elde etmek mümkün olmaktadır. Böylece deprem süresince herhangi bir anda kayması muhtemel kütleyle etkileyen atalet kuvvetleri hesaplanabilmektedir. Bu yaklaşımda lineer, elastik ve homojen olarak kabul edilen barajın, sadece yatay dilimler arasında oluşan kayma hareketi tarafından kontrol edildiği kabul edilmektedir. Fakat deprem yüklerinin yol açtığı hem yatay, hem düşey basınç ve çekme deformasyonlarının barajdaki genel dinamik gerilme dağılımlarını büyük ölçüde etkilediği bilinmektedir.

Bu yaklaşım sonucu (kayma deformasyonu teorisi ile) diferansiyel denklemin zaman alanında çözümü, üçgen kama şeklinde elastik bir barajın doğal titreşim periyodları için;

$$t_1 = 2.62 H/V_s \quad t_2/t_1 = 0,427$$
$$t_2 = 1.12 H/V_s$$

elde edilir. Burada «H» barajın yüksekliği ve «V_s» kayma dalgası yayılma hızıdır.

Bu formül, genellikle taban genişliği baraj yüksekliği oranının üç veya üçe yakın halleri için geçerli olmaktadır. Bu oran bire doğru azaldıkça, formülün önündeki katsayıda artış olmaktadır.

Kayma deformasyonu yaklaşımının sınırlayıcı yönlerini gözönüne alarak R. Clough ve A. Chopra (1966) toprak barajların dinamik davranış analizinde sonlu elemanlar yönteminin kullanılmasını önermişlerdir. Onların lineer visko elastik malzeme ile kullandıkları bu yöntem daha sonra pek çok araştırmacı tarafından geliştirilerek kullanılmış ve barajlardaki elasto-plastik davranışlar zeminlerin non-lineer gerilme deformasyon ve sönüm özellikleri gözönüne alarak incelenebilmektedir.

3.2.2. Sonlu elemanlar yöntemi ile dinamik analiz

Sonlu elemanlar yönteminin toprak barajların dinamik analizinde kullanılması en uygun yaklaşım olmaktadır. Böylelikle barajı oluşturan malzemenin zamana bağlı ve değişken non lineer gerilme-deformasyon özellikleri ile değişken enerji yutma karakteristikleri dikkate alınarak en gerçekçi çözüme ulaşmak mümkün olmaktadır.

Sonlu elemanlar analiz yöntemi hakkında ayrıntılar, Kısım 3.3. de verilmiş ve bu yöntemin dinamik analizde kullanılma uygunluğu, sınırlayıcı yönleri ile beraber kısaca açıklanmıştır.

3.2.3. Model deneyleri

Dinamik analiz için analitik ve sayısal çözüm yöntemlerinin yanı sıra, sarsma tablası üzerinde yapılan model deneylerinin de önemi aşikârdır.

Model deneyleri iki veya üç boyutlu olarak, malzemenin elastik, elasto - plastik veya viskoz durumları için yapılabilmektedir.

Dinamik yüklemeye halinde, model deneyleri iki grupta toplanmaktadır.

a — Elastik Titreşim Deneyleri

Deformasyonların elastik sınırlarda kaldığı bu tür deneylerde, titreşim periyodlarının ve doğal titreşim modlarının saptanması mümkün olmaktadır. Serbest titreşim hali veya elastik olmayan deformasyonların yaratılmadığı durumları kapsar.

b — Dinamik Göçme Deneyleri

Bu tür deneylerde model ve prototip arasında dış kuvvetler, deplasmanlar ve mukavemet parametreleri bakımından benzeşim araştırılır. Model'de göçme veya kayma oluşturan dinamik yüklemeye ve model malzemesi mukavemet özellikleri ile prototip barajın muhtemel bir deprem titreşimi altındaki davranışı incelenebilmektedir.

3.2.4. Depremler sırasında toprak barajlarda gözlenen hasarın incelenmesi

Bir toprak barajın, herhangi bir analitik yöntem ile dinamik analizi yapıldıktan ve model deneyleri ile karşılaştırıldıktan sonra, proje tarafından yapılması gerekli önemli bir husus da, o bölgede oluşan depremlerin, benzer baraj türleri üzerinde meydana getirdiği hasarların incelenmesi ve «karşılaştırma» yapılmasıdır (Ek. 1).

Depremler sırasında toprak ve kaya dolgu barajlarda gözlenen ve projelendirme aşamasında dikkate alınması gerekli olan muhtemel hasar türleri aşağıda verilmiştir.

- (a) Gövde'de oluşan «oturmalar» ve «sızmalar»,
- (b) Kret ve gevlerde oluşan ve baraj eksenine paralel «çatlaklar»,
- (c) Baraj eksenine dik çatlaklar, şişme ve kabarmalar,
- (d) Şevlerde kayma veya toplam göçme,
- (e) Şevin koruyucu kaplamasında çatlaklar,
- (f) Sıvılaşma sonucu farklı oturma veya toptan göçmeler.

Baraj gövdesinde veya şevlerde oturma ve çatlaklar su sızmalarına sebep olmaktadır. Ayrıca, gövdede görülen kayma, farklı oturma ve çatlakların, gövde içinde bulunan yapı elemanı ve boruların hasarına mani olmak için uygun malzeme ve borularda esnek birleşme noktaları kullanılması gibi hususlar ayrı bir inceleme konusu olmaktadır.

Meydana gelmiş depremlerde, toprak baraj davranışlarının sistematik olarak incelenmesi, gözlem ve ölçümlerin değerlendirilmesi ile oluşan göçme, deformasyon ve oturma miktarları ile «titreşim periyodu» gibi değerlerin, hesaplanan değerler ile karşılaştırılması ve gerçekçi bir «mühendislik değerlendirmesi»nin yapılması gerekli olmaktadır.

Bu hasar türlerinin, barajın fonksiyonuna engel olup olmayacağını ve muhtemel hasar mertebesinin gerçekçi olarak saptanmasının gereği açıktır.

Bu aşamalardan sonra ortaya çıkacak baraj kesitinin «ekonomi» ve «işletmecilik» açısından değerlendirilmesinin de yapılması zorunludur.

Toprak barajların deprem analizinde bugün için kullanılabilir en gelişmiş yöntemler ve takip edilmesi gerekli aşamalar bundan sonraki bölümde ayrıntıları ile incelenmiştir.

3.3. TOPRAK BARAJLARIN SİSMİK STABİLİTE ANALİZİNİN YAPILMASINDA GEREKLİ AŞAMALAR

- 1 — Projede esasa alınacak, gerçeğe uygun deprem hareketinin seçimi,
- 2 — Barajda deprem öncesi mevcut denge halindeki statik normal ve kayma gerilmelerinin saptanması,
- 3 — Uygulanan deprem hareketi sonucu barajda oluşacak dinamik gerilmelerin (σ_d ve τ_d) saptanması için uygun sismik davranış analizinin yapılması,
- 4 — Saptanan dinamik kayma gerilmelerini oluşturmak için gerekli bir eşdeğer uniform titreşim devir adedi ($N_{eş}$) ve buna karşılık olan

$$R = \frac{\tau_{ortalama}}{\tau_{maksimum}}, \text{ kayma gerilmesi oranının saptanması,}$$

- 5 — Yukarıdaki 3 ve 4 aşamalarında saptanan « $N_{eş}$ » ve bunlara göre gereken « R » değerlerine göre, projedeki deprem hareketince oluşturulan ortalama tekrarlı kayma gerilmesi değerlerinin hesaplanması,
- 6 — Barajı oluşturan malzemeyi temsil eden numuneler üzerinde, gerçek anisotropik konsolidasyon ve deprem öncesi gerçek gerilme koşullarında ve tekrar eden periyodik titreşim yükleri altında dinamik laboratuvar deneylerinin yapılması,
- 7 — Laboratuvar da elde edilen zemin dinamik mukavemet özelliklerinin « $N_{eş}$ » devir adedi ve önceden saptanmış bir kırılma kriterine (örneğin % 5 veya % 10 birim deformasyon) göre, zemin arazi mukavemet değerlerine dönüştürülmesi,
- 8 — Ölçülen dinamik kayma mukavemeti, τ_F değerlerini her eleman için hesap edilen ortalama sismik gerilme, τ ortalama, değerleri ile karşılaştırılması ve her eleman veya elemanların oluşturduğu bir bölge için relatif stabilite tenin veya güvenlik katsayısının saptanması,
- 9 — Bütün baraj için, her elemanın veya bir bölgenin relatif stabilite veya güvenlik katsayısına bakarak, genel bir stabilite veya muhtemel davranış analizinin yapılması ve sonuçların teknik ve ekonomik açıdan nihai değerlendirilmesinin yapılması.

Burada önemli unsur deprem titreşimleri sonucu oluşan «deformasyon» ve «oturma» ların,

- Barajın hangi bölgelerinde
- hangi mertebelerden büyük değerlerde,

«kritik» olarak kabul edileceği ve bu kritik değerleri aşan bölgelerin büyüklüğünün saptanmasıdır.

Statik analizde klasik «limit analiz» yönteminden alışlagelmiş kayma düzlemi boyunca göçmeye karşı güvenlik sayısı kavramı bu tür dinamik analizde kullanılmamaktadır. Burada «kritik» olarak saptanan mertebeleri aşan oturma ve deformasyonların ve bunların olduğu bölgelerin mevkii ve büyüklüklerinin baraj önemine göre değerlendirilmesi gerekli olmaktadır.

3.3.1. Projeye esas olacak tabandaki deprem hareketinin seçimi

Bir barajın tabanına etkiyecek ve projeye esas olacak ve non-deterministik özelliklere sahip deprem hareketinin seçilebilmesi için,

- (a) Bölgenin depremselliğini, sismik riski ve daha önce olmuş depremleri,
- (b) Yüzey topografyasını, temel zeminin ve ana kayanın litolojik ve yapısal özelliklerini, konumunu,
- (c) Ana kaya üstündeki zemin tabakalarının cinsini ve dinamik yükler altında gösterecekleri davranışı belirleyen dinamik özelliklerini,
- (d) Depremın ana kayada meydana getireceği hareketin özelliklerini incelemek gerekir.

Bölgenin depremselliğini belirleyen çalışmalar o bölgede beklenebilecek deprem hareketlerini, bu hareketlerin şiddetlerini, sürelerini ve hangi aralıklarla tekrarlanabileceklerini ve bölgenin sismik riskini göstermektedir.

Barajın inşa sahasında o bölgede geçmişte olmuş depremlerin tarihçesinin çok sayıda veriye dayanarak istatistiksel olarak değerlendirilmesi yapılarak proje sahasının sismik risk etüdü yapılmalıdır. Şekil 7'de inşa sahasının deprem fay hattına göre konumu ve bundan sonraki kısımlarda kullanılan bazı terimlerin tanımları gösterilmiştir.

Bu çalışmalar sonucu, Şekil 8'de gösterilen «risk-magnitüd-deprem tekrar periyodu» bağıntısına benzer bağıntıların elde edilerek değerlendirilmeleri gerekir.

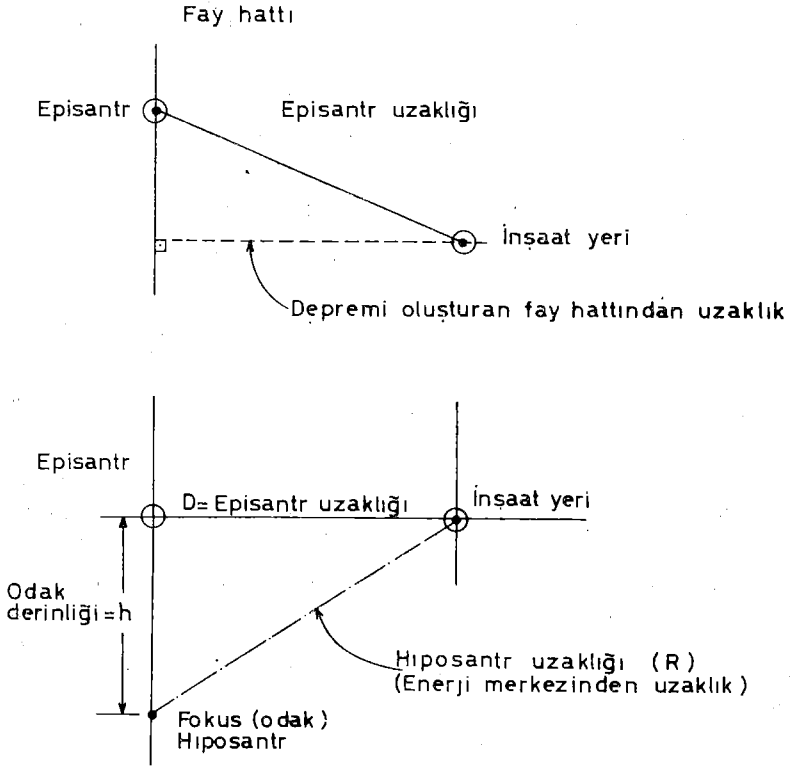
Ana kayada oluşacak deprem hareketlerinin yüzeye doğru yayılması sırasında sismik büyütme (amplifikasyon) olasılığı bölgenin topografyası ve zemin tabakalarının özellikleri ile belirlenir.

Baraj tabanında oluşacak deprem hareketlerini saptayabilmek için önceikle ana kaya tabakasında oluşacak deprem hareketinin seçimi gerekir.

Bu hareketlerin üç ana özelliği vardır.

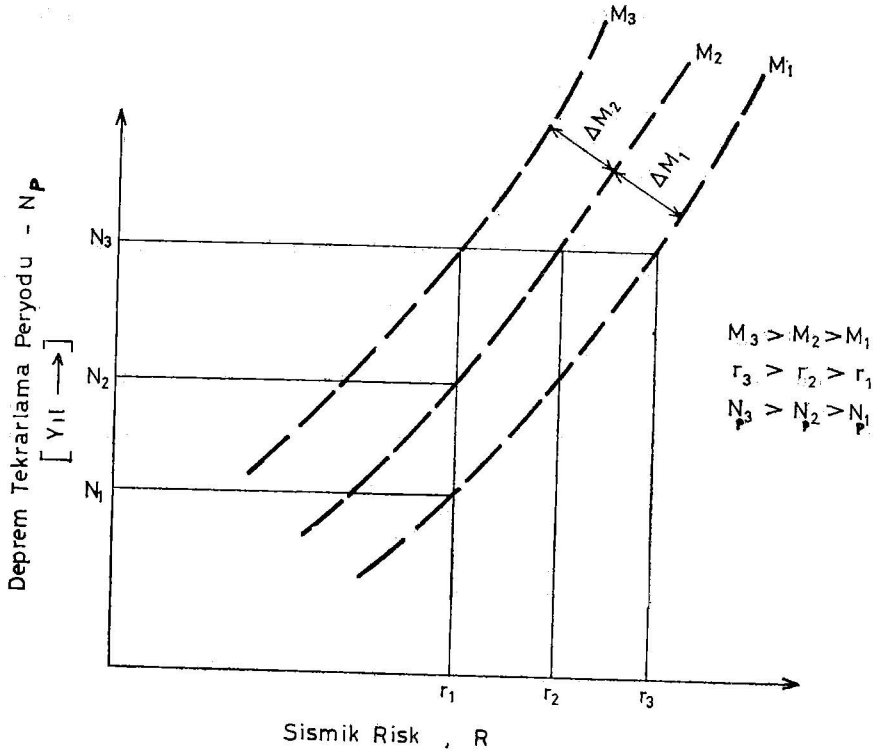
- (1) Deprem ivmelerinin maksimum genliği,
- (2) Deprem hareketinin hakim frekans ve hakim periyodları,
- (3) Deprem hareketinin süresi.

Bu özelliklerin bilinmesi ve belirlenmesi halinde, deprem hareketinin zaman ile değişimi (time history), ya



[$h \leq 20$ km ve $D > 70$ km olması halinde]
 $D \approx R$ yaklaşımı yapılabilir

ŞEKİL: 7 İNŞAAT YERİNİN, DEPREMİ OLUŞTURAN FAY HATTINA GÖRE KONUMU.



ŞEKİL 8 BÖLGESEL "RİSK-MANYİTÜD-DEPREM TEKRAR PERİYODU" İLİŞKİSİ.

$$\Delta M = \frac{\Delta a - \log \frac{N_2}{N_1}}{b} \text{ bağıntısı ile,}$$

$\log N = a - bM$ ilişkisinden saptanabilir.

N = Belirli bir sürede oluşan toplam deprem sayısı

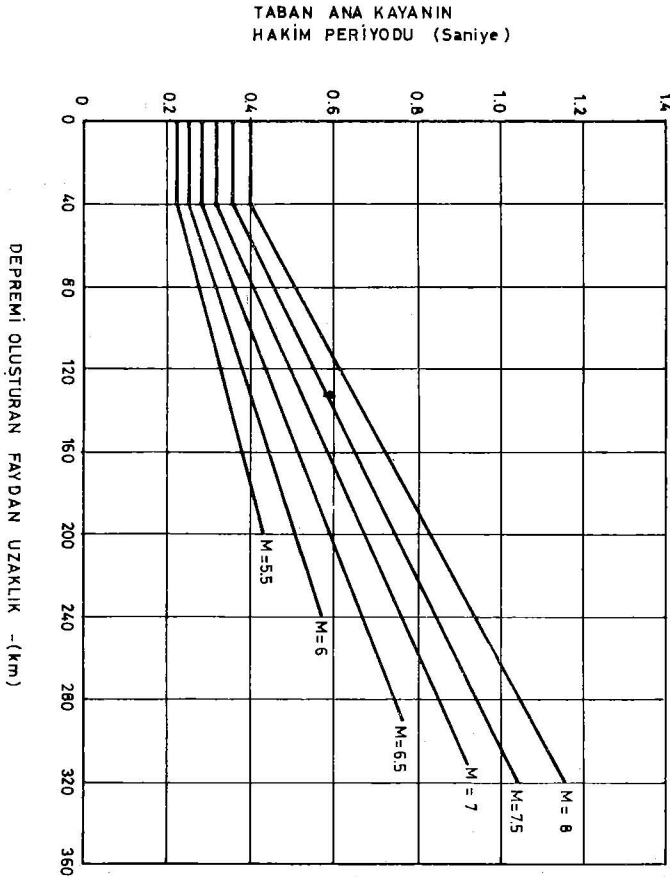
- Bu özelliklere sahip olarak, «matematiksel» veya «istatistiksel» yöntemlerle oluşturulur,
- veya
- Ölçülmüş gerçek bir deprem hareketinin zaman ile değişim kaydı, gerekli düzeltmeler yapılarak bu özelliklere sahip olacak şekilde ayarlanır. İkinci yaklaşım genellikle daha kolay ve yaygın kullanılan bir yöntemdir. Bu yöntemde, hakim periyod özellikleri beklenen değerlere sahip bir gerçek

deprem kaydı seçilip, düzeltmenin sadece genlik değerlerinde yapılması tercih edilmelidir.

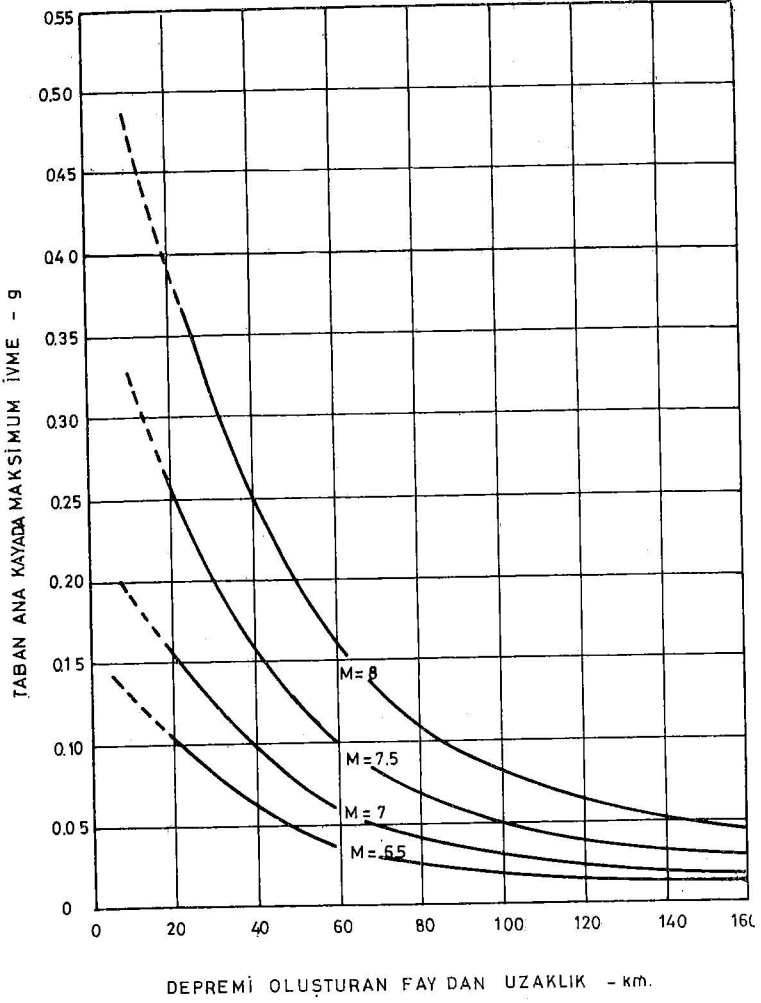
Ana kayada oluşabilecek deprem hareketlerinin seçiminde bölgedeki deprem hareketlerinin kaynağının bilinmesi gerekir. Türkiye'deki depremler, «genellikle» fay hatlarındaki kırılmalar sonucu doğan enerji boşalmaları ile oluşan tektonik depremlerdir.

Bu durumda bölgenin önemli fay hatlarına uzaklığı ve fay hattında olması beklenebilecek depremlerin magnitudü önem kazanmıştır. Yapılan çesitli çalışmalar, kayalarda oluşabilecek depremlerin hakim «periyod'unun» arazinin fay hattından uzaklığı ve depremin magnitudü'ne bağılı olarak Şekil 9'da verildiğı gibi olacağını göstermiştir.

Deprem sırasında, ana kayada oluşabilecek «maksimum ivme» değerleri de, fay hattından uzaklık ve depremin magnitudü'ne göre değışir. (Şekil 10, Seed ve diğeri, 1968). Böylece şekil 9 ve 10 yardımı ile barajın inşaa sahası



SEKİL : 9 TABAN ANA KAYA HAREKETİNİN ORTALAMA HAKİM PERİYODUNUN FAY DAN UZAKLIK İLE DEĞİŞİMİ.
(Gutenberg - Richter / Figueroa / H.B.Seed ve diğeri, tarafından derlenmiştir)

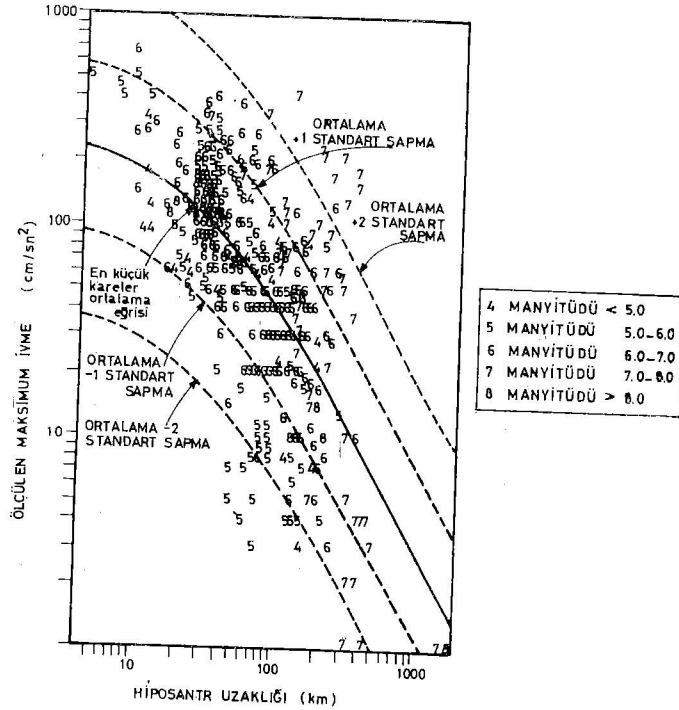


ŞEKİL : 10TABAN ANA KAYADA OLUŞAN DEPREM İVMELERİN MANYİTÜD ve FAYDAN UZAKLIK İLE DEĞİŞİMİ.

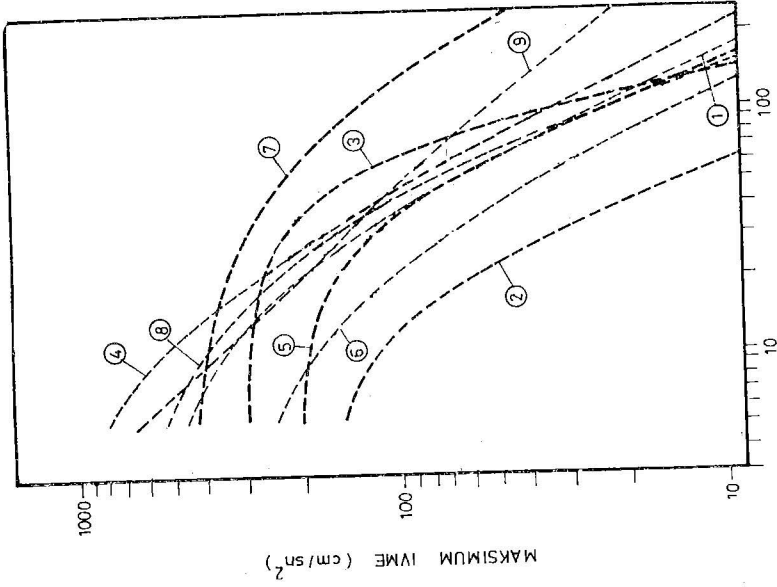
altındaki kayalarda oluşması mümkün deprem hareketlerine ait ortalama «hakim periyod» ve «maksimum ivme» değerlerini yaklaşık olarak saptamak mümkün olabilmektedir. Şekil 11 ve 12 de N.C. Donovan (1974), çeşitli araştırmacılar tarafından öngörülen «depremde oluşan maksimum ivme ile fay hattına olan uzaklık» bağıntılarını ve değişik 515 depremin istatistiksel değerlendirilmesini vermiştir.

Bu şekillerdeki değerler ve Şekil 13'de N.Ambraseys (1973) tarafından gözlenen deprem şiddeti ile oluşan hız ve ivmeler arasındaki bağıntılar, son karara varmadan birbirleri ile karşılaştırılmak üzere verilmiştir. Ayrıca «ivme-magnitüd-şiddet-fay mesafesi» arasındaki çok sayıda ampirik bağıntıların mevcudiyeti malumdur.

Fay hattının özelliklerinden ve depremin magnitüd değerlerinden deprem süresini de tahmin edebilmek mümkün olmaktadır. Şekil 14'de N.C. Donovan tarafından $M > 4$ olan deprem kayıtlarından derlenen «süre-magnitüd» bağıntısı ile diğer bazı araştırmacıların ileri sürdüğü bağıntılar verilmiştir.



ŞEKİL:11 ÖLÇÜLEN İVME ve HIPOSANTR UZAKLIĞI ARASINDAKİ İSTATİSTİKSEL BAĞINTI. (515 Deprem Kaydı Değerlendirilmiştir.)



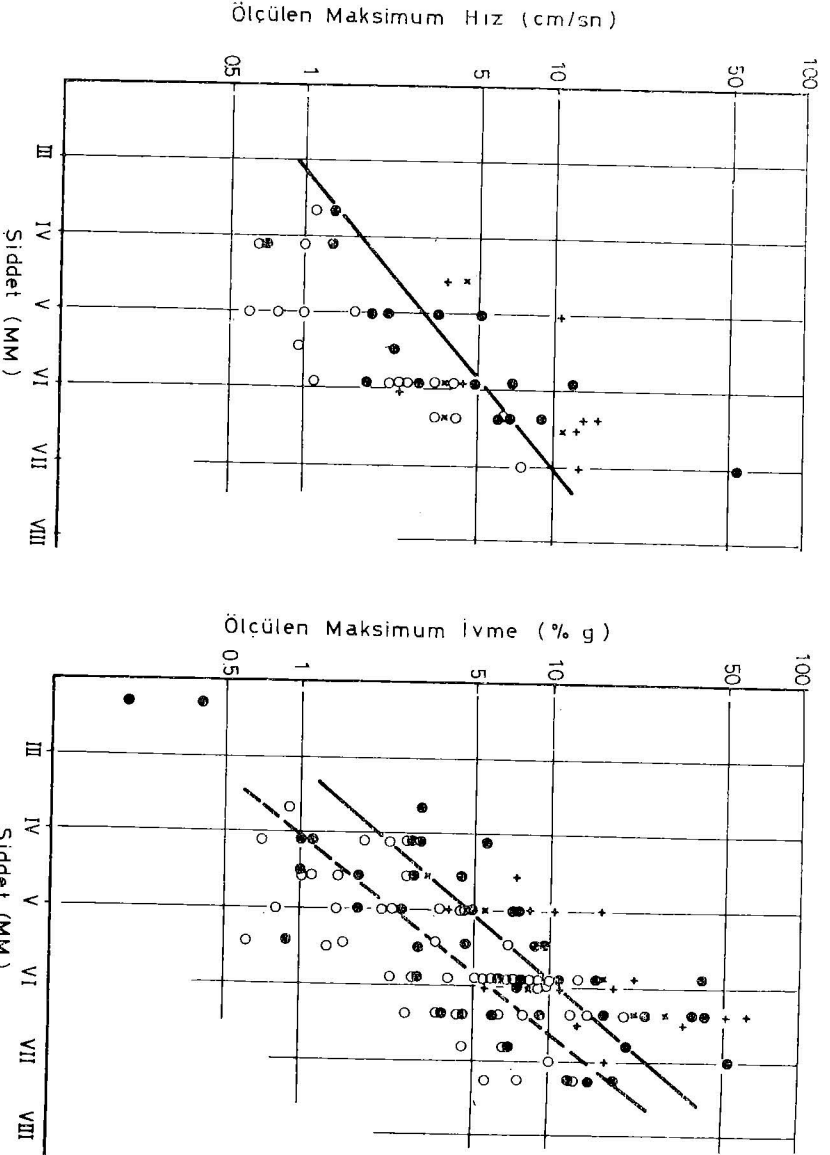
- ① SAN FERNANDO - (L.C. DONOVAN 1974)
- ② BLUME 1965
- ③ HOUSNER 1965
- ④ KANAI 1966
- ⑤ MILNE & DAVENPORT 1969
- ⑥ ESTEVA 1970
- ⑦ CLOUD & PEREZ 1971
- ⑧ SCHNABEL 1972
- ⑨ NUTTLI 1973

(EĞRİLER $M = 6.5$ DEĞERİ
İÇİN ÇİZİLMİŞTİR.)

ENERJİ MERKEZİNE UZAKLIK (km)

ŞEKİL : 12 MAKSİMUM İVME İLE ENERJİ MERKEZİNE UZAKLIK (R) ARASINDAKİ BAĞINTILAR.

ŞEKİL 13 DEPREM ŞİDDETİ İLE ÖLÇÜLMÜŞ MAKSİMUM HIZ VE İNVELER ARASINDAKİ BAĞINTILAR
(Ambrasseys 1973)



Böylelikle ana kayadaki deprem hareketinin önemli üç özelliği belirlenmiş olmaktadır. Dolayısıyla, ana kayada oluşacak depremin zaman ile değişimi kaydı, gerçek bir deprem kaydının bu üç önemli özelliği düzeltilerek bulunabilir.

Gerçek bir deprem kaydı genellikle arazide zemin yüzeyinde ölçülmekte ve bu değer arazinin zemin özelliklerini yansıtmaktadır. Diğer bir inşaa sahasında o kaydı kullanabilmek için o sahanın zemin özelliklerini ve bu özelliklerin deprem titreşimlerinin zaman ile değişimi kaydına yapacağı etkileri gözönüne almak gerekir. Bunu yaparken başvurulabilecek bir yöntem yüzeyde kaydedilen depremi arazinin zemin kesitinin tabanına, örneğin ana kayaya, geri iletmek ve böylece kesit tabanındaki hareketi bulmaktır. Bu deprem kaydına geri dönüştürülmüş kayıd (deconvoluted time history) denilmektedir. Böyle bir depremin özellikleri, yüzeyden tabana doğru tek boyutlu kayma dalgası şeklinde yayıldığı varsayımına dayanan ve zemin tabakalarının non-lineer ve birim deformasyona bağlı kayma modülü ve sönüm özelliklerini hesaba katan, elektronik hesap makinası programları kullanılarak bulunabilmektedir.

Deprem Spektrumlarının Seçimi

Barajlar gibi önemli yapıların deprem etkilerine karşı emniyetli bir şekilde projelendirilebilmeleri için, projeye esas olacak depremin, temel zemininde oluşması muhtemel maksimum ivmelere karşılık olan «davranış spektrumları» (Response-Spectrum) ile tanımlanması gerekmektedir.

Davranış spektrumları idealleştirilmiş, tek serbestlik dereceli ve sönümlü bir sistemin dayanağında verilen belirli bir titreşim hareketi altında, sistemin doğal frekans veya periyodlarının bir fonksiyonu olarak maksimum davranış özelliklerinin (ivme, hız, yer değiştirme) grafiksel olarak gösterilmesidir.

Gerçek bir deprem kaydından elde edildiği zaman davranış spektrumları inişli çıkışlı, düzensiz bir eğri halinde ortaya çıkmaktadır. Proje aşamasında, geçmişte olmuş kuvvetli depremlerin davranış diyagramlarının analizi, değerlendirilmesi ve istatistiksel olarak birleştirilmeleri sonucu elde edilen düzeltilmiş, basit ve doğrusal çizgilerden oluşan davranış spektrumları, «projeye esas davranış spektrumları» (Design Response Spectrum) olarak tanımlanmaktadır.

Belirli bir saha için «maksimum yer ivmesi», o sahanın projeye esas davranış spektrumunda sıfır periyoda karşılık olan ivme değeridir. Projeye esas davranış spektrumlarında, sıfır periyod değerinde, bütün sönüm değerleri için, ivmeler eş değerlidir ve proje sahasında oluşabilecek maksimum ivme değeri-ne eşit olmaktadır.

Davranış spektrumlarının «bölgesel zeminin» geoteknik ve sismik özelliklerine göre farklı karakter ve özellik gösterdikleri daima gözönünde bulundurulmalı ve «gerçekçi» bir sönüm yüzdesinin seçilmesine dikkat edilmelidir.

3.3.2. Barajların depremden önceki stabilitesi ve statik gerilmelerin saptanması

Toprak dolgu barajlarda statik ve dinamik yükler altında «kayma ve göçmeye karşı stabilite» karşılaşılan bir çok sorundan biridir. Baraj gövdesi içinde

oluşan oturmalar, hacımsal değişmeler ve deformasyonlar, değişik yükleme koşulları altında,

- . Şev eğimlerinin seçimi,
- . Baraj yapım hızı,
- . Baraj proje güvenilirliği açısından,

önem kazanmaktadır.

Dolgu barajlarda statik ve hidrostatik yüklerin ve mevcut boşluk suyu basınçlarının saptanması ve

- (a) İnşaat sırasında ve inşaattan hemen sonra,
- (b) Dolu rezervuar halinde ve kararlı akım durumunda,
- (c) Ani rezervuar boğalmaları halinde,

ayrı ayrı değerlendirmelerin yapılması gereklidir.

İnşaat sırasında ve sonrasında barajın toprak dolgusunda beklenen boşluk suyu basınçları, stabilite veya yerel göçme-sıvılaşma problemlerinin de önemi açıktır. Değerlendirme yapılırken boşluk suyu basıncının gerilmelere etkisi her aşamada dikkate alınmalıdır.

Dinamik analize geçmeden önce, statik yükler altında gerçekçi bir analizin yapılması ve barajın stabilitesi ile oluşan gerilme ve deformasyon değerlerinin doğru olarak hesaplanması gereklidir.

Dinamik deney sonuçları, baraj dolgularının periyodik yükler altında davranışlarının, büyük çapta periyodik gerilmeler uygulanmadan önceki statik gerilmeler tarafından etkilendiğini göstermektedir. Özellikle başlangıç normal gerilmeleri, « σ_{fc} » ve başlangıç kayma gerilmeleri, « τ_{fc} » ile bunların oranı « σ_{fc}/τ_{fc} » etken parametreler olmaktadır. Bunun için dinamik analiz yapılmadan önce baraj düzlemlerinde etkiyen statik « σ_{fc} » ve « τ_{fc} » gerilmelerini saptamak gerekli olmaktadır.

Bir barajın yatay ve düşey düzlemleri üzerindeki başlangıç statik gerilmeler, dinamik analizde kullanılmak üzere, en uygun biçimde sonlu elemanlar yöntemleri ile saptanabilmektedir (Duncan ve Chang, 1970; Kulhawy ve diğerleri, 1971).

Analizde kullanılan sonlu elemanlar yöntemi ile baraj inşaat aşamaları ve koşullarının etkileri ile baraj ve temelleri oluşturan zeminlerin non-lineer «gerilme-deformasyon» özelliklerini gözönüne almak mümkün olmaktadır.

3.3.3. Barajın deprem yükleri altında davranışı ve baraj elemanlarında meydana gelen dinamik gerilmelerin hesaplanması

Baraj ve temel zeminin deprem yükleri altında davranışları,

- (a) Barajın temel tabanında meydana gelen deprem hareketinin özellikleri,

(b) Baraj ve temel zeminin dinamik özelliklerinin ve değişimlerinin bilinmesi halinde çözümlenebilmektedir.

Dinamik analiz için bugün uygulamada kullanılan en uygun yöntem non-linear davranışları da hesaba katabilen «sonlu elemanlar» yöntemi olmaktadır.

«Sonlu elemanlar» yönteminin özellikleri ve uygulanmasının sağladığı yararlar aşağıdaki şekilde özetlenebilir :

1) Klasik yarı-statik limit denge analizinde hesaplanamayan oturma, deformasyon ve deplasmanlar saptanabilmektedir.

2) Barajın herhangi bir eleman veya bölgesinde «gerilme-şekil değiştirme» davranışı «zamana bağlı olarak» saptanabilmekte ve statik halde saptanan değerler ile ortak değerlendirme yapılabilmektedir.

3) Karmaşık ve heterojen bünyeli problemlerde kullanılabilir.

4) Baraj ile temel zeminin dinamik etkileşimi probleminde davranış ve periyot ilişkileri saptanabilmektedir.

5) Çeşitli titreşim modlarının karmaşık etkileri hesaplara katılabilmekte bu arada kayma modu dışındaki modların etkileri de incelenebilmektedir.

6) Zeminin non-linear davranışı incelenebilmekte ve kalıcı dinamik deformasyonlar hesaba katılabilmektedir.

Burada amaç, çeşitli çözüm yöntemlerinin matematiksel ayrıntılarını açıklamak olmayıp, kısa olarak bu yöntemlerin özelliklerini belirtmek ve toprak dolgu baraj analizlerinde zemin davranışına uyumlarını ortaya koymaktır.

Sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak yapılan dinamik analizlerde, her eleman için non-linear özellikleri teşkil eden

— Birim deformasyona bağlı kayma modülü (G),

— Birim deformasyona bağlı sönüm (D) değerleri kullanılmaktadır.

Deprem analizinde, aşağıda matris halinde verilen ve bütün elemanlara ait dinamik denge denklemini ifade eden denklem takımının çözümü gerekli olmaktadır.

$$(M) \{\ddot{u}\} + (C) \{\dot{u}\} + (K) \{U\} = R(t) \quad (1)$$

Burada

(M) = Kütle matrisi (bütün elemanların toplamı için)

(C) = Sönüm matrisi (bütün elemanların toplamı için)

(K) = Rijitlik matrisi (bütün elemanların toplamı için)

(U) = Deplasman vektörü

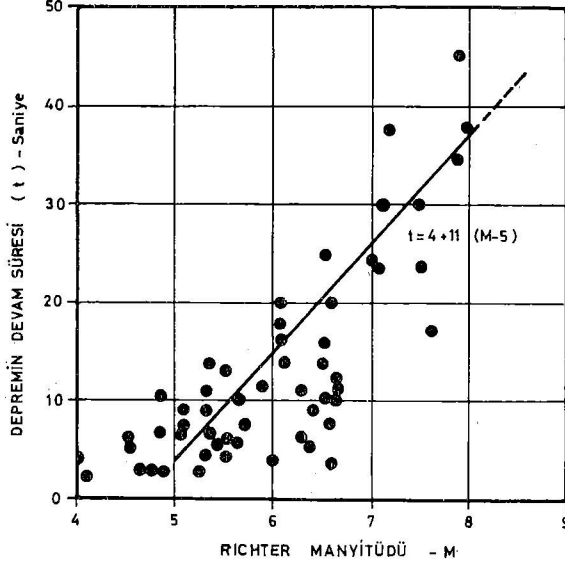
R(t) = Deprem yük vektörü, nü belirtmektedir.

SÜRE - MANYİTÜD ARASINDAKİ BAZI BAĞINTILAR

Housner..... $t = 11 M - 53$

Estava - Rosenblueth ... $t = 0.02 e^{0.74 M} + 0.3 R$

Kobayashi..... $\log t_{30} = 0.50 M - 2.08$



ŞEKİL : 14 DEPREM SÜRESİ İLE MANYİTÜD ARASINDAKİ BAĞINTI (N.C. Donovan (1974) tarafından $M > 4$ deprem ölçümlerinden istatistiksel veriler derlenmiştir.)

Bu denklem takımının çözümü,

- Doğrudan (adım-adım) integrasyon,
- Modal superpozisyon,
- Frekans alanında çözüm (Fourier dönüşümü)

gibi yöntemler kullanılarak yapılabilmektedir. Bu yöntemlerden, «Modal superpozisyon» ve «Fourier dönüşümü» sadece lineer-elastik sistemler için geçerli olmaktadır. Non-lineer sistemlerin de davranış analizlerinin saptanmasında kullanılan en yaygın yol,

- Sabit ivme (Euler metodu),
- Lineer ivme,
- Runge-Kutta,
- Değiştirilmiş sonlu farklar (Çakıroğlu-Özmen)

gibi yaklaşımları kapsayan «Doğrudan (adım-adım) İntegrasyon» yöntemidir.

Aşağıda, toprak barajların dinamik yükler altında projelendirilmeleri sırasında kullanılan yöntem ve yaklaşımların sınırlayıcı yönleri ve zemin mekaniği prensipleri ile uyumlar üzerinde kısaca durulmaktadır.

Doğrudan integrasyon yönteminde en önemli unsur sönüm matrisi (C) nin doğru olarak bulunması ve kurulmasıdır. Değişen sönümlü bir çözüm için, her elemana ait bir sönüm alt matrisi formüle edilmeli ve bütün elemanların toplamı için sönüm matrisi bunların uygun bir şekilde birleştirilmesi ile elde edilmelidir.

Sönüm matrisinin kuruluşunda sadece birinci titreşim modunun etkisi dikkate alınırsa her «q» elemanı için,

$$[C]_q = \alpha [m]_q + \beta [k]_q \quad (1)$$

$$\alpha = \lambda \omega_q \quad , \quad \beta = \frac{\lambda}{\omega_q^2}$$

Burada

$$\omega_q = \text{Hakim titreşim frekansı}$$

$$\lambda = \text{Sönüm oranı}$$

olmaktadır.

Lineer ivme yaklaşımı, denklem (1)'in çözümünde kullanılan en uygun sayısal çözümü getiren bir doğrudan (adım-adım) integrasyon yöntemidir. (Seed, Idriss, Seriff 1974).

$$\{U\}_t = [\bar{K}]^{-1} [\bar{R}]_t$$

$$[\bar{K}] = [K] + \frac{6[M]}{\Delta t^2} + \frac{3[C]}{\Delta t}$$

$$[\bar{R}]_t = [R] + [A]_t^T \cdot [M] + [B]_t^T \cdot [C]$$

$$[A]_t = \frac{6}{\Delta t^2} [U]_{t-\Delta t} + \frac{6}{\Delta t} [\dot{U}]_{t-\Delta t} + 2[\ddot{u}]_{t-\Delta t}$$

$$[B]_t = \frac{3}{\Delta t} [U]_{t-\Delta t} + 2 [\dot{U}]_{t-\Delta t} + \frac{\Delta t}{2} [\ddot{u}]_{t-\Delta t}$$

$$[\dot{U}]_t = \frac{3}{\Delta t} [U]_t - [B]_t$$

$$[\ddot{u}]_t = \frac{6}{\Delta t^2} [U]_t - [\dot{A}]_t$$

Bu yöntemde zaman integrasyon aralığı « Δt » süresince ivmenin doğrusal (lineer) olarak değiştiği kabul edilmekte ve bilinmeyen « t » zamanındaki davranış değerleri, bilinen « $t - \Delta t$ » zaman değerlerine göre aşağıda verilen bağıntılar ile hesaplanabilmektedir.

Her elemana etkiyen birim deformasyonlar ve gerilmeler, $[U]_t$ değerlerinden kolayca hesaplanabilir.

Çözüme başlarken her eleman için bir kayma modülü ve sönüm değeri varsayımı yapılmaktadır. Bu değerler birim deformasyonlara bağlı olarak değiştiği için analiz başında alınan değerler sabit olmayıp analiz sırasında iterasyon gerekli olmaktadır.

Projedeki deprem hareketi sırasında bir elemanda meydana gelen ortalama birim deformasyonun hesap edilmesi ile başlangıçta seçilen kayma modül ve sönüm değerleri, oluşan birim deformasyona göre uygun şekilde değiştirilir. Bu şekilde iterasyona devam edilerek her eleman için birim deformasyonlar ile nihai uyum sağlayan modül ve sönüm değerleri saptanır.

Bu yaklaşımda, bütün elemanlarda ve bütün zaman adımlarında kayma modülü ve sönüm oranı değerleri için iterasyonun gerekli olması ve bu yöntemin uzun hesap aşamaları gerektirmesi başlıca sakıncadır.

3.3.4. Eşdeğer uniform titreşim devir adedinin (Neş) saptanması

Deprem dalgaları zemin içinde yayılırken yönü ve şiddeti zaman ile sürekli olarak değişen gelişigüzel gerilmeler oluştururlar. Bu gerilmelerin baraj temel ve gövdesinde zaman ile değişiminin sonlu elemanlar veya başka bir yöntemle ne şekilde saptanabileceği Kısım 3.3.3 de belirtilmişti. Stabilitate analizinde bu gerilmelerin, laboratuvar deneyleri ile saptanan zeminin dinamik mukavemeti ile karşılaştırılması gerekir.

Laboratuvar deneylerinde numunelerin, gerçek deprem dinamik yüklerini tam olarak temsil eden, yani yönü ve şiddeti zaman ile sürekli olarak gelişigüzel değişen, yükler altında deneye tabi tutmak pratik ve uygulanması kolay bir yol olmamaktadır. Bunun yerine laboratuvarda zemin numuneleri uniform harmonik dinamik yükler altında deneye tabi tutulur ve arazide elde edilen «gerilme-zaman» kaydı, tek bir ortalama devri (cyclic) gerilme, « τ_{ort} » ve buna

karşılık olan devir sayısı belirli bir eşdeğer uniform titreşim devir sayısı «Neş» tarafından temsil edilen bir harmonik yüklemeye dönüştürülür.

Bu « τ_{ort} » değeri aynı devir sayısına karşılık olan laboratuvar devri yüklemeye mukavemeti ile karşılaştırılarak zeminin dinamik mukavemeti ve stabilitesi araştırılır.

Ortalama gerilmenin « τ_{ort} » eşdeğer uniform devir sayısı Neş aşağıdaki gibi hesaplanabilir (Lee, ve diğer. 1972).

$$N_{eg} = \sum_{i=1}^N \Delta N_{eşi}$$

burada

$$\Delta N_{eşi} = \frac{N_{ci} \cdot N_{ref}}{N_i}$$

N = Gerilme-zaman kaydındaki toplam titreşim devir sayısını,

N_{ref} = Uniform titreşim devir sayısını,

N_i = Göçmeye sebep olan gerilmeyi, τ_{fi} , oluşturan devir sayısını (Laboratuvar sonuçlarından elde edilmektedir).

N_{ci} = Arazide elde edilen gerilme zaman kaydında τ_{fi} devri gerilmesinin olduğu titreşim devir sayısını

göstermektedir.

Ortalama gerilme, τ_{ort} 'nin gerilme zaman kaydındaki en büyük (maksimum)

gerilme, τ_{max} 'a oranı R ile gösterildiğinde ($R = \frac{\tau_{ort}}{\tau_{max}}$), her R değeri için bir

Neş değeri ve böylece bir «Neş-R» bağıntısı elde edilebilir.

Bu bağıntıdan, belirli bir laboratuvar dinamik mukavemetine karşılık olan devir sayısı, Neş için gerekli «R» oranı ve arazi gerilme zaman kaydını belirleyen ortalama devri gerilme « τ_{ort} » bulunabilir.

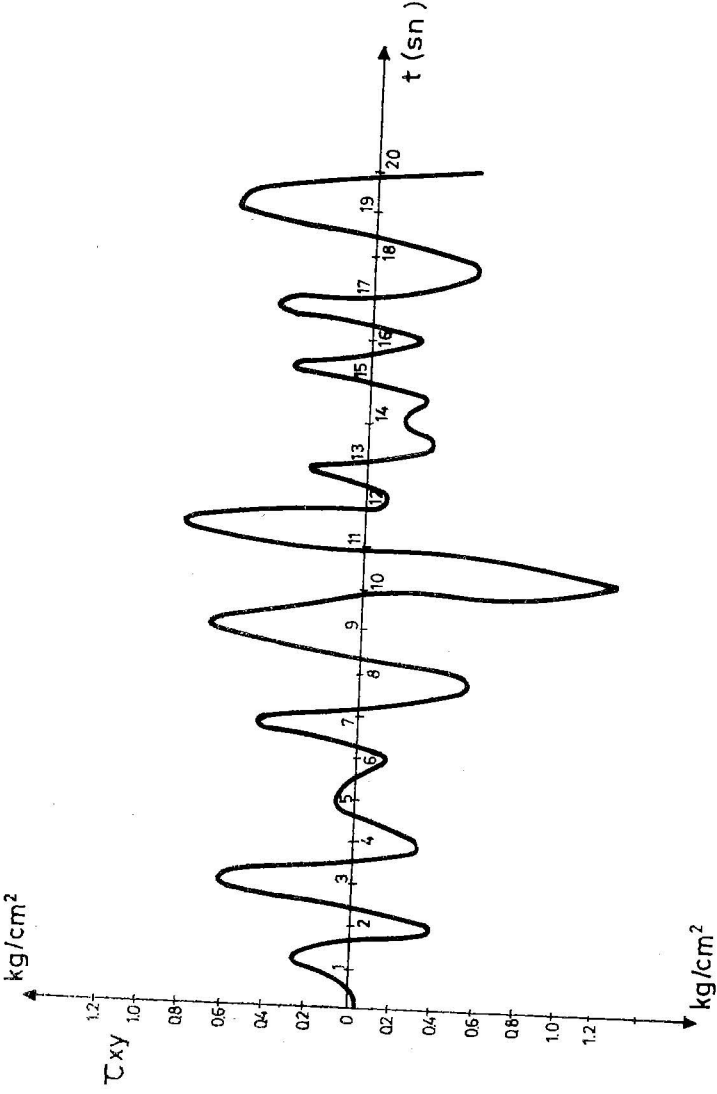
$$\tau_{ort} = R \times \tau_{max}$$

Örnek olarak Şekil 15 de arazide elde edilen gerilme-zaman kaydı ve Şekil 16 da laboratuvarda uniform harmonik dinamik yüklemeye altında zemin numunesinde % 10 aksenal birim deformasyon « ϵ_i » oluşturan mukavemet eğrisi ile bu eğrilerden elde edilen ve stabilite analizinde kullanılan «Neş-R» (Şekil 17) bağıntısı verilmiştir. Bu eğriden, kabul edilen uygun bir yüklemeye devir sayısına karşılık olan «R» oranı saptanır.

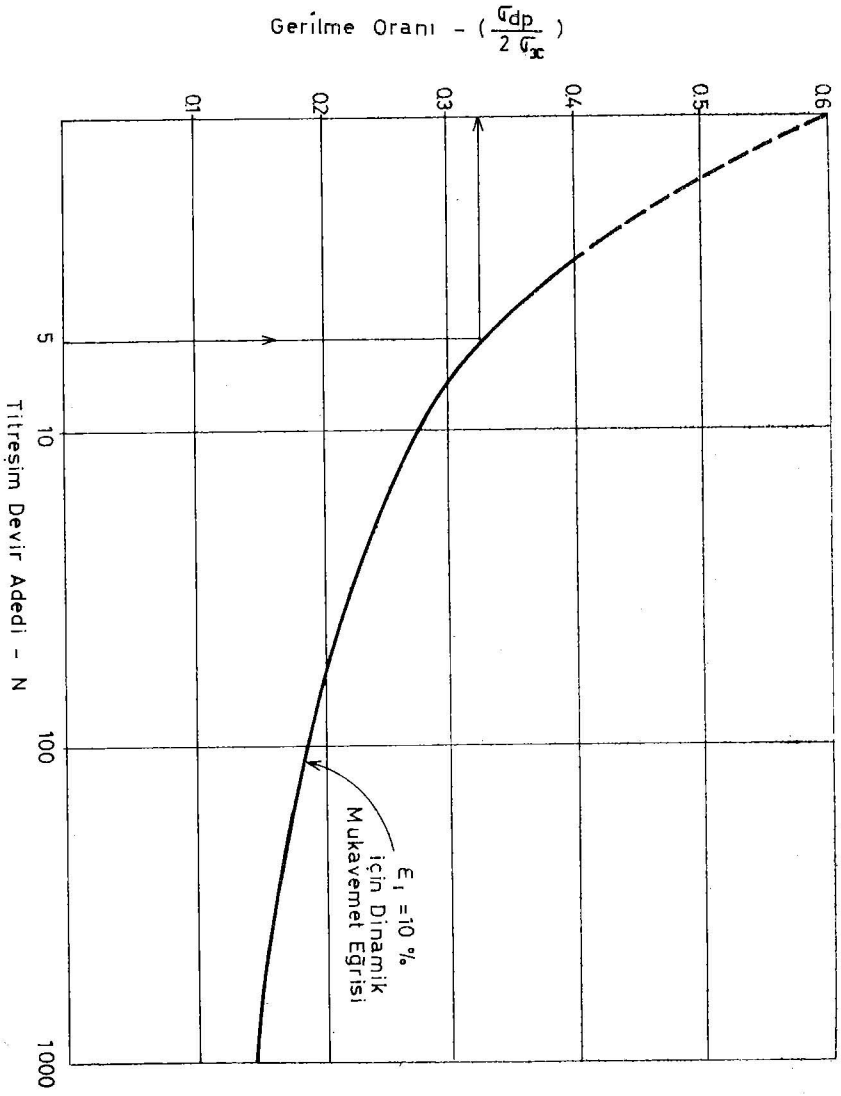
Örneğin, 5 yüklemeye devri için $R = 0.63$ ve

$$\tau_{ort} = 0.63 \times \tau_{max} \text{ bulunur.}$$

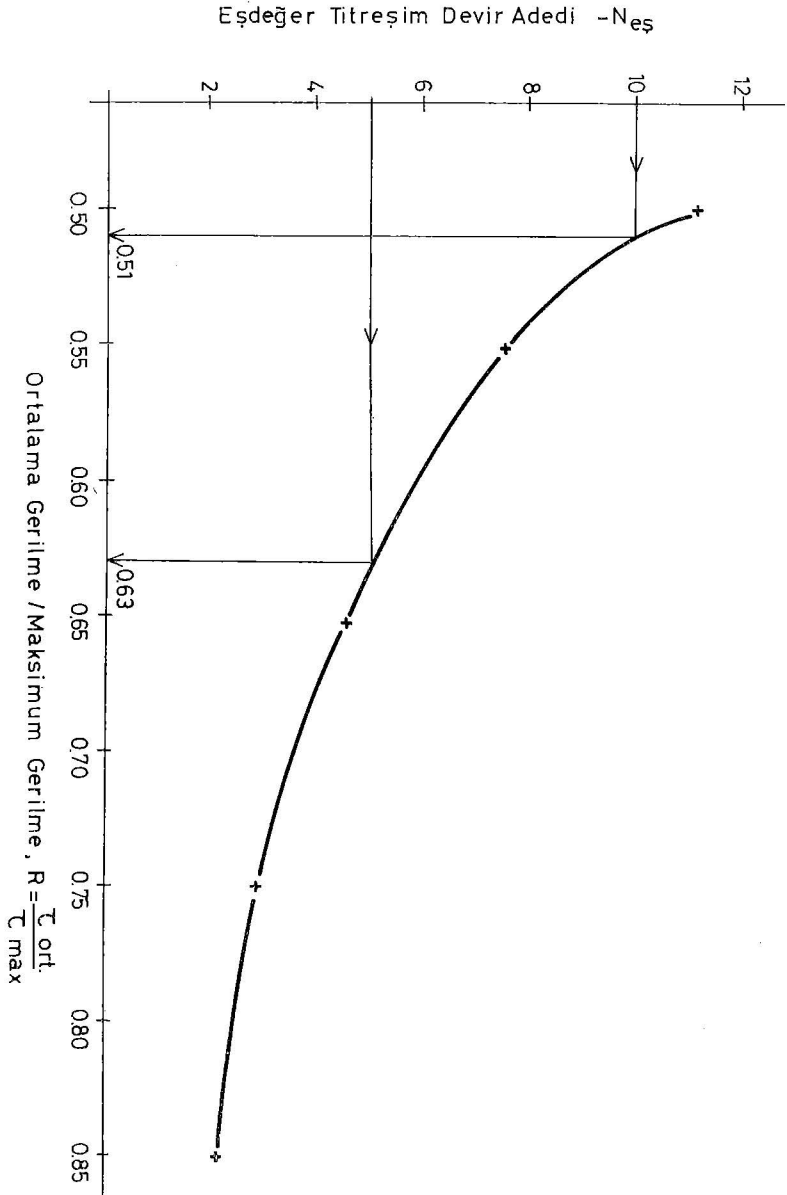
Şekil 15'den, $\tau_{max} = 1.26 \text{ kg/cm}^2$ olarak bulunduğuna göre, $\tau_{ort} = 0.63 \times 1.26 = 0.92 \text{ kg/cm}^2$ ve şekil 16 dan $N = 5$ için



ŞEKİL : 15 BİR ELEMANDA OLUŞAN τ_{xy} DEĞERLERİNİN ZAMAN İLE DEĞİŞİMİ.



ŞEKİL:16 LABORATUVAR DENEYLERİNDEN ELDE EDİLEN GERİLME ORANI-TİTREŞİM DEVİR ADEDİ EĞRİSİ.



ŞEKİL :17 EŞDEĞER TİTREŞİM DEVİR ADEDİNİN 'R' ORANI İLE DEĞİŞİMİ.

$$\frac{\sigma_{db}}{2\sigma_c} = 0.32 \text{ olmaktadır.}$$

Stabilitesi incelenen elemanın arazide mevcut çevre basıncı (σ_c) değeri yerine konularak elde edilen « σ_{db} » ve « τ_{ort} » değerleri karşılaştırılarak o elemanın stabilitesi irdelenebilmektedir.

3.4. ZAMAN İLE İLERLEYEN «SIVILAŞMA-GÖÇME» ANALİZİ

Deprem sırasında depremin oluşturduğu dinamik gerilme ve deformasyonlar zaman ile devamlı olarak ve gelişigüzel şekilde değişmektedir. Bir toprak barajdaki zemin elemanlarına etkiyen gerilmeler ve onların oluşturduğu deformasyonlar deprem süresindeki herhangi bir « t_1 » zamanında, birbirinden çok farklı değerler gösterebilmektedir. Hangi eleman veya eleman grubundaki gerilme ve deformasyonların, hangi « t_{if} » zamanında müsaade edilebilir sınırları aştığının ve bu elemanların toplamının hangi zamanda barajın genel stabilitesini etkileyecek boyutlara ulaştığının incelenmesi gerekir. Bunun için «zaman ile ilerleyen göçme-sivilaşma analizi» (progressive liquefaction analysis) diyebileceğimiz ve aşağıda gerekli aşamaları kısaca özetlenen yöntem uygulanmalıdır. Bu uygulamada sırası ile :

- (i) Toplam deprem kaydı süresi, t_1 için bundan önceki kısımda anlatılan dinamik analiz yapılır.
- (ii) Dinamik gerilme ve deformasyonların müsaade edilen mertebeleri aşmadığı ve aşmışsa hangi elemanlarda aştığı saptanır.
- (iii) Dinamik gerilme ve deformasyonların müsaade edilebilir mertebeleri ilk defa hangi zamanda, t_1 aştığını saptayabilmek amacı ile toplam deprem süresinin belirli bölümleri için, örneğin, $t_1/5$, $2t_1/5$, $3t_1/5$... süreleri için dinamik analiz tekrarlanır.
- (iv) Bu kritik zamanın, t_c' saptanmasından sonra, o zamanda sivilaşan-göçen elemanların kayma modülü için çok küçük bir değer alınarak ($G \cong 0$) analiz tekrarlanır.
- (v) Gerilme ve deformasyon dağılımı sonucu çevre elemanlarının, sivilaşan-göçen bölgenin yükünü alarak, barajın genel stabilitesini sağlayıp sağlamadığı incelenir.

KISIM 4

ZEMİNLERİN DİNAMİK ÖZELLİKLERİNİN SAPTANMASI

Yakın geçmişe kadar analitik yöntemlerin yeterince gelişmemiş olmaları nedeniyle zeminlerin ve toprak barajların, deprem yükleri altındaki davranışlarının gerçek anlamda dinamik analizleri ve dinamik malzeme özelliklerinin deneysel olarak saptanmaları önemli bir gereksinme olmamış idi.

Ancak bugün, gelişmiş dinamik analiz yöntemlerinin varlığı ile zemin tabakalarının değişik deprem yükleri altında farklı davranışlar gösterdiklerinin saptanması, zemin dinamik özelliklerinin deneysel olarak, laboratuvar ve arazide ayrı ayrı saptanması gereğini açıkça ortaya koymuştur.

Zemin tabakaları çeşitli dinamik yüklemeler ve depremler sırasında, değişik genlik ve frekans özelliklerine sahip titreşimlerin etkisi altında kalmakta ve dolayısıyla, çok geniş sınırlar içinde değişen deformasyonlara uğramaktadır. Örneğin, göçmeler meydana getiren kuvvetli depremler sırasında zemin tabakaları büyük genlikli kayma deformasyonlarının etkisi altında kalmalarına karşılık, makina titreşimleri, mikrotremorlar ve ufak şiddetli depremlerde küçük genlikli kayma deformasyonları oluşmaktadır. Bu bakımdan, genel problemlerin değişik dinamik gerilmeler altında yeter bir doğrulukta çözümünde, temel zeminin dinamik özelliklerini bulmak için, belirli koşullara sahip çok sayıda deneylerin sonuçlarından faydalanmak gerekmektedir (Şekil 18).

Dinamik gerilmelerin önem kazandığı problemlerde ve özellikle deprem mühendisliği konularında, «yöresel» sismik özelliklerin ve «zemin koşullarının» yapısal zarara etkisi bugün saptanmış bir gerçektir. Belirli bölgelerde oluşan depremlerden elde edilen bağıntı, grafik ve tabloların her yerde doğrudan kullanılmaları sakıncalı olmaktadır. Dolayısı ile, temel zeminin doğal durumdaki özelliklerinin arazi ve laboratuvar deneyleri ile doğru olarak saptanarak, ayrı her problem ve koşul için ilgili deneylerin kullanılması, hesapların geçerliliği açısından önem kazanmaktadır.

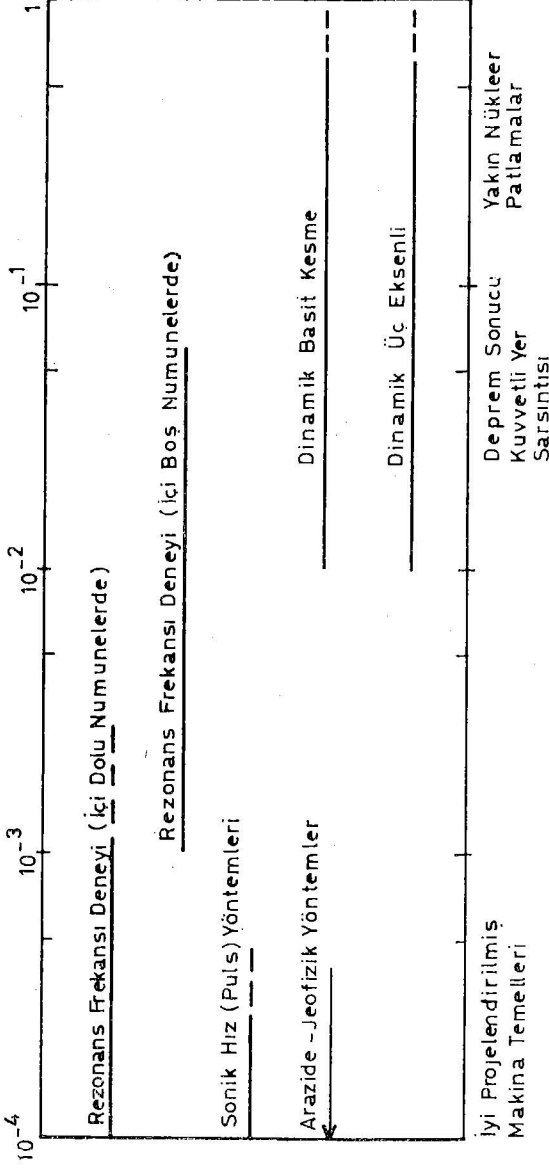
Dinamik yükler altında, zemin tabakalarının lineer elastik ya da lineer olmayan elastik davranışlarının saptanması, periyod hesaplarının yapılabilmesi ve zemin-yapı ortak davranışının incelenebilmesi için :

- Birim hacim ağırlık, özgül kütle,
- Dinamik yükler altındaki gerilme-deformasyon bağıntıları,
- Dalga yayılma hızları,
- Enerji kaybı veya sönüm özelliklerinin saptanması gerekmektedir.

Bu parametrelerin yanısıra, deprem yükleri altında stabilite analizi için, zeminlerin belirli bir «göçme» kriterine göre dinamik mukavemetlerinin de saptanması gerekli olmaktadır.

Zeminlerde, statik yükleme koşulları altında oluşan deplasmana bağlı değişikliklerin yanı sıra, dinamik yükleme durumunda «zaman» ve «titreşimin frekansına» bağlı bir takım değişikliklerin meydana geldiği açıktır. Problemin, statik analizler için yapılan formülasyonuna eşdeğer bir formülasyon elde etmek için bazı mekanik özelliklere ilişkin parametrelerin değiştirilmesi gerekmektedir. Dinamik yöntemler ile deneysel olarak saptanan elastisite ve kayma modülleri, bu anlamda dönüştürülmüş bir mekanik özellik olmaktadır. Sönüm ise, sadece dinamik durum için geçerli bir parametredir. İleride ayrıntılı olarak görüleceği üzere, bu özellik malzemede çeşitli nedenler ile ortaya çıkan enerji kayıplarının bir ifadesi olarak kullanılmaktadır. Bu ara-

MAKSİMUM KAYMA BİRİM DEFORMASYONU - (δ -%)



TİTRESİM ÖZELLİKLERİ

ŞEKİL:18 DİNAMİK GERİLME - DEFORMASYON ÖZELLİKLERİNİN SAPTANMASI İÇİN YAPILAN LABORATUVAR DENEYLERİ

da, özellikle zeminlerdeki dinamik elasto-plastik davranışın eşdeğer non-lineer elastik bir formülasyonda kullanılacak şekilde dönüştürülmesi, bir enerji kaybı, dolayısıyla sönüm kavramı ile gerçekleştirilmektedir.

4.1. DİNAMİK LABORATUVAR DENEY TÜRLERİ

Zeminlerin deprem titreşimleri altındaki davranışlarının saptanması için zemin numuneleri üzerinde uygulanan «laboratuvar» deneyleri iki değişik grup olarak değerlendirilmektedir. Bu «iki» deney türü zeminler hakkında elde edilmek istenen bilgiye göre ayrılmıştır.

Zeminlerin Dinamik Malzeme Özelliklerinin Saptanması

- (i) Deformasyon kontrollü Dinamik Üç Eksenli Basınç Deneyi,
- (ii) Deformasyon kontrollü Dinamik Basit Kesme Deneyi,
- (iii) Rezonans Frekansı Deneyi,
- (iv) Sonik Hız (Yayıma-zaman) Deneyi,
- (v) Sarsma Tablasında Serbest Titreşim Deneyleri.

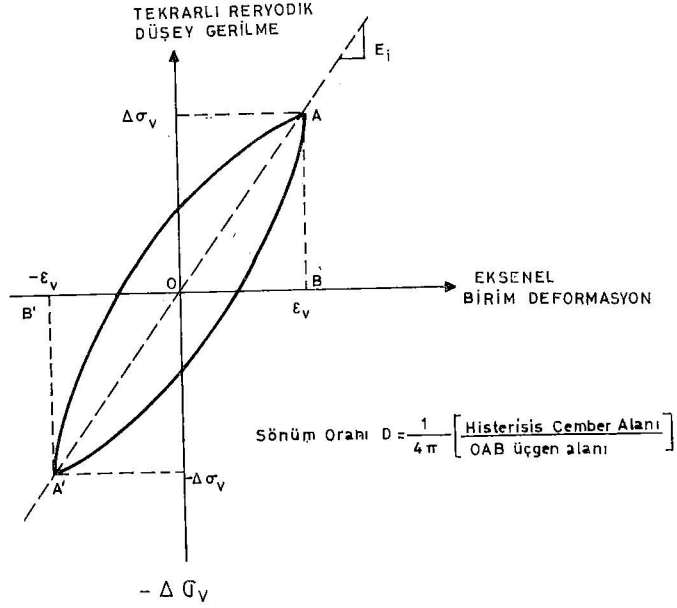
Zeminlerin Dinamik Mukavemet Özelliklerinin Saptanması

- (i) Gerilme kontrollü Dinamik Üç Eksenli Basınç Deneyi,
- (ii) Gerilme kontrollü Dinamik Basit Kesme Deneyi,
- (iii) Sarsma Tablasında Zorlanmış Titreşim Deneyleri.

4.2. ZEMİNLERİN DİNAMİK MALZEME ÖZELLİKLERİNİN SAPTANMASI

Zeminlerin dinamik yükler altında davranışlarını inceleyebilmek için onlara etkiyen yüklerin bilinmesi ve bu yüklerin yolaçtığı deformasyonların mertebelerinin laboratuvar ve arazide deneysel olarak incelenmesi gereklidir. Dinamik yükleme koşulları altında zeminlerin elastik olmayan davranış göstermesi deneysel olarak ölçülen dinamik özellikleri deneyin yapıldığı «birim deformasyon mertebesine» bağlı bırakılmaktadır. Değişik deformasyon mertebeleri için çok farklı dinamik özellikler elde edilmektedir (Şekil 19). Gerçek dinamik analiz, çok geniş birim deformasyon mertebelerini kapsamaktadır. Dinamik yüklemenin cinsine göre birim deformasyon mertebeleri % 10⁻⁴ ile % 1 arasında değişebilmekte ve bu birim deformasyon mertebelerinde dinamik malzeme özellikleri çok büyük farklılaşmalar gösterebilmektedir.

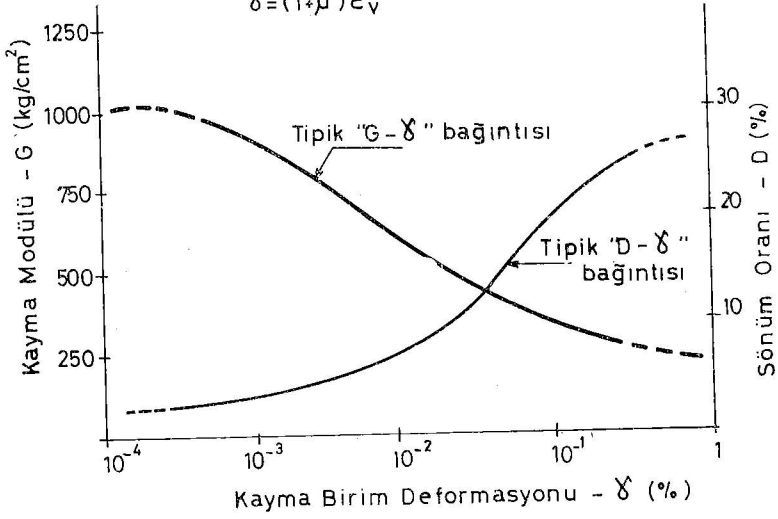
Geniş deformasyon mertebeleri aralığında, her deformasyon mertebesi için dinamik malzeme özelliklerinin saptanmasını sağlayacak «tek» bir deney yöntemi geliştirilmemiştir. Dolayısıyla aynı zeminden alınan numuneler üzerinde değişik dinamik laboratuvar ve arazi deneylerinin yapılması gerekmektedir. Şekil 19 da ise, zeminin deformasyona bağlı dinamik kayma modülü (G) ile



Kullanılan Bağlıntılar

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)}$$

$$\gamma = (1+\mu) \epsilon_v$$



ŞEKİL : 19 DİNAMİK GERİLME - DEFORMASYON ve SÖNÜM ÖZELLİKLERİ NİN DİNAMİK ÜÇEKSENLİ DENEYDEN ELDE EDİLMELERİ.

sönüm oranının (D) birim deformasyon ile non-lineer değişimi genel olarak gösterilmiştir.

4.2.1. Deformasyon kontrollu dinamik deneyler

Dinamik malzeme özelliklerini saptamak için üç eksenli veya basit kesme deney aletinde zemin numuneleri, belirli sabit deformasyonlar meydana getiren tekrarlı dinamik yüklere tâbi tutulur. Deney aletine programlanan tekrarlı deformasyonların karşılığı olan birim deformasyon mertebeleri için numunenin «histerisis eğrisi» kayıt edilir ve belirlenen birim deformasyon mertebesi için kayma modülü (G) ve sönüm oranı (D) değerleri saptanır. Deney sonucu elde edilen tipik bir «histerisis eğrisi» ve ilgili bağıntılar Şekil 19 üzerinde verilmiştir. Aynı numune üzerinde bu işlem değişik birim deformasyon mertebeleri için tekrarlanarak kayma modülü ile sönüm oranının birim deformasyonlar ile değişimi elde edilebilmektedir.

Deformasyon kontrollu dinamik üç eksenli basınç ve basit kesme deneyleri genellikle % 10⁻² ile % 1 birim deformasyon mertebeleri oranında değerler vermektedir.

4.2.2. Rezonans frekansı deneyi

Bu uygulama ile bir malzeme kolonu (silindirik bir zemin numunesi) genellikle normal modlarının ilkinde, boyuna veya torsiyonel olarak titreştirilmekte ve rezonans haline karşılık olan frekans değerinin deneysel olarak saptanması ve numunenin boyutlarının bilinmesi ile dalga yayılma hızları hesaplanabilmektedir.

Her iki ucuda serbest halde titreşen silindirik bir numunede, birinci normal modun boyuna titreşim halinde rezonans meydana getirecek frekans değeri saptanmakta ve boyuna dalganın yayılma hızı (V_p) aşağıda ifade edildiği şekilde hesaplanmaktadır.

$$\omega_n = 2 \pi f_r = \frac{\pi V_p}{l}$$

$$V_p = 2 f_r l$$

Benzer şekilde, torsiyonel olarak serbest-serbest durumda titreşen, bir silindirik numune içinde yayılan kayma dalgası yayılma hızı (V_s) değeri saptanabilmelidir.

V_p ve V_s değerlerinin, deneysel olarak saptanan «rezonans frekansı değerleri»nden hesaplanması sonucu, malzemenin elastisite ve kayma modülleri, belirli titreşim genliğinde, malzeme özelliklerine bağlı olarak,

$$E = \rho V_p^2$$

$$G = \rho V_s^2$$

olarak ifade edilmektedir. Burada « ρ » birim kütedir.

4.2.3. Yayılma zamanı (Sonik hız) yöntemi

Bir malzeme çubuğunun elastisite modülü elastik dalgaların cisim içinde yayılma hızlarının saptanması ile bulunmaktadır. Uygun elektronik cihazlar ile elastik bir dalganın, çubuk boyunca «L» yayılma zamanı «t» ölçülebilir. Zaman, boyuna dalga için hesaplanmış ise, elastisite modülü

$$E = \rho \frac{L^2}{t_p^2}$$

ve torsiyonel dalga için kayma modülü,

$$G = \rho \frac{L^2}{t_s^2}$$

olarak ifade edilir.

4.2.4. Sarsma tablasında serbest titreşim deneyleri

Sarsma tablası üzerinde prototipin özelliklerini temsil eden model üzerine uygulanan ve elastik sınırlar içinde deformasyon oluşturan «serbest-elastik titreşim» deneyleri ile model ve benzeşim teorisi dolayısıyla prototipi temsil eden zemin numunesinin elastik davranış özellikleri saptanabilmektedir.

Serbest elastik titreşim sırasında, sarsma tablası ve zemin kütleli veya model üzerinde ayrı ayrı alınacak deplasman, hız veya ivme kayıtlarının değerlendirilmesi ile zeminin sönüm karakteristikleri, elastik davranış özellikleri ve doğal titreşim periyodu hakkındaki bilgiler elde edilebilmektedir.

4.3. DİNAMİK MUKAVEMET ÖZELLİKLERİNİN SAPTANMASI

Zeminlerin dinamik yükler altında mukavemetlerinin incelenmesi için tekrarlı dinamik yüklerin zeminlerde yol açtığı deformasyonların ve boşluk suyu basıncında oluşturduğu değişimlerin bilinmesi gereklidir.

Belirli sabit bir periyodik dinamik yük altında bir zemin numunesi yük (titreşim) devir sayısı, N, arttıkça artan deformasyon ve boşluk suyu basıncı mertebeleri göstermektedir (Şekil 5). Yük devir sayısı belli bir sayıya ulaştığı zaman, ya boşluk suyu basıncı çevre basıncı değerine ulaşarak zeminin bütün taşıma gücü kaybolmakta ve «sıvılaşma» olmakta (kohezyonsuz suya doygun zeminlerde) ya da deformasyonlar müsaade edilebilir seviyelerin üzerine çıkmakta ve «Göçme» olduğu varsayılmaktadır. (Kohezyonlu zeminlerde) «Sıvılaşma-göçme» ye yol açan yük devir adedi, dinamik yük σ_{dp} 'nin çevre basıncı σ_c 'ye oranı (σ_{dp}/σ_c) azaldıkça artmakta ve « $\sigma_{dp}/2\sigma_c$ » ile «N» arasında Şekil 6 dakine benzeyen mukavemet eğrileri elde edilebilmektedir.

4.3.1. Gerilme kontrollu dinamik deneyler

Zeminlerin dinamik mukavemet özelliklerini saptayabilmek için üç eksenli veya basit kesme deney aletinde, zemin numuneleri belli bir hücre basıncı

altında belirli mertebelerde sabit «gerilme» meydana getiren tekrarlı periyodik dinamik devri yüklere tâbi tutulur.

Deney sırasında dinamik basınç, meydana gelen deformasyonlar ve boşluk suyu basıncı devamlı olarak ölçülür. Dinamik yükleme ya (1) boşluk suyu basıncı çevre basıncına eşit oluncaya kadar, veya (2) kayma deformasyonları önceden kararlaştırılmış bir mertebeye ulaşınca kadar tekrarlanır. Aynı işlem sabit çevre basıncı altında değişik dinamik yük mertebeleri için tekrarlanır. Bundan sonra, çevre basıncı artırılarak, değişik dinamik yükler altında deney tekrar ettirilerek, şekil 6'da verilen «dinamik mukavemet eğrileri» elde edilir. Bu eğriler baraj için gerekli ve arazide deprem koşulları altında oluşması muhtemel deformasyon mertebeleri ile karşılaştırılarak değerlendirilir.

4.3.2. Sarsma tablasında zorlanmış titreşim deneyleri

Sarsma tablasında baraj modelleri üzerinde dinamik göçmeye sebep verecek kadar yapılan zorlanmış titreşim deneyleri belirli dinamik yükler altında baraj kesit ve özelliklerinin davranışının gözlenmesi bakımından önemli olmaktadır.

Model benzeşim teorisi, fizikî benzerliklerin homojenliği üzerinde kurulmuştur. Model deneylerinin kullanılması ile prototip gerçek davranışının saptanabilmesi için, belirli boyutsal koşulların yerine getirilmesi gerekmektedir. Böylelikle, model'de kullanılan her boyut bir «model benzeşim faktörü» ile çarpılarak prototipte karşılığı olan boyuta getirilebilmektedir.

Model deneylerinin «elastik olmayan» durumlar için değerlendirilmeleri ve özellikle visko elastik davranış ve elastik olmayan deformasyonların benzeşimini sağlamak güç olmaktadır.

Toprak baraj model deneylerinde, zemin yerine genellikle elastik özellikleri değişik bir model malzemesi kullanılmaktadır. Ancak, model deneylerinde «su» yerine başka bir sıvının kullanılmasının çıkardığı zorluklar nedeni ile model deneylerinde «su» kullanılmaktadır. Bu halde model benzeşim faktörü 1.0 olmakta ve model benzeşimi bağlantılarının değerlendirilmesi imkansızlaşmaktadır.

Sarsma tablosunda, modelde dinamik göçme oluşturan zorlanma titreşim deneylerinde, yukarıda bahsedilen zorlukların yenilmesi, gerçekçi benzeşim faktörlerinin kullanılması ve büyük modellerin seçilmesi halinde prototipin gerçek davranışına yansıtılmaktadır. Aksi halde, sonuçları olayın kinematikini aydınlatmasından başka bir şekilde değerlendirmemek gerekir.

KISIM 5

S O N U Ç L A R

Toprak barajların projelendirilmesinde deprem etkilerinin gözönüne alınması gereği aşikardır. Bu tür barajların deprem yükleri altında dinamik stabilitelerinin klasik yarı-statik yöntemlerle incelenmesi bugün için yeterli bir yöntem olmamaktadır.

Barajın yapılacağı bölgenin depremselliği incelenmeli ve bunun için o bölgede geçmişte olmuş depremlerin istatistik değerlendirilmesi yapıp sismik risk saptanmalı ve bölgenin tektonik yapısı, hakim fay hatları tanımlanarak inşa alanının geoteknik tabanında (taban ana kayada) oluşması beklenebilecek, deprem hareketi seçilmelidir.

Baraj temel tabanındaki oluşumların ve barajı oluşturan zeminlerin dinamik yükler altında davranışını belirleyen dinamik gerilme-deformasyon-sönüm özellikleri ve dinamik mukavemet karakteristikleri deneysel olarak gerçeğe uygun bir şekilde saptanmalıdır.

Barajın temel tabanı altındaki ve aynı barajı oluşturan zeminlerin deprem yükleri altında davranışı uygun bir dinamik analiz yöntemi ile incelenmeli ve bu yüklerin yol açtığı zamana bağlı gerilme ve deformasyonlar saptanmalıdır.

Baraj malzemesinin cinsine, barajın işlevine ve önceden saptanmış stabilite kriterlerine göre, deprem yükleri altında barajın stabilitesi ve zeminlerin dinamik mukavemeti araştırılmalıdır.

TABLO : I. DİNAMİK ANALİZ UNSURLARI

I. BARAJDA DEPREM ÖNCESİ STATİK GERİLMELERİN VE DEFORMASYONLARIN SAPTANMASI

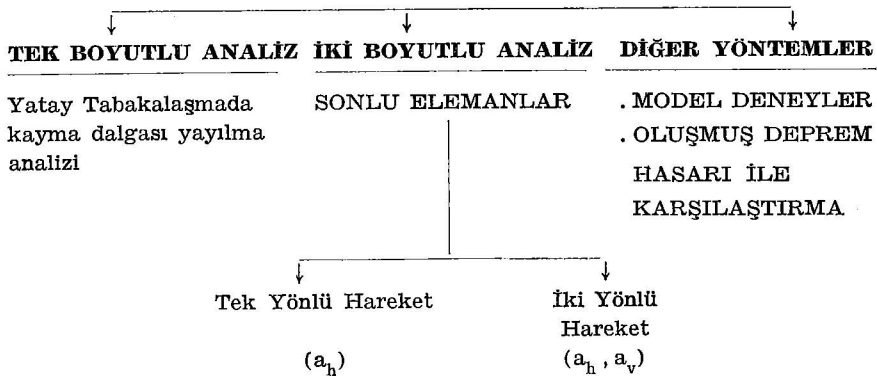
$$\{\sigma_i \text{ ve } \varepsilon_i - \sigma_i \text{ ve } \gamma_i\}$$

II. BARAJ MALZEMESİNE AİT DİNAMİK ÖZELLİKLERİNİN DENEYSEL OLARAK SAPTANMASI

$$\{ \langle E - \varepsilon \rangle ; \langle G - \gamma \rangle ; \langle D - \gamma \rangle \dots \text{değişimleri} \}$$

III. UYGUN DEPREM HAREKETİNİN SEÇİMİ

IV. UYGUN DİNAMİK ANALİZ YÖNTEMİNİN SEÇİMİ



V. ZAMANA BAĞLI DİNAMİK GERİLME VE DEFORMASYONLARIN SAPTANMASI

VI. DİNAMİK STABİLİZE ANALİZİ

Malzeme özelliklerine göre değişen değerlerin ve sismik büyütmenin, proje kriterlerine göre karşılaştırılması

ŞEV STABİLİTESİ

Müsaade edilen deformasyonların saptanması

SIVILAŞMA/GÖÇME

Şev, Gövde ve Temelde
Zaman ile ilerleyen göçme
Analizi

VII. EKONOMİK DEĞERLENDİRME

EK. 1 — DEPREMLER SIRASINDA BAZI BARAJLARDA GÖZLENEN HASAR TÜRLERİ

BARAJIN ADI	BARAJIN YÜKSEKLİĞİ H (m)	ŞEV EĞİMLERİ	DEPREM DEĞERİ OLUŞAN (a_{max}/g)	DEPREM TARİHİ	ŞİDDET I	MANYETİZM	GÖZLENEN HASAR
ONO	37.3	1:3 Mb 1:2.5 Ms	0.33	1.9.1923 Kanto	X	—	Krette, orta noktada, 30 cm. oturma, Menba şevi boylaşmasına çatladi (20 cm. genişlik, 10.0 m. derinlik)
MURAYAMA	27.0 Kret: 6.3	1:3.0 Mb 1:2.5 Ms	0.33	1.9.1933 Kanto	X	—	Krette 20 cm. oturma, Arka dolguda 130 cm. ye yaklaşan oturmalar. Baraj ekسنine paralel çatlaklar (68 m. uzunlukta, 10 m derinlikte)
SHEFFIELD	—	—	—	1926 Santa Barbara	—	—	Toprak baraj göğmesi
COGOTI	83.0	1:1.60 Mb 1:1.80 Ms	0.14	1943 Şili	—	—	Kaya dolguda kayma (Mansap tarafı) 38 cm. oturma.
OTANIKE (Ehime)	27.0	1:3 Mb M:2.5 Ms	—	1.12.1944 Nankai	VII	—	Gövde ve şevde baraj ekسنinde paralel, 84 m'lik çatlaklar
MINASE	66.0	1:1.35 Mb 1:1.40 Ms	—	1968 Of-Tokadai	—	—	Krette 100 cm deplasman kayma düğmesi
MİROBO	131.0	1:2.50 Mb 1:1.75 Ms	—	1961 ve 1968	—	7	Hasar yok
LOWER SAN FERNANDO	43.0	1:2.5 Mb 1:4.5 Ms	≥ 0.55	9.2.1971 San Fernando	—	6.6	Menba şevinde büyük göçme, Hidrolik dolgu göde'de «stılaşma»
UPPER SAN FERNANDO	24.0	1:2.5 Mb 1:2.5 Ms	≥ 0.55	San Fernando	—	6.6	Mansap kısmında büyük oynamalar ve 90 cm. oturma
FAIRMONT LOWER FRANKLIN SILVERLAKE	—	—	≥ 0.55	San Fernando	—	6.6	Hasar yok

Mb:Menba

Ms:Mansap

YARARLANILAN KAYNAKLAR

1. Akay H.U., Gülkan P. 1975 «Earthquake Analysis of Keban Dam», Proceedings 5th European Conference on Earthquake Engineering.
2. Ambraseys N.N., (1960) «The Seismic Stability of Earth Dams», Proceedings 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Vol. II.
3. Ambraseys N.N., (1960) «On the Seismic Behaviour of Earth Dams» Proc. 2nd World Conference Earthquake Engineering, Vol. I.
4. Ambraseys N.N., (1975) «Correlation of Intensity with Ground Motion» Bulletin of ECEE No: 4.
5. Clough R., Chopra A.A., (1966) «Earthquake Stress Analysis in Earth Dams», Journal of Engineering Mechanics Division ASCE, Vol. 92.
6. Cornell A.C., (1975) «Seismic Risk Analysis of Boston» ASCE Journal of Structural Division, Vol. 101.
7. Diaz J.A., Rascon O.A., (1973) «A New Material for Dynamic Tests of Rockfill Dam Models» Proceedings 5th World Conference on EE.
8. Donovan N.C., (1974) «Earthquake Hazards for Buildings» Dames and Moore Publications.
9. Erguvanli Â., (1974) «Model Tests on a Small Shaking Table» İ.T.Ü. Technical Report.
10. Hardin B.O., Drnevich, V.P., (1972) «Shear Modulus and Damping in Soils : Measurements and Parameter Effects», Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 98. No. SM6.
11. Hardin B.O., Drnevich, V.P., (1972) «Shear Modulus and Damping in Soils : Design Equations and Curves», Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 98, No. SB7.
12. Kulhawy F.H., Duncan J.M., Seed H.B., (1969) «Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Embankments During Construction», Geotechnical Engineering Report No. TE 69-9, Department of Civil Engineering; University of California Berkeley.
13. Lee K. L., Kwok C., (1972) «Number of Equivalent Significant Cycles in Strong Motion Earthquakes», Proceedings of the International Conference on Microzonation, Seattle Washington, Vol. II.
14. Lee K.L., Walters H.G., (1973) «Earthquake Induced Cracking of Dry Canyon Dam» Proceedings 5th World Conference on EE.
15. Lee K.L., (1974) «Earthquake Induced Permanent Deformation of Embankments» Report to NSF UCLA.ENG-798.

16. Moroianu A., Mihalcea A., (1975) «Consideration on Resistant Dams in Seismic Areas», Proceedings 5th European Conference on Earthquake Engineering.
17. Newmark N.M., (1965) «Effects of Earthquakes on Dams and Embankments» Geotechnique, Vol. XV, No. 2.
18. Oberti G., Castoldi A., Caseratti M., (1973) «Dynamic Behaviour of Rockfill and Earth Dams Studied on Elastic Models» Proceedings 5th World Conference on EE.
19. Okamoto S., Hakuno M., Kato K., Kawakami F., (1965), «On the Dynamic Behaviour of on Earth Dam During Earthquakes», Proc. 3rd World Conf. Earthquake Engineering.
20. Okamoto S., (1973) «Earthquake Engineering» University of Tokyo Press.
21. Özyaydın K., (1972) «Stability Analysis of Earth Dams Under the Action of Earthquake Loads» Northwestern University Technical Report.
22. Seed H.B., (1966) «A Method for Earthquake-Resistant Design of Earth Dams» Journal of Soil Mechanics and Foundations Division ASCE, Vol. 92, No. SM1.
23. Seed H.B., Martin G.F., (1966) «The Seismic Coefficient in Earth Dam Design», Journal of Soil Mechanics and Foundations Division ASCE. Vol. 92, No SM3
24. Seed H.B., Idriss I.M., Kiefer F.W., (1969) «Characteristics of Rock Motions During Earthquakes» ASCE Journal of Soil Mechanics. Sept.
25. Seed H.B. et al. (1973) «Analysis of the Slides in the San Fernando Dams During the Earthquake of February 9, 1971», Report No. EERC 72-3, College of Engineering, University of California, Berkeley.
26. Seed H.B., Idriss I.M., (1974) «A Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential», Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, No. SM9.
27. Seed H.B., Idriss I.M., (1970) Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses», Report No. EERC 70/10, Earthquake Engineerin Research Center, Univ. of California, Berkeley, Calif.
28. Seed H.B., Peacock W.H., (1971) «Procedures for Measuring Soil Liquefaction Characteristics», Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, No. SM8.
29. Seleznev G.S., Zaslavskij J.L., Tschalkina G.I., (1975) «A Prediction of Earth Dam Response During Earthquakes», Proceedings 5th European Conference on Earthquake Engineering.
30. Tabban A., Gençoğlu S., (1975) «Deprem ve Parametreleri» Deprem Araştırma Enstitüsü Bülteni No. 11
31. Tezcan S.S., (1974) «Toprak Barajların Deprem Analizi» Boğaziçi Üniversitesi Yayınları.

KALIFORNİYA EYALETİ SU PROJESİ SİSMİK ANALİZİ

Yazanlar : Haresh C. Shah - M. Movassate (*)

Çeviren : M. Emin Özel (**)

G İ R İ Ő

Deprem mühendisliği literatüründe «Tehlike» ve «Risk» kelimelerinin tanımını üzerinde bir belirsizlik vardır. Birçokları için Sismik Tehlike ile Sismik risk aynı anlamdadır. Deprem mühendisleri ve plançılar, bu iki kelimeyi oldukça elastiki ve birbirlerinin yerlerini alabilecek şekilde kullanırlar. Bu belirsizlikte, bu iki kelimenin sismik olaylar bakımından farklı anlamlar içermesi nedeniyle, belli bir sakinca vardır. Bunu ortadan kaldırmak amacı ile burada Sismik Tehlike ile Sismik Risk ayrı ayrı tanımlanacaktır.

Sismik Tehlike «gelecekteki sismik olayların beklenen oluşumu» olarak alınmalıdır. Sismik Risk ise, «gelecekteki sismik olayların beklenen sonuçlarıdır». Sonuçlar, hayat kaybı, ekonomik kayıplar, işlevsel kayıplar ve hasarlardır.

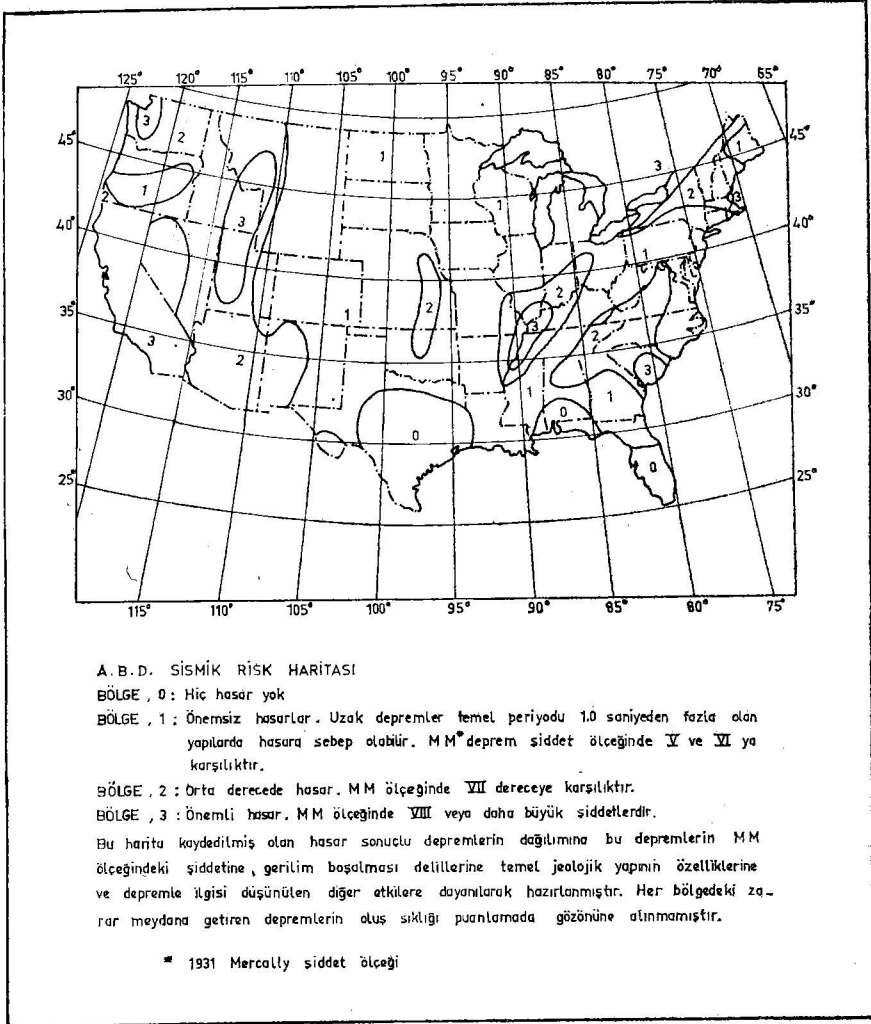
Kabaca, Sismik Tehlikenin «doğa'nın yumruğunu» ve Sismik Riskin ise «doğa'nın yumruğu ile insan uğraşlarının etkinleşmesini» içerdіđi söylenebilir.

Beklenen tehlike ve risk, gelecekteki belirsizliklerle ilgilidir. Bu nedenle, ihtimali kestirme (probabilistic forecasting) ve karar verme, herhangi bir sismik tehlike ve sismik risk çözümlemesinin temelidirler.

Bir örnek olarak A.B.D. Yapı Yasasının (Uniform Building Code, UBC) sismik bölgeler haritasını gözönüne alalım. (Şekil 1.) Haritanın başlığının «A.B.D. nin Sismik Risk Haritası» olduğuna dikkat edelim. Bu, yanlış bir isimlendirme değildir. Bu harita, bir ölçüde, ülkenin çeşitli bölgeleri için, gelecekteki sismik tehlike durumunu göstermektedir. Bu harita, gelecekteki sismik olayların sonuçlarına ilişkin değildir, olamaz da. Bu harita depremlerin oluş sıklığını da göstermemektedir. Böylelikle, örneğin, bir bölge, son 400 yılda bir kez şiddeti VIII olan bir olayla karşılaşmışsa, 3. üncü bölgeye yerleştirilmiştir. Aynı zamanda, son 100 yıl içerisinde 10 adet şiddeti VIII veya daha fazla olay tesbit edilen yerler de 3. üncü bölgeye konmuşlardır. Kolayca anlaşılacağı gibi, bu iki bölgedeki tehlikede birbirine benzer olamaz. Bu gibi tutarsızlıklara karşın, mühendisler bu ve benzeri haritaları çizim ve planlarında kullanırlar ve bunlara bağlıdırlar. Projelendirilmesi yapılan sistem ve yapıların yükleme ve mukabelelerindeki belirsizlik miktarlarına hiç dikkat edilmez. Bu tür

(*) Department of Civil Engineering, Stanford University, Cal.

(**) Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara

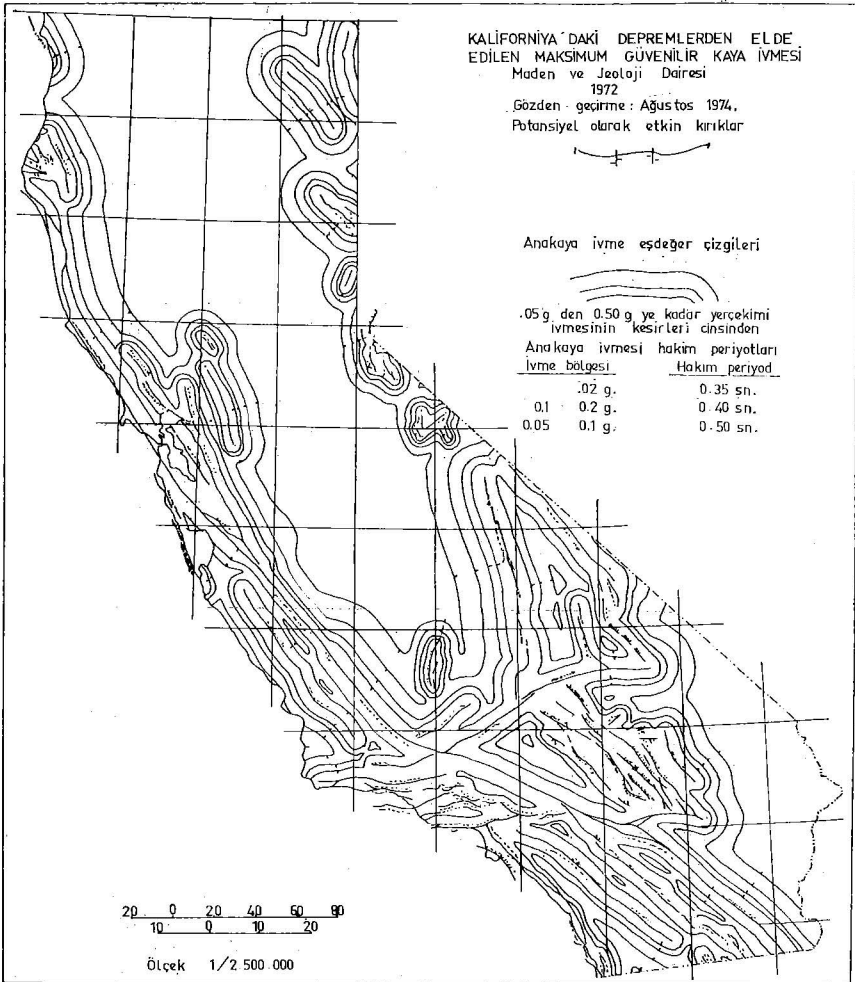


SEKİL . 1

haritaları kullanarak yeterli bilgiyi elde etmeyi ancak düşleyebiliriz. Bu haritalardan riski değerlendirmek olanaksızdır. Örnek olarak Kaliforniya Eyaletinde iki bölgeciği ele alalım. Bunların biri Sacramento civarında, diğeri de Los Angeles yakınlarında olsun. Yine varsayalım ki, devlet bu iki bölgede pompalama istasyonları yapacak olsun. Sismik yönden değişik bu iki yerdeki istasyonların kullanımı ve çalışmamasının sonuçları aynı olacağı için dizayn ile ilgili riskler de benzer olmalıdır. Bununla birlikte, UBC bölge haritalarını kullanırsak, heriki sistemi de 3. üncü bölge faktörleriyle projelendireceğiz. Bunun anlamı, ya Los Angeles civarındaki sistem yetersiz düzeyde, ya da Sacramento'dakini (veya herikisini) yeterinden yüksek düzeyde projelendirmiş olacağımızdır. Heriki sistem için de Uyumlu Sismik Risk Düzeyi için Sacramento civarı

Los Angeles yakınına göre daha düşük sismik dizayn düzeyinde olmalıdır. Bu kısa açıklama, halihazırdaki «Risk haritaları»nın yetersizliklerine işaret etmiş olmaktadır.

Doğru yöndeki diğer bir gelişme de son yıllarda Kaliforniya Madenler ve Jeoloji Dairesinden Roger Greensfelder'in yaptığı çalışmadır. «Kaliforniyadaki depremlere göre maksimum güvenilir kaya ivmeleri» adlı Ağustos 1974 tarihli harita, Kaliforniya Eyaletinin değişik bölgeleri için pik kaya ivmesi düzeylerini anakaya ivmesi eşdeğer çizgileri olarak vermektedir. (Şekil 2). Bu bir tehlike haritasıdır. Bununla birlikte, bunun da önemli bir eksiği vardır. Maksimum güvenilir kaya ivmesinin geri dönüş periyodu nedir? Zaman içerisinde bir uyumluluk var mıdır? Harita üzerinde gösterilen değerler için ne kadar bir süre beklenilecektir? Bu değerlerin oluş hızı nedir? Bu oluş hızları bütün bölgeler ve bütün düzeyler için aynı mıdır? Bu bilgiler, mühendislikteki projelendirme



ŞEKİL . 2.

teknikleri için çok önemlidir. Sonra, bir projeci, bu haritayı depolar okullar, hastahaneler gibi çeşitli yapılar için kullanmalı mıdır? Yapının yıkılmasının sonuçları ve kullanımı bakımlarından uyumlu bir risk düzeyi için bu harita kullanılmaz. Bu nedenlerle, rasyonel bir risk analizi için daha gelişmiş yöntemlerin gereği ortaya çıkmaktadır.

EŞ - İVME HARİTALARI

Sismik yük parametrelerinin ihtimali olarak saptanması konusunda, halihazırda yürütülmekte olan çeşitli çalışmalar vardır. Özellikle eş-deprem ve eş-ivme haritaları yönünde ihtimali kestirme konusu ile birkaç araştırmacı uğraşmaktadır. Geliştirilen model, şu varsayım ve parametrelere dayanmaktadır.

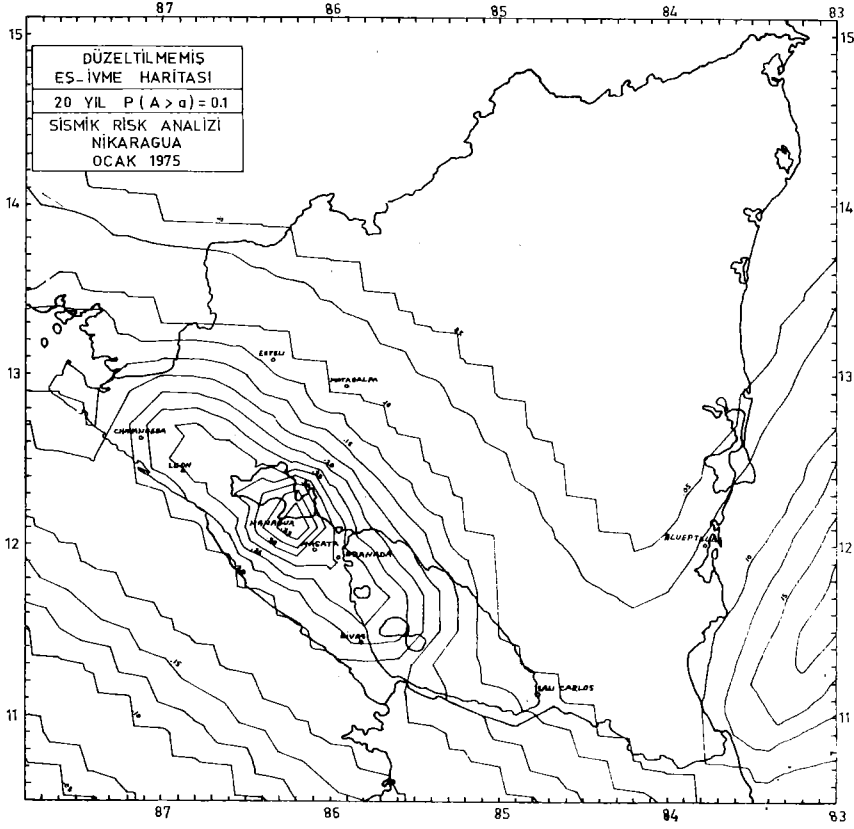
1. Nokta, çizgi veya alan sismik kaynaklar, geçmiş depremsel verilerin ışığı altında saptanabilirler.
2. Her kaynak için bir tekrarlanma ilişkisi, doğrusal veya bilineer olarak geliştirilebilir.
3. Gelecekteki olayların kestirimi, belli bir Richter büyüklüğünden yukarı ortalama oluş hızı, tekrarlanma ilişkisi ile verilen bir Poisson oluşum modeli kullanarak yapılabilir.
4. İvme veya şiddete bağlı uygun bir sönüm (attenuation) ilişkisi, bölgesel jeolojik ve jeoteknik şartlara uyacak şekilde elde edilebilir. Bu konudaki literatürde çeşitli sönüm ilişkileri geliştirilmiş durumdadır.

Stanford Üniversitesinde sismik risk çözümlenmesi üzerine yapılan çalışmalarda, Nikaragua ve Kaliforniya bölgelerinde eş-ivme haritaları elde etmek için, yukardaki dört adım takip edilmiştir. Halen bu tip bilgiler Kaliforniya Su Şebekesi Sistemi için geliştirilmektedir.

Analitik ayrıntılarına girmeden, tipik bir eş-ivme haritası Şekil 3. de gösterilmiştir. Benzeri haritalar, bütün Kaliforniya ve özel olarak Kaliforniya Su Şebekesi Sistemi için geliştirilme durumundadır. Bu haritaların içerdiği değişkenler şunlardır :

1. Yer ivmesi pik değeri
2. Yapının ekonomik ömrü
3. Yapının ekonomik ömrünün bir anında yer ivmesi pik değerinin aşılma olasılığı

Farklı ekonomik ömürler ve olasılıklar için, değişik eş-ivme haritaları geliştirilebilir. Bu haritalar beklenen tehlike haritaları olarak alınabilirler. Bununla birlikte, bu haritalar kendiliklerinden, kabul edilmesi gereken risk düzeyinin saptanmasında veya farklı zamanlar ve farklı olasılıklar için elde olunan haritalardan herhangi birini seçmede mühendis ve plançılara yardımcı olmazlar. Önümüzdeki iki adım, kabul edilebilir risk düzeyini ve böylelikle, dizayn seviyesini saptamada yardımcı olacaktır.



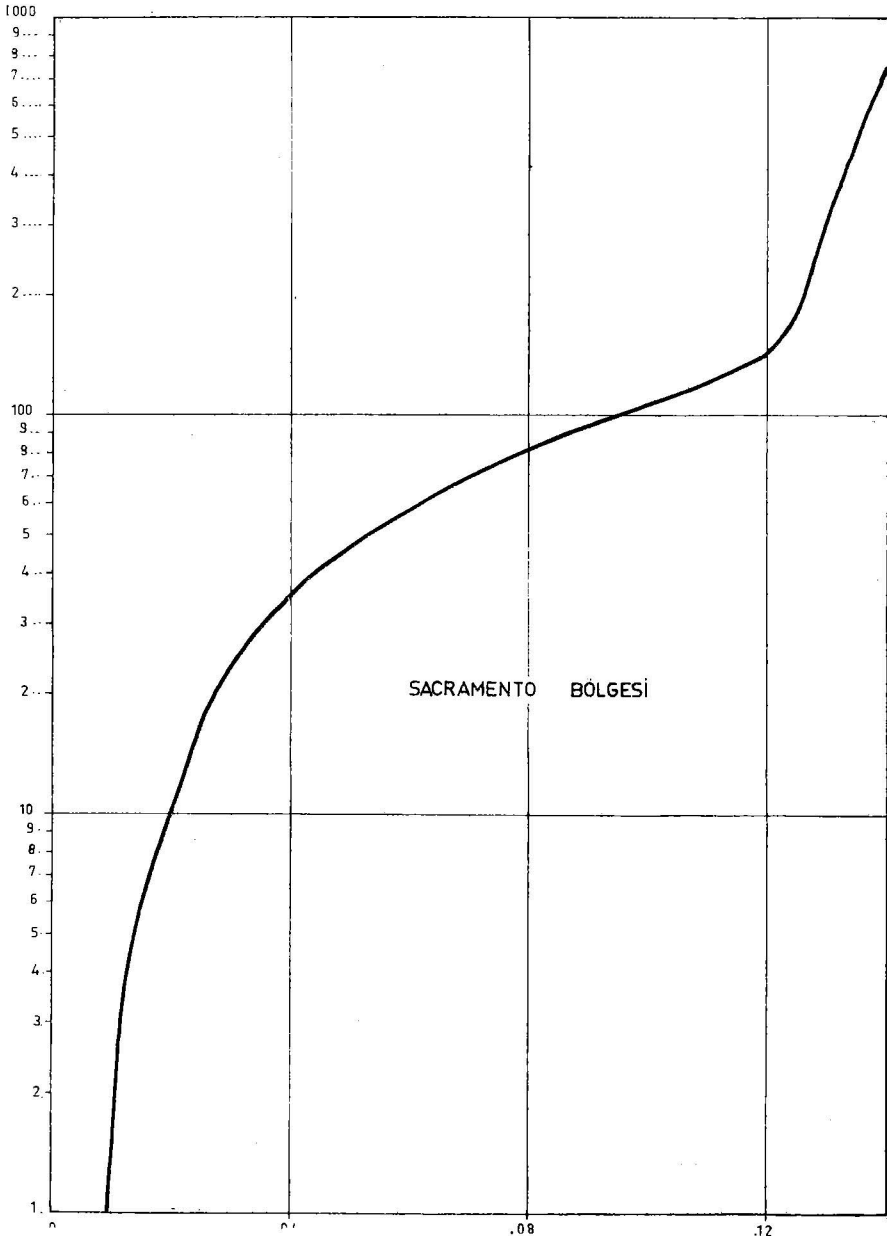
SEKİL . 3 .

İVME BÖLGELERİ GRAFİKLERİ

Eş-ivme haritaları temel alınarak ortalama geri.dönüş periyodu ve yer ivmesi pik değeri arasındaki ilişki ortaya çıkarılabilir. 4 ve 5. no'lu Şekiller, Sacramento; Perris Barajı ve Pearblossom pompalama istasyonları için bu ilişkiyi göstermektedir. Düşey eksen geridönüş periyodunu yıl olarak ve yatay eksen de g'nin % si cinsinden yer ivmesi pik değerini göstermektedir. Böylece, 100 yıllık geridönüş periyodu için yer ivmesi pik değerinin yukarıda adı geçen üç yer için sırasıyla değeri :

- | | |
|------------------|--------|
| 1. Sacramento | 0.10 g |
| 2. Perris Barajı | 0.25 g |
| 3. Pearblossom | 0.18 g |

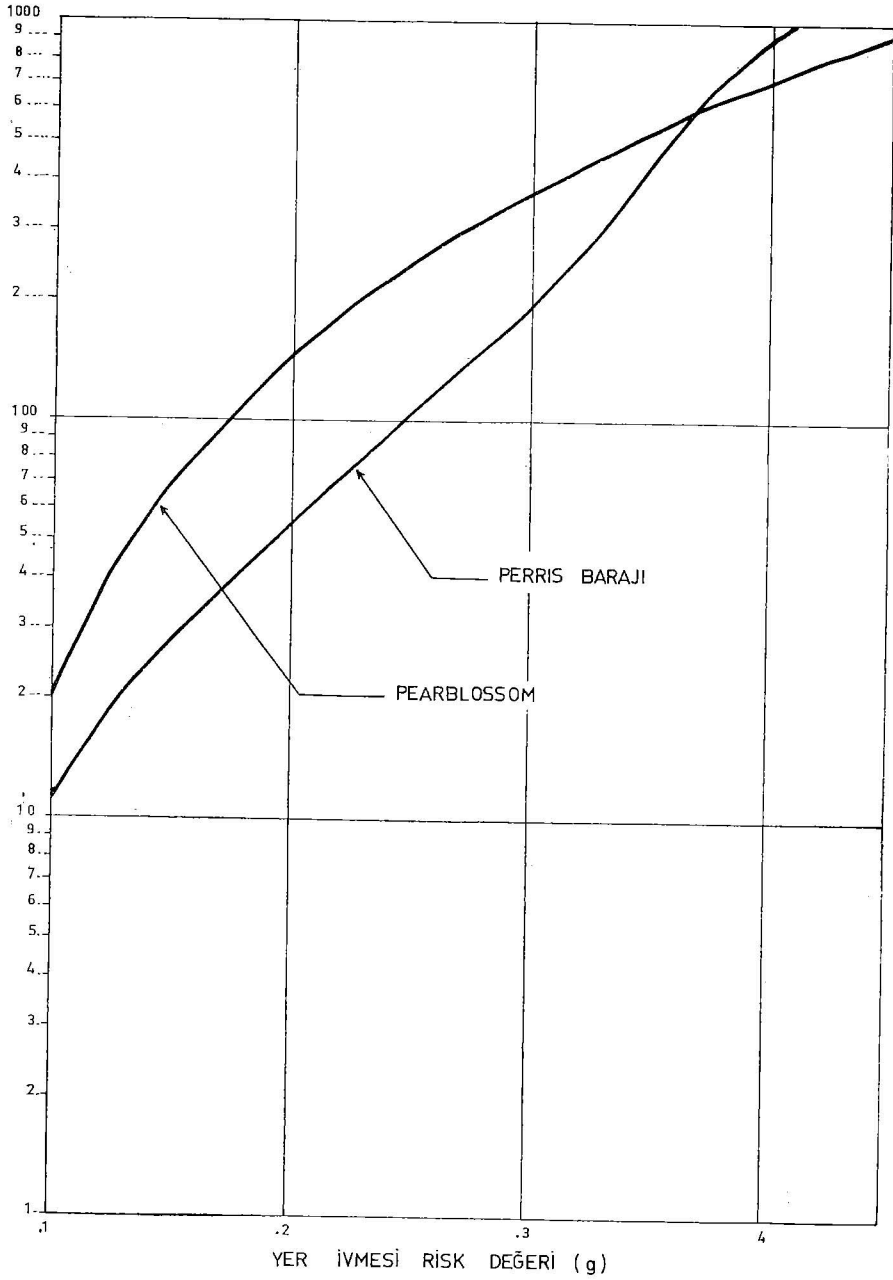
O zaman, bir kişi, 100 yıllık geridönüş periyodu için bir sistemin dizaynını yapmak isterse, bu üç yerin sismisitesini temel alan yer-ivmesi pik değerleri uyumlu yükleme seviyelerini gösterecektir.



SACRAMENTO BÖLGESİ

YER İVMESİ RİSK DEĞERİ (g)

ŞEKİL 4



SEKİL . 5 .

Geridönüş periyodu kavramını kullanışta şu hususlar anlaşılmalıdır :

1. Bir geridönüş periyodu, ilgilenilen bir olayın tekrarı için geçmesi gereken ortalama bekleme süresidir. Örneğin, 0.10 g yaratan olaylar arasındaki ortalama bekleme süresi, Sacramento için 100 yıldır. Diğer yerler için de benzer şeyler söylenebilir.
2. Bir (RP) geridönüş periyoduna sahip olan bir olayın herhangi bir yıl süresinde olması ihtimali $1/RP$ dir. Böylece, örnek olarak, Sacramento'da herhangi bir yılda yer ivmesi değerinin 0.10 g yada daha fazla olması ihtimali $p = 1/100 = 0.01$ dir. Pearblossom için yer ivmesi değerinin 0.18 g veya daha fazla olması ihtimali yine $p = 1/100 = 0.01$ dir.
3. Geridönüş periyodu RP olduğunda, RP yıl süresince hiçbir olayın bile olmaması ihtimali 0.36 dir. Örneğin, Perris Barajı bölgesinde 100 yıl süresince 0.25 g'lık bir ivmenin bir kere bile görülmemesi olasılığı 0.36 dir.

Şekil 4. ve 5. de verilen grafikler, ortalama geridönüş periyodunun fonksiyonu olarak yüklemeye hakkında bilgi vermektedir. Bununla beraber, bu grafikler, yapının ekonomik ömrü ve risk seviyesinin fonksiyonu olarak, bir dizaynde geridönüş periyodu seçmede kendiliklerinden yardımcı olamazlar. Her sismik bölgeleme sürecinde bundan sonraki adım, yapının ekonomik ömrü, gözönüne alınacak risk düzeyi ve bu düzey ile ve de ekonomik ömür ile uyumlu geridönüş periyodu arasındaki ilişkileri saptamaktır.

Çizelge 1. ve Şekil 6. bu ilişkileri göstermektedir. Bunlardan görülebileceği gibi, saptanan bir ekonomik ömür için, risk seviyesi ve geridönüş periyodu arasındaki ilişki kolayca bulunabilir. Örnek olarak, yapının ekonomik ömrü 10 yıl ise, ve dizayn yüklemeye seviyesinin 10 yıl süresinde % 10 luk olasılıkla aşılmasını (veya % 90 olasılıkla aşılmamasını) istersek, yapının projelendirilmesinde kullanılması gereken geridönüş periyodu 95 yıl olur. Benzer şekilde, % 20 lik risk düzeyi ve 50 yıllık ekonomik ömre karşılık gelen geridönüş periyodu 225 yıl olacaktır.

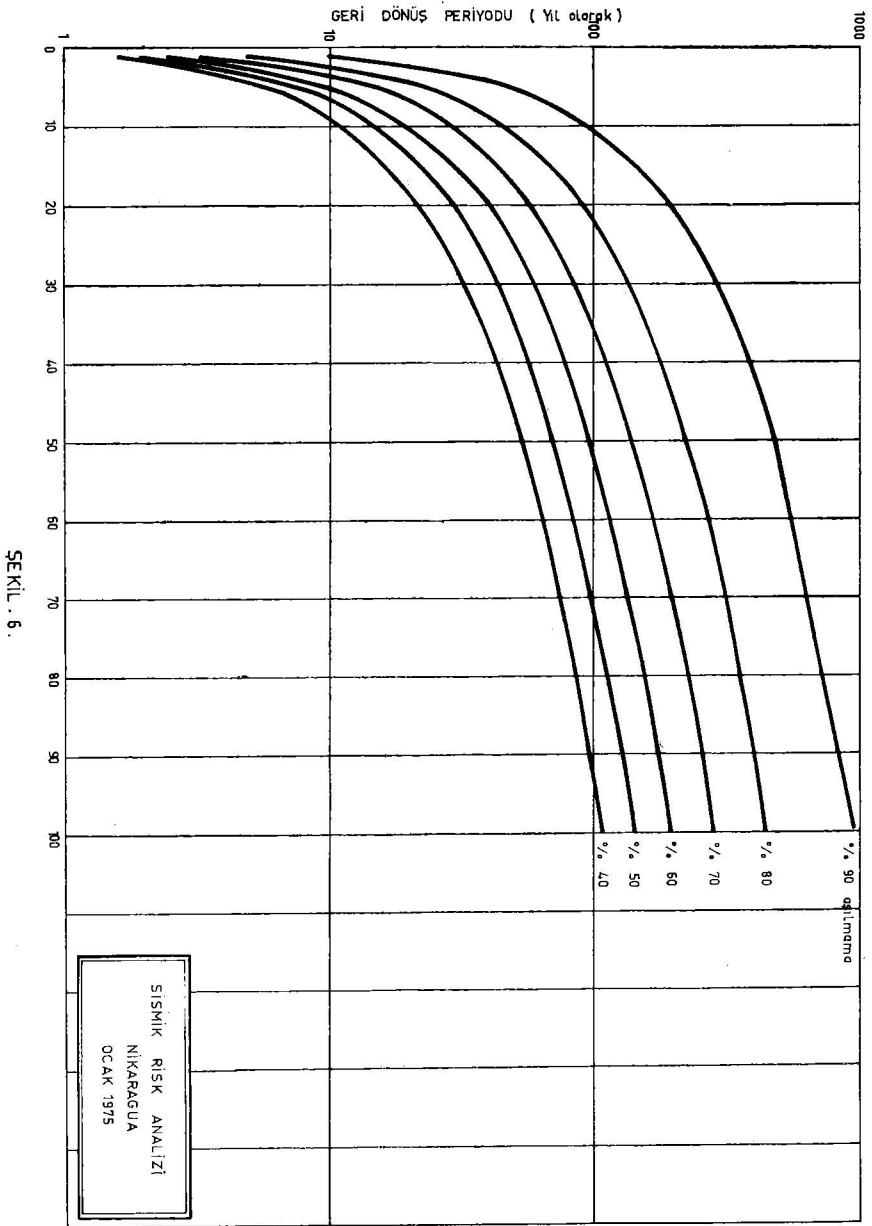
Bu tür bir dönüşüm veya transfer fonksiyonunu bilirsek, yapı için istenen geridönüş periyodu değerini elde edebiliriz. 3, 4, 5 ve 6. ncı şekilleri kullanarak buna karşılık gelen dizayn yük düzeyini saptayabiliriz. Aşağıda verilen örnek, bir yerdeki pik yer ivmesi değerinin, kabul edilebilir risk düzeyi ve yapının ekonomik ömrünün fonksiyonu olarak elde edilmesinde geçilen adımları sırasıyla gösterecektir. İki farklı yerde birer pompalama istasyonu kuracağımızı varsayalım.

1. no.lu yer : Sacramento

2 » » : Pearblossom

Her iki yerdeki yapıların ekonomik ömrü elliser yıl olsun. Gelecekteki bir sismik olay sonunda oluşacak zarar ve çalışmama durumlarının sonuçlarının da benzer olacağını varsayalım. Şu risk seviyelerini (50 yıllık ekonomik ömür için) gözönüne alalım.

P_D — Geri Dönüş Periyodu — P_C — Geri Dönüş Periyodu
% 20 225 yıl % 10 475 yıl



SEKİL . 6 .

Burada : P_D : Zarar görme olasılığı

P_C : Kullanılamaz hale gelme olasılığıdır

Geridönüş periyodunun bu iki değerine karşılık, zarar için dizayn yük seviyeleri şunlardır :

Yer	Zarar Görme Olasılığı	Kullanılma Düzeyinde
Sacramento	0.125 g	0.14 g
Pearblossom	0.24 g	0.33 g

Yukardaki değerlerden görülebileceği gibi, 50 yıl ve % 20 lik bir uyumlu risk için, dizayn yer ivmesi pik değeri Sacramento'da 0.125 g, Pearblossom'da 0.24 g olmalıdır. 50 yılda % 10 riske karşılık olan kullanılamama dizayn seviyesinde ise yer ivmesi pik değerleri Sacramento'da 0.14 g, Pearblossom'da 0.33 g alınmalıdır.

Açıkça görüldüğü üzere, bu tip bir yöntem, uyumlu ve rasyonel risk seviyesini elde etmede ilk adımdır. Hayat kayıpları, sosyo-ekonomik kayıplar ve benzeri diğer etkileri içerebilecek analizlere başlamadan önce yapılması gereken daha çok iş vardır.

Bir kere bir lineer sistem için ivme bölge grafikleri elde edildiğinde, zayıf bağlantılar (weak links) saptanabilir. Uygun işlevsel ve felaket önleyici süreçler, bu tip bir çözümlenmeye dayanılarak değerlendirilebilir ve sistemin en verimli olarak çalışması sağlanabilir.

YENİ DEPREM ŞİDDET SKALASI

Yazanlar : C.P. MORTGART*
H.C. SHAH**

Çeviren : REF'AN CAN***

G İ R İ Ş

Deprem yer hareketinin, değişik bölgelerde farklı tip ve yaştaki yapılar üzerindeki etkisini gösteren bir Mühendislik Şiddet Skalasına gereklilik hissedilmiştir.

Günümüzde kullanılan Şiddet Skalaları, depremin belirli bir yapıdaki etkisinin kişisel değerlendirilmeleri ve depreme gösterilen kişisel reaksiyonları esas olarak alır. Bu skalalarda, yapıların davranışında önemli olan parametreler pek incelenmemektedir.

Hasar tesbitlerine dayanan 12 dereceli MM (Modified Mercalli) Skalası, 6 dereceli Japon ve Rusların GEOFIAN Skalaları mühendislik uygulamalarında gerekli beraberlik ve objektiviteyi göstermiyorlar.

Gutenberg-Richter Magnitüd Skalası, enerjinin açığa çıktığı noktadaki rölatif enerjinin bir ölçüsüdür ve kısmi bir bilgi verir.

Housner'inki gibi, spektral davranış (spectral response) diyagramlarına dayanan skalalar yalnız maksimum davranış değerleri verirler. Bundan başka çok geniş bir periot bandını kapsadıklarından belirli tipteki yapılar için özel verileri yoktur.

Şimdi iyice bilinmektedir ki yapıların deprem hareketine olan davranışlarında, deprem hareketinin frekans dizisi, oluş süresi, toplam enerji ve yapının dinamik karakteristikleri önemli parametrelerdir.

Blume'un Mühendislik Şiddet Skalasından türetilmiş bu Skala değişik parametreleri inceler. Belirli bir depremin şiddetini, belirli bir sönümü olan tek serbestlik dereceli sistemlerin toplam davranış değişimleriyle açıklar.

Yararları Şöyledir :

-
- * Graduate Student, Department of Civil Engineering, Stanford University, California.
 - ** Professor of Civil Engineering, Director, The John Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, California.
 - *** Deprem Araştırma Enstitüsü, Sismoloji Bölümü İmâr ve İskân Bakanlığı, Ankara.

1. Standart bir sönüm, standart dar bir band ve standart şiddet düzeyleri vardır.

2. Yer hareketinin, değişik periyotlu yapılarıdaki etkisinin bir indeksi olarak alınır ve hasarla direkt ilgilidir.

3. Tek serbestlik dereceli sistemlerin toplam davranışlarını incelediğinden respons piklerinin şekillerini, onların sürelerini, sayı ve amplitüdlerini de kesin bir şekilde kapsar.

4. Kişisel değerlendirmeye yer vermez.

5. Özel bir yapı incelendiğinde, yapısal analizde kullanıldığı gibi katılma faktörlerini (participation factor) de kullanır.

6. Komputer için kolaylık olmak üzere 9 eleman vektörüyle gösterilir.

En büyük sakıncası tam bir deprem kaydı gerektirmesidir.

Belirli bir deprem için şiddet skalası

Deprem kaydı bulunduğu anda şiddet aşağıdaki şekilde elde edilir.

Toplam ivme-zaman davranış değişimleri, % 5 sönümlü tek serbestlik dereceli sistemler için elde edilir. Frekansların seçimi Blume'un (Deprem ve diğer yer hareketleri için Mühendislik Şiddet Skalası)'ndan alınmıştır.

Tüm frekans spektrumu 9 banda bölünür: 0;0.1-0.2-0.4-0.6-1.0-2.0-4.0-7.0-10.00 (Hz). Bu bandların aralıkları da :

.01 ve .2 Hz arasında	.02 Hz
.2 » .6 »	.04 »
.6 » 1.0 »	.08 »
1.0 » 2.0 »	.2 »
2.0 » 4.0 »	.4 »
4.0 » 10.0 »	.6 »
	alınır.

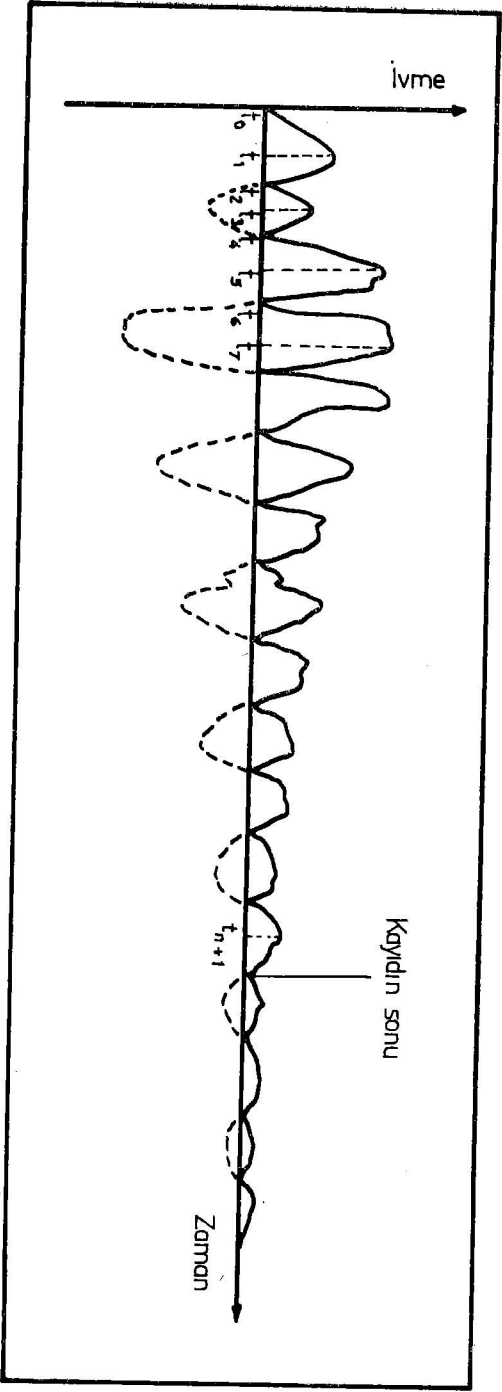
46 davranış değişimi saptanır.

Her frekans için, davranışın mutlak değeri, eğri, belirli bir ivme düzeyinin (.05 g) altında kaldığında sona erdiği kabul edilir (Şekil 1.) Davranış eğrisinin pozitif eğimli her bölümde (yani t_0 ve t_1 ; t_2 ve t_3 ; t_4 ve t_{i+1} arasında i : çift) eğrinin altındaki her alanın momenti [$(t_{k+1} - t_k)$ da k ; tek] eğri üzerindeki (A_k) uygun gelen noktaya göre alınmıştır.

$$\int_0^{t_{k+1} - t_k} t \, dt \, da$$

$$\int_{t_k}^{t_{k+1}} (t - t_k) \, dt \, da$$

İkinci moment zaman eksenine göre alınır :



Sekil . 1 TEK DERECELİ SERBESTLİK SİSTEMİNİN DAVRANIŞININ MUTLAK DEĞERİ: % 5 SÖNÜMLÜ

a_{ik} t_k 'ye göre sabittir.

$$\int_{t_k}^{t_{k+1}} (t - t_k) a_{t_k} dt da$$

Tek bir pik alanı incelendiğinde pik'teki en büyük ivmeden en büyük ivmeye kadar toplamı alınır; sırasıyla a_{t_0} ve a_{t_k} , böylece

$$\int_{a_{t_0}}^{a_{t_1}} \int_{t_k}^{t_{k+1}} (t - t_k) a dt da \quad \text{verir.}$$

Genel olarak

$$\int_{a_{t_0}}^{a_{t_1}} \int_{t_k}^{t_{k+1}} (t - t_k)^\alpha a^\beta dt da \quad \text{olmalıdır.}$$

α ve β moment dereceleri, fakat α ve β 'nin değerleri bir olarak seçilmiştir. Bütün davranış eğrisi alanı, toplam olarak

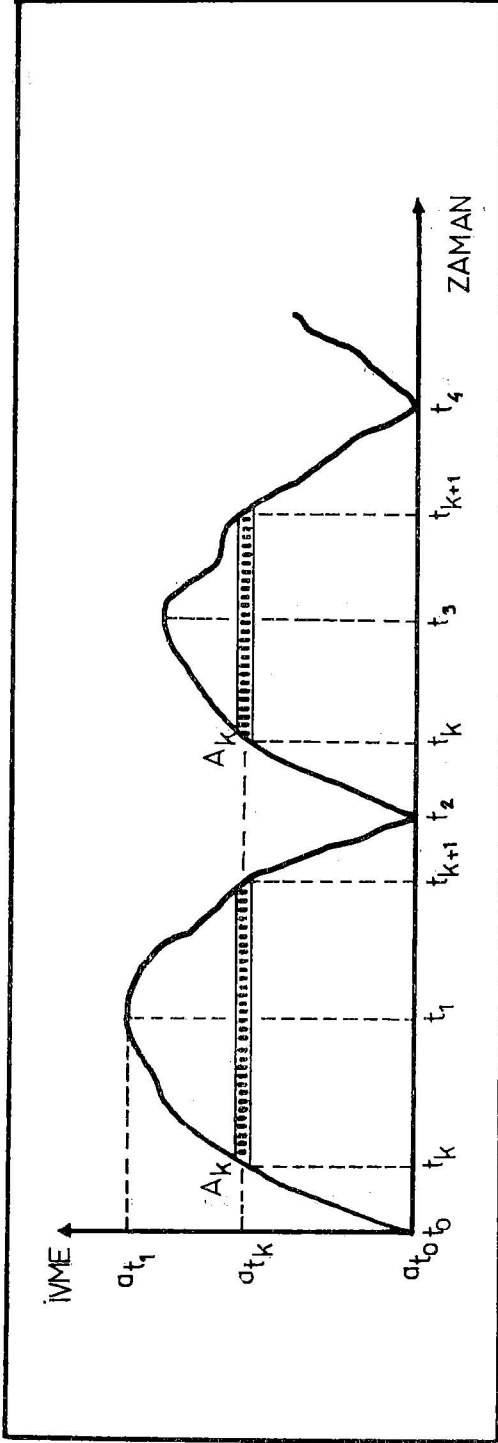
$$I_{T_j} = \int_{a_{t_0}}^{a_{t_1}} \int_{t_k}^{t_{k+1}} (t - t_k) a dt da + \int_{a_{t_2}}^{a_{t_3}} \int_{t_k}^{t_{k+1}} (t - t_k) a dt da + \dots +$$

$$\int_{a_{t_n}}^{a_{t_{n+1}}} \int_{t_k}^{t_{k+1}} (t - t_k) a dt da$$

yazılır.

t_{n+1} , T_j periyodu incelendiğinde davranış eğrisinin en son pikinin meydana geldiği zamandır ve t_k a 'nın bir fonksiyonudur. Bu denklem nümerik olarak değerlendirildiğinde T_j periyodlu tek serbestlik derece sistemindeki deprem şiddetini gösterir.

Bu anlatımın özelliği, her pikin süresi ve magnitudünü kapsamasıdır. Örneğin t_1 ve t_2 süreli iki eş amplitüdü pik; $t_1 + t_2$ süreli ve amplitüdü bir pikten daha ufak I değeri verir.



Şekil . 2. SONSUZ KÜÇÜK ALAN MOMENTLERİNİN TOPLAMI

Yukarıda görüldüğü gibi her periot bandı için şiddetler hesaplandığında, her periot bandı için ortalama alınır :

$$I_1 = \frac{1}{5} (I_{.01} + I_{.03} + I_{.05} + I_{.07} + \dots I)$$

Depremi tüm şiddeti, 9 eleman vektörüyle gösterilir.

$$I = [I_1, I_2, I_3, I_4, I_5, I_6, I_7, I_8, I_9]$$

İndisler periyot bandlarını gösterir.

Böylece belirli bir yapının gösterdiği şiddet, yapının öz frekansını içeren periyot bandına eşdeğer vektör elemanı olacaktır. Eğer diğer modların da hasara katıldığı düşünülürse, vektör elemanları katılma faktörleriyle beraber gösterilebilir.

$$I_{\text{toplam}} = I_1 \text{ mod} + P_2 I_2 \text{ mod} + \dots P_n I_n \text{ mod}$$

Hasar böylece, enerjiyi, yapı hasarını gösteren normal matrisin uygun elemanı ile çarparak elde edilir.

Belirli bir yerdeki şiddet

Mühendis, çoğu zaman belirli bir yerdeki sismik aktivite ile ilgilenir. Çünkü o bölge, değişik pik zemin ivmesi ve değişik süreli ve frekans dizili depremlere episantr olabilir.

Konu olan skala, verilen bir kayıt için pik zemin ivmesine göre kolayca normalize olabilir. Fakat skala, kayıt zaman içinde homojen olmadığından, kaydın süresine göre normalize olamaz. Bundan başka aynı pik zemin ivmeli ve süreli iki deprem, frekans dizilerinden dolayı aynı şiddeti göstermeyebilir. Bu nedenle belirli yerdeki sismisitenin bu skala ile belirlenmesinde olasılık yöntemlerinin (probability) kullanılması gerekecektir. Bu işlem şöyle yapılır: En ideal durum, incelenen bölge için çok sayıda deprem kayıtlarının elde edilmesidir. Sonra onları 1.0 g'lik pik zemin ivmesine göre normalize ederek sürelerine göre sınıflandırmak gerekir. Bundan sonra ise her kayıt için şiddet vektörü elde edilir.

Tüm şiddet skalasını 12'ye bölerek $\left(\frac{I - I_I}{I_{XII}} \right)$ şiddet bant verileri dü-

zenlenir. Bu bandlar incelenen alandan bağımsızdır. Çünkü tüm skala herhangi bir yerdeki herhangi bir depremin en küçük ve en büyük değerli şiddetlerini kapsayacak şekilde düzenlenmiştir. Bundan dolayı önce

$$I = [I_1, I_2, I_3, I_4, I_5, I_6, I_7, I_8, I_9]$$

yazılan şiddet vektörlü bir deprem yeniden yazılır. Böyle bir notasyon kullanıldığında aynı süre bandında (D_i) bulunan bütün depremler bir matris şeklinde gösterilir. (Şekil 3). Bu matris, pik zemin ivmesi (1.0 g) ve periyot bandı verilen şiddetlerin olasılık yoğunluk fonksiyonunu (Probability Density Function) verir. Örneğin : D_i Deprem süresi ve 1.0 g pik zemin ivmesi ve periot

Periot Siddet Bandi	T ₁	T ₂	T ₃	T ₄	T ₅	T ₆	T ₇	T ₈	T ₉
I _i	P _{1,1}								
I _{ii}	P _{1,2}								
I _{iii}	P _{1,3}								
I _{iv}			P _{4,3}						
I _v									
I _{vi}									
I _{vii}									
I _{viii}									
I _{ix}									
I _x									
I _{xi}									
I _{xii}									

Şekil 3. NORMALİZE EDİLMİŞ ŞİDDET OLASILIK MATRİSİ

bandı T_3 olan bir depremin I_{1v} şiddeti için olasılığı $P_{4,3}$ dir. Bu matrisin kolonlarının toplamı bire eşittir :

$$\sum_{i=1}^{12} P_i, j = 1.0 \quad \text{bütün } j\text{'leri için,}$$

Benzer matris, her band süresi için elde edilir. Böylece belirli bir yerdeki koşullu sismisite üç boyutlu matris ile gösterilir. Bu matrisin eksenleri şiddet ve periyot, elemanları da uygun olasılıklardır.

İncelenen bölgedeki deprem kayıtlarının sayısı güvenilir bir istatistik çalışmaya yeterli değilse, yapay deprem kayıtları elde edilebilir. Herhangibir deprem kaydı elde etmek için değişik yöntemler bulunuyor (Cornell, Saragoni), fakat yine yapay deprem kaydı elde etmek için gerekli parametreler, incelenen bölgenin dinamik özelliklerini kaybetmemek için, bölgedeki kayıtlardan elde edilmelidir.

Hiç deprem kaydı olmayan bir bölgede bu yöntem geçerli değildir. Fakat incelenen bölgeye, sismik kaynak, jeoloji ve zemin olarak benzeyen bölgelerden alınan kayıtlardan faydalanılır.

Eğer incelenen bölgede PGA (maximum peak ground acceleration) pik zemin ivmesi süresiyle ilgili PDF olasılık yoğunluk fonksiyonu bulunabilirse sismisite tamamen belirlenebilir. Kullanılmakta olan yöntemler Shah, Cornell, Dalal ve Kiremidjian tarafından geliştirilmektedir. Bu yöntemler, bölgedeki kaynakların sismisitesinin, kaynaktan incelenen bölgeye kadar alınan azalm (attenuation) bağıntısını da gözönüne alarak inceler.

Nümerik örnekler geliştirilmiştir.

YARARLANILAN KAYNAKLAR

- Blume, John A., «An Engineering Intensity Scale for Earthquakes and other ground motion.» Bulletin of the Seismological Society of America, Feb. 1970.
- Dalal, J.S., «Probabilistic Seismic Exposure and Structural Risk Evaluation» Stanford University, Technical Report No. 169 Feb. 1973
- Housner, G.W., «Spectrum Intensities of Strong-Motion Earthquakes», Proceedings of the Symposium on Earthquake and Blast Effects on Structures, Earthquake Engineering Research Institute.
- Housner, G.W. and Jennings, P.C., «Generation of Artificial Earthquakes» ASCE. vol. 90. pp. 113-150 Feb. 1964

**ZEMİNİN ve JEOLJİNİN YEREL DEPREM
MUKABELESİNE OLAN ETKİNLİĞİ***

Yazanlar :
H. Bolton Seed-Per B. Schnabel**

Çeviren :
Murat Köylüoğlu***

ÖZET :

Geçmişte meydana gelen depremlerde zeminin ve jeolojinin yerel mukabeledeki (site response) tesirleri incelenmiştir. İnceleme sonucunda deterministik metodlarla önceden tayin edilemeyen deprem karakteristiklerine bölge jeolojisinin etkili olabileceği saptanmıştır. Deprem esnasında çeşitli jeolojik oluşumları kat eden sismik dalgalar hem amplitüdlerinde hemde frekans karakteristiklerinde geniş ölçüde değişikliğe uğrarlar. Bunları da analitik metodlarla yorumlamak mümkündür. Zemin mukabele olasılık metodunun gelişmesi yapı hesaplarında ve mikrozon çalışmalarında olumlu neticeler verdiği için bu konudaki çalışmalar son zamanlarda yoğunluk kazanmıştır.

GİRİŞ :

Depremde yerel mukabeleye jeoloji ve zemin etkili olur. Bazı durumlarda geniş çapta bir toprak kütesinin kayması söz konusudur ki bu da zemin üzerine inşa edilmiş olan yapıların tahrip olması ile sonuçlanır. Ayrıca depremin sebep olduğu titreşimler ile gevşek taneli zeminlerin yüzeylerinde farklı oturmalar da görülür. Örneğin Şilide Valdivia yakınında bir ada, 1960 Şili depreminde, tektonik hareketler ve zeminin pekişmesiyle kısmen su altında kalmıştır. Japonyada 1964 Niigata depreminde de buna benzer bir olay olmuş bölgenin çökmesi ile yakınında bulunan bir akarsu, şehri sular altında bırakmıştır.

Zeminin gevşek, taneli ve gözenekli su ile dolu malzemeden meydana geldiği durumlarda yeterli bir sarsıntı zeminin sıvılaşmasına neden olur ki bu durumda yapılar sarsılır ve zemine oturur. 1964 Niigata depreminde suya doygun kum depozitlerinin sıvılaşması ile binlerce bina hasar görmüştür (Ohsaki, 1966).

(*) Makalenin aslı «Proceeding of the International Conference on Microzonation for Safer Construction Research and Application»da cilt I sayfa 61'de yayınlanmıştır.

(**) Kaliforniya Üniversitesi, Berkeley, Kaliforniya

(***) Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı, Ankara

Yumuşak kil ve kum depozitlerindeki gözenek sularının açığa çıkması ile meydana gelen basınç ve dinamik gerilimlerin sebep olduğu büyük çaptaki toprak kaymalarına örnek olarak 27 Mart Alaska-Anchorage depremi verilebilir (Seed ve Wilson, 1967). Bölgenin kıyı şeridinde 70 ft. lik bir bölümde denize doğru eğimi I-I/2 oranında olan dik yamaçlar bulunmaktadır. Saptanan kayma, kıyı boyunca olup kara içine doğru ortalama 900 ft.lik bir genişliğe sahiptir, böylece kayma zonu yaklaşık olarak 130 acre (1 acre = 4.39 dönüm) olmaktadır. Bu zondaki zemin yüzeyi tamamen tahrip olmuş bir takım yükselmiş ve alçalmış bölgelerden meydana gelmiştir. Alçalmış arazilerde 35 ft.e yaklaşan zemin düşüşleri yanında yatay olarak arazideki evlerden bazılarının 500-600 ft. yer değiştirdiği saptanmıştır.

Zemin kararsızlığı ve devamlı deformasyonların bulunmadığı yerlerde jeolojinin zemin hareketi üzerindeki etkileri, bu makalede tartışılan konulardan biri olmuştur.

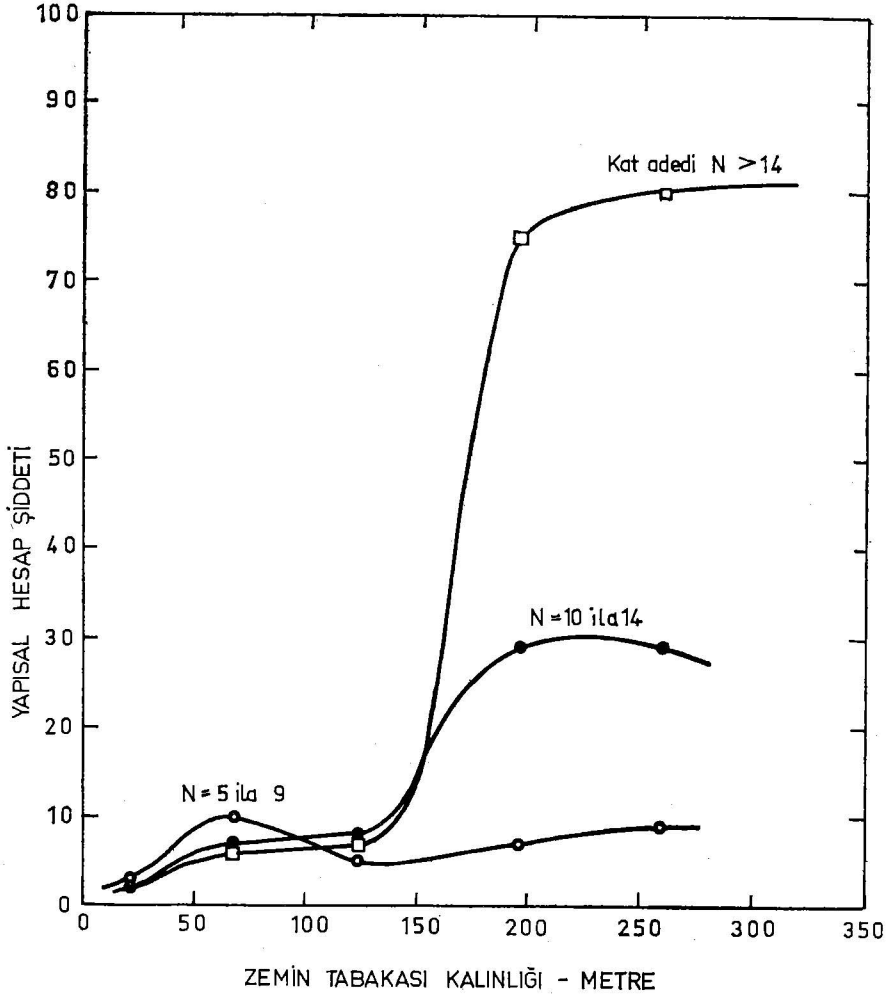
ZEMİN MUKABELESİNE LOKAL JEOLJİNİN ve ZEMİN ÖZELLİKLERİNİN ETKİSİ

Depremlerde zemin hareketine jeolojinin etkisi uzun zamandan beri bilinmektedir. Macmurdo (1824), 1819 da Hindistanın Cutch bölgesindeki depremde, sağlam zemine inşa edilen binaların dolgu zemine oturanlardan daha az hasara uğradığını gözlemiştir.

1908'de Wood'da San Francisco depreminde (1906) hasar dağılımının ve sarsıntının görünür şiddetinin yerel zemin özellikleriyle yakından ilişkili olduğunu saptamıştır. Bu tarihten sonra çeşitli araştırmacılar aynı konu üzerinde çalışmışlardır. Gutenberg (1957), Borchardt (1970), Kanai (1954, 1959) gibi. Bu araştırmacılar gerek küçük magnitudlü depremler esnasında ve gerekse mikrotremor ve suni patlama çalışmalarında sonuçlarında yüzeydeki ivme değerinin, gevşek malzemelerde, pekişmiş kayalara oranla daha fazla olduğunu ortaya koymuşlardır.

Farklı zeminlerdeki kuvvetli deprem hareketlerinin şiddet-zemin ilişkilerini mukayeseli şekilde inceleyen Wiggins (1964) olmuştur. Bir bölgenin değişik lokasyonlarına kuvvetli -hareket akseleroğrafları yerleştirerek zeminlerin hareket karakteristiklerini tayinin 15 yıllık bir geçmişi vardır. 1957 San Francisco depreminde şehir içinde 4 mil'lik kısımda farklı zeminlere ait kayıtlar Şekil. I de gösterilmiştir. Kayıt edilen hareketlerin şekilde gösterilen mukabele spektrumları incelendiğinde ivme piklerindeki ve frekans karakteristiklerindeki değişiklikler dikkati çekmektedir. Bu mukabele spektrumları 10 katlı tipik bir binanın hesabında kullanılırsa, kaya veya sığ bir dolgu zeminin spektrumuna göre yapıya 90 ton taban kesme kuvveti gelirken, aynı yapı 90 m. kil ve kumlu zeminler üzerinde 400 ton taban kesme kuvvetine maruz kalmaktadır. Lokal sahalarda uygun bir bölgelendirme ile proje safhasında bu tür değişimlere karşı tedbir alınması gereği açıkça görülmektedir.

Zemin-hasar ilişkisinin yapısal yönden detaylı bir şekilde etüd edildiği depremlerden biri de Caracas depremidir. 6,4 magnitudlü ve özeği (epicenter) Caracasa 35 mil olan bu depremde 4 adet 10-12 katlı bina yıkılmış ve 200 kişi de hayatını kaybetmiştir. Yapısal hasar ve zeminin yüzeye olan mesafesine ilişkin bir bağlantı Şekil. 2'de görülmektedir (Seed, 1972). 5 ve 9 katlı binalarda



Şekil : 2 1967 ÇARACAS DEPREMİNDE YAPISAL HASAR ŞİDDETİ İLE ZEMİN TABAKA KALINLIĞI ARASINDAKİ İLİŞKİ

hasar 50-70 m. tabaka kalınlığına sahip zeminlerde fazladır, fakat 10'dan fazla katlı binalarda tabaka kalınlığının 160 m. den fazla olduğu durumdaki yapısal hasar 140 m. den az tabaka kalınlığı olan zeminlere nazaran yüzde birkaç yüz fazladır. Yine aynı şehir ve aynı depremde bile yüksek binalar için zemin tabakalarının derinliği ve özelliklerinin, zemin hareketinin şiddetine ve oluşan bina hasarına büyük etkisi olduğu açıkça görülmektedir.

Lokal bölgeleri zonlamada ve yapıların projelendirilmesinde zemin-mukabele ilişkileri; 1) Bölgesel ve lokal jeolojinin kayalarda gelişen hareketin karakteristikleri üzerindeki etkileri 2) Lokal zemin şartlarının, ana kayadaki hareketin zemin yüzeyine ulaşırken yaptığı etkiler olarak ele alınabilir.

Bölgesel ve Lokal Jeolojinin Ana Kaya Hareketine Etkileri

Kayaç hareketlerine bölgesel jeolojinin potansiyel etkisi uzun zamandan beri bilinmektedir ancak bu etkinin kantitatif neticelerinin şekillenmesi son senelerde mümkün olabilmıştır. Bir grup araştırmacı maksimum ivme değerinin düşmesi ile enerjinin açığa çıktığı zon arasındaki mesafe bağıntısını incelemek istemiş fakat hiçbirisi de bu bağıntıda jeolojiyi değerlendirmeye katmamıştır. Bunun en önemli nedeni de kuvvetli-hareket kayıtlarının istenen düzeyde olmamasıydı.

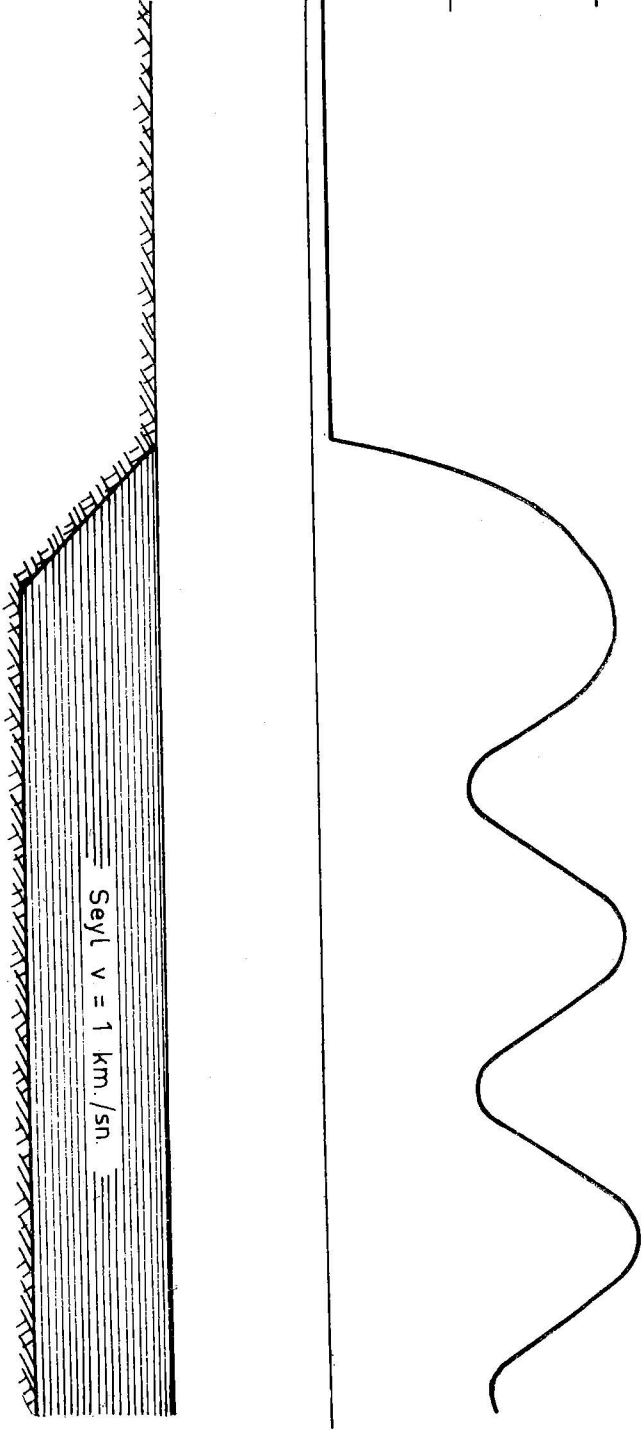
Jeolojinin sismik dalgalara etkisi analitik olarak incelenebilir. Bu konuda çalışmalar yapan araştırmacılar Lysmer ve Drake (1971) yapısal süreksizlik gösteren bir şeyl tabakasında Love dalgalarının genliklerindeki değişikliklerin analizini yaparak grafiklendirmişlerdir (Şekil. 3). Love dalgaları 2 sn. period'la harmonik olarak ana kayaçdan şeyl'e yayılmaktadır, hareketin şeyl tarafından düzensiz olarak büyütüldüğü de aynı şekilde görülmektedir. Genlikteki değişimler sönümle ve diğer birleşmiş dalga hareketlerinin etkisi ile azalmaktadır. Bu örnekten de anlaşılacağı üzere kompleks dalga formları ile yapısal süreksizlikler, tesbit edilen değişikliklere neden olmaktadır. 1971 San Fernando depremindeki ana kaya hareketi kayıtlarında bu hususu doğrular niteliktedir, depremin özek (episantr) arazisi içinde 24 mil'lik bir bölümde bulunan istasyonlardaki maksimum ivmelere ait kayıtlar Şekil. 4'de görülmektedir. Enerjinin açığa çıktığı zon ve istasyonlardaki verileri değerlendirmek için lokal zemin şartlarını dikkate alarak bir takım düzeltmeler yapmak gereklidir. Özek (episantr) bölgesinden itibaren verilen herhangi bir mesafedeki maksimum ivme alt ve üst değerlerinde yüzde yüze yakın bir farklılık görülmektedir, hatta aynı istasyonda x ve y bileşenlerinde aynı miktarda farklılıklar olabilmektedir. Ayrıca kayıt istasyonlarının bulunduğu farklı sertlikteki kayaçlarda ve fayın alçalan ve yükselen bloklarında hem alt hemde üst değerlerin kayıt edilmiş olduğu da görülebilir. Bu tür değişimler maksimum kayaç ivmesinin, bir bölgede, deprem esnasındaki değerinin tahminini zorlaştırır. İvmedeki bu değişimler benzer olarak frekans karakteristiklerinde de beklenebilir. Bütün bunlar da bize depremin çözümünde en rasyonel metodun, probabilistik yaklaşımlarla sağlandığını göstermektedir.

Bölgesel jeoloji ile etkilenen kayaç hareketlerinin şiddeti, lokal karakteristiklerle de etkilenebilir. Örneğin, Okamoto ve Mizukoshi (1967) deprem şiddetinin kırıklı ve bozmuş kayaçlarda sağlam kayaçlardakinden % 200 fazla olduğunu saptamışlardır. Bu tür neticeler tabakalı sistemlerde S dalgalarının dikey yöndeki hareketlerinin analizinden de çıkarılabilir ve getirilecek açıklamaların Şekil. 4. deki koşullara benzer koşulların bulunduğu bölgelerdeki değişikliklerin açıklanmasına katkısı olur.

Diğer yönden yüzeydeki hareketlere ana kayaçların karakteristiklerindeki değişikliklerin pek etkili olmadığı görülmüştür. Örneğin Şekil. 5. de 150 ft. lik kum depozitinin yüzeyinde hesaplanan değerlere ana kayaç karakteristiklerinin etkisi görülmektedir. (Lysmer, 1971). 4000 ft/sn'den sonsuza uzanan hız aralığında S dalgalarının ana kayaçdaki analizleri yapılmış ve zemin yüzeyi için hesaplanan maksimum ivmenin ortalamadan \pm % 5 değişiklik gösterdiği görülmüştür. Ayrıca yüzey hareketlerinin mukabele spektrumunun yaklaşık olarak Şekil 5'deki gibi olduğu saptanmıştır.

RELATİF YÜZEY DEPLASMANI

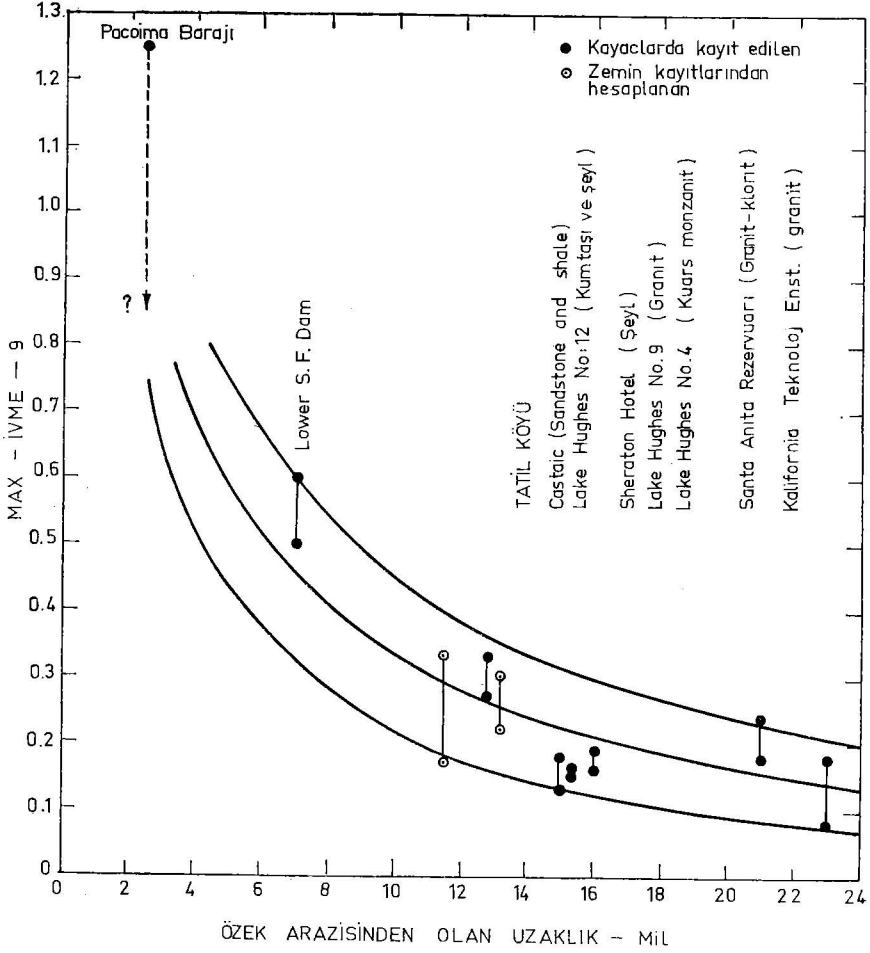
300
200
100
0



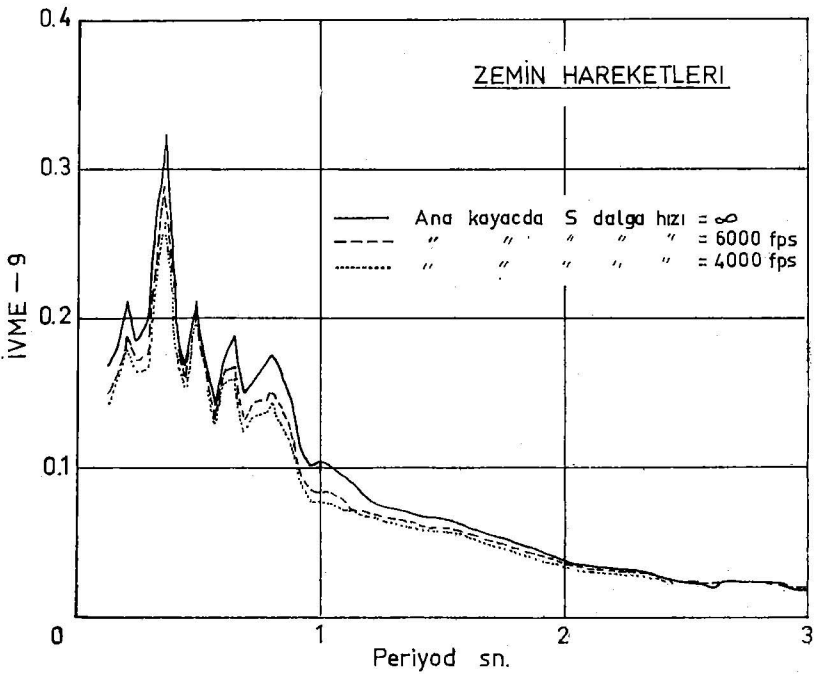
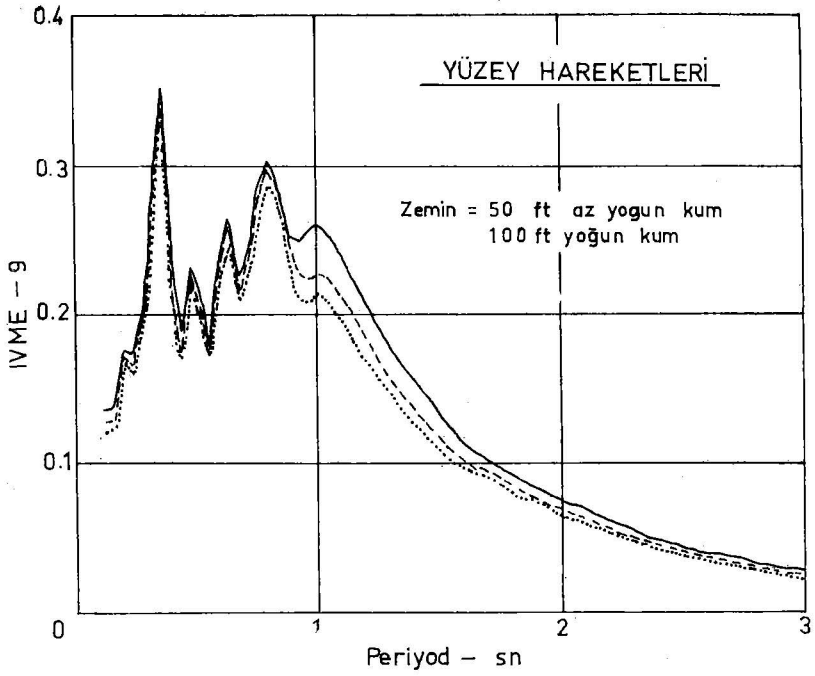
Seyl $v = 1 \text{ km./sn}$

Ana kayaç. $v = 3.6 \text{ km./sn}$

Şekil . 3 SEYL DOLGULU VADİDE LOVE DALGALARININ ANALİZİ



Şekil. 4 1971 SAN FERNANDO DEPREMİNDE KAYAÇLARDA KAYIT EDİLEN MAX İVME DEĞERLERİ



Şekil. 5. YÜZEY VE ZEMİN HAREKETLERİNE AİT İVME SPEKTRUMU

Bazı durumlarda gevşek dokulu ana kaya maksimum ivme değerinde değişiklik yapmadan yüzey hareketinin frekansına etkili olabilir. 300 ft.lik bir kum tabakasının altında sırayla 1) Bozmuş kayaçlar 2) 500 ft. şeyl sonra sağlam ana kaya 3) 1000 ft. şeyl ve sağlam ana kayanın bulunduğu durum göz önüne alınırsa ana kayadaki 0.1 g'lik maksimum ivmenin kum tabakasının yüzeyinde şu değerlere varacağı hesaplanmıştır.

Kum-sağlam kayaç 0.077 g.

Kum-500 ft. şeyl ve sağlam kayaç 0.084 g.

Kum-1000 ft. şeyl » » 0.078 g.

Görüldüğü gibi maksimum ivmelerdeki değişiklikler ortalamasının civarındadır ve \pm % 5 olup sağlam kayaçlı ve 1000 ft. şeyl ihtiva eden kum depozitlerinde mukabele spektrumu yaklaşık olarak aynı kalmıştır. 500 ft. şeyl hali için, mukabele spektrumu bazı frekans bölgelerinde yapıların davranışları üzerinde etken olabileceği belirli farklılıklar göstermektedir (Lysmer, 1971).

Netice olarak lokal litoloji değişikliklerinin zemin-mukabele hesaplarında pek etken olmadığı ancak dizayn'ı amaçlayan çalışmalarda dikkate alınması gerekliliği söylenebilir.

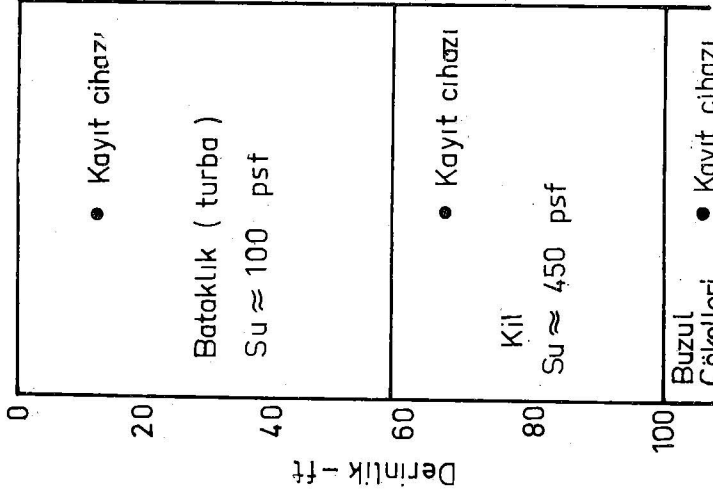
Zemin Özelliklerinin Zemin Mukabelesine Etkisi

Benzer jeolojik oluşukların bulunduğu bölgelerde zemin özelliklerinin değişik olması deprem karakteristiklerindeki farklılaşmaya nedendir (Şekil. I). Ana kaya hareketlerinin farklı zemin tabakalarından yayılırken uğradığı değişikliklere örnek, Şekil. 6'da verilmiştir. Bu örnekten de görüldüğü gibi farklı birimler şu şekilde sıralanmıştır; üst seviyede 60 ft. bataklık (peat) altında 40 ft. kil en altta buzul çökelleri. Akselerometreler ise bataklıkta yüzeyden 10 ft. aşağıda diğerlerinde ise her tabakanın üst seviyelerine yakın olarak konumlandırılmışlardır. Şekil. 6'da iki sarsıntıya ait maksimum ivme değerleri görülmektedir. Lokal sarsıntıda turba, kil ve buzul çökellerinin üst seviyelerinde kayıt edilen maksimum ivmenin 17 kere farklı olabileceği saptanmıştır. Gerek lokal gerekse uzak-uyarıcıya ait ivme değerleri buzul oluşuklarından kile büyütülerek geçmiştir, lokal sarsıntıda bu büyültme faktörü (amplification factor) 3.4 uzak uyarıcıda ise 1.5'dur. Diğer taraftan uzak-uyarıcı ivmesi turbalıkda 4 kat büyütülmüştür. Lokal sarsıntıda ise kuvvetli-hareket turbalıkda, ivme kaybına uğramıştır. Bu tür neticeler depozitlere ait karakteristiklerin doğrusal (linear) olmayışı sonucudur.

Şekil. I'de gösterilen zemin hareketlerindeki farklılıkların, muhtemelen kayıt istasyonlarındaki zemin şartlarının farklılığından olabileceği, hareketin kesme dalgalarının düşey yayılmasından dolayı olduğu varsayımı ile, sath hareketleri, özelliklerinin alttaki taban kaya hareketleriyle karşılaştırılarak gösterilebilir. Bu koşullarda herhangi bir sath-sismograf kaydına karşılık olan ana kaya hareketlerini tesbit etmek olanağı vardır (Schnabel, 1972). Şekil 7'a da «State Building ve Southern Pacific Building»e ait normalleştirilmiş mukabele spektrumları görülmektedir. Spektrumlar maksimum zemin ivmesine göre normalize edildiğinden sadece hareketin frekans karakteristiklerini yansıtmaktadırlar. Ayrıca frekansı 0.5 sn.'den büyük olan hareketlerin karakteristik-

Lokal Sarsıntı 1967	Uzak - Uyarıcı (Distant shock) Yaklaşık 900 Mil
$a_{max.} = 0.5$ gals	$a_{max.} = 0.12$ gals
$a_{max.} = 8.5$ gals	$a_{max.} = 0.03$ gals
$a_{max.} = 2.5$ gals	$a_{max.} = 0.02$ gals

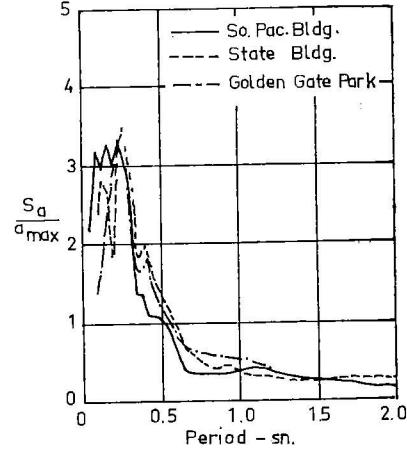
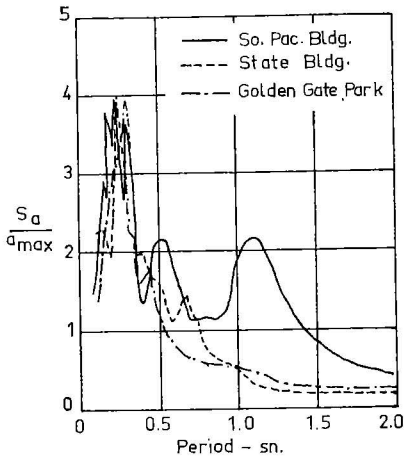
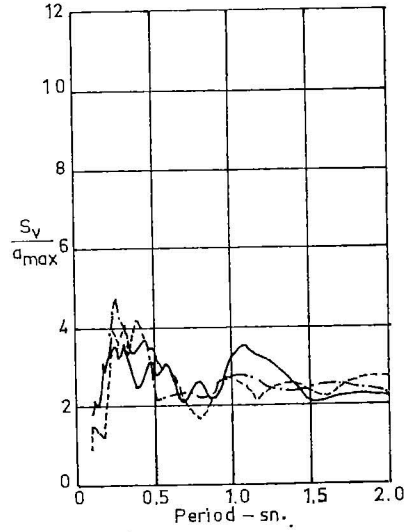
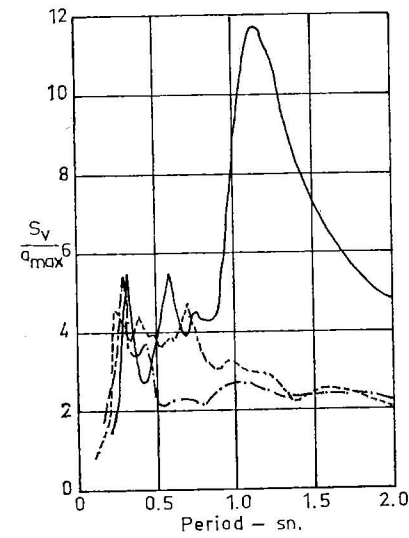
Zemin Kesiti



Şekil. 6 Union Bay Saattle de kayıt edilen max. zemin ivmeleri

lerindeki değişiklikler de gene aynı şekilden saptanmaktadır. Her üç saha için zemin yüzeyi hareketlerine ait kayıtlardan hesaplanan kayaç hareketleri spektrumlarının normalize edildikten sonraki durumları zemin özellikleri de dikkate alınarak Şekil. 7 b'de belirtilmiştir.

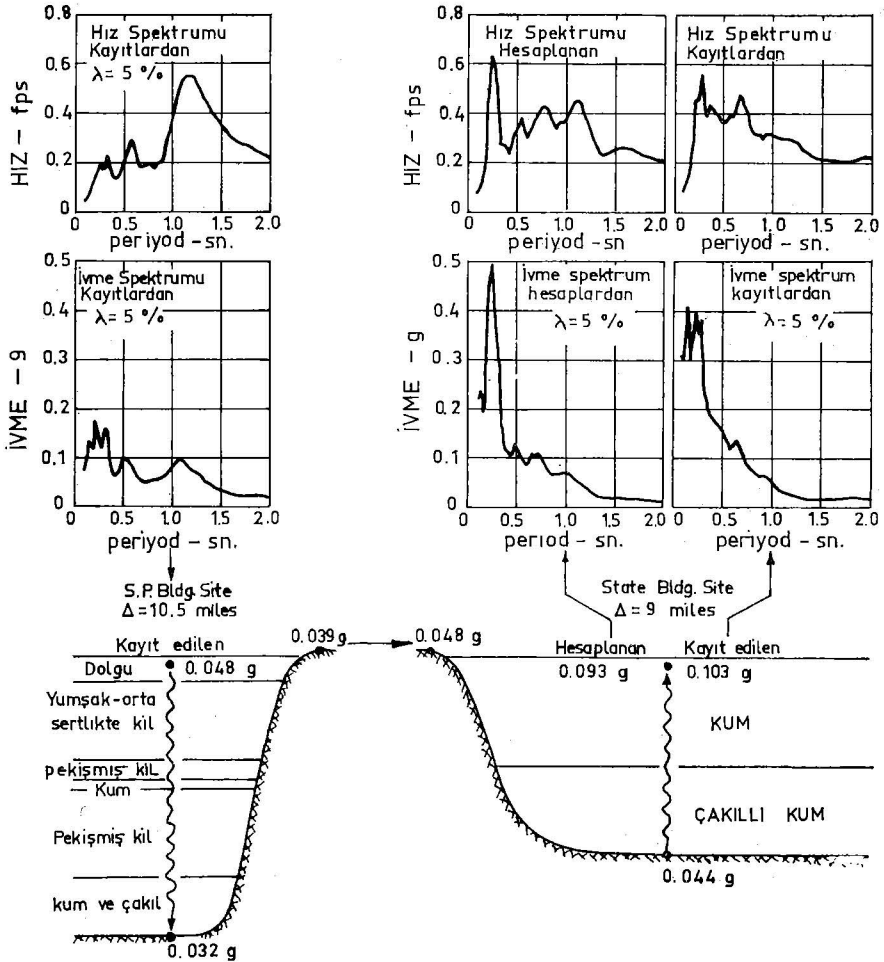
Zemin koşullarının ana kaya hareketlerini değiştirmedeki etkinliğinin bilinmesinin bir yararı da, bir noktada kayıt edilen zemin hareketinin, farklı zemin koşulları olan başka noktalardaki hareketlerin tahmininde kullanılması olmaktadır. Buna örnek olarak Şekil. 7'de ki «Southern Pasific Building» zemin kayıtlarının Şekil. 8'de gösterilen «State Building» zemin hareketlerinin tayin edilmesinde kullanılması gösterilebilir. Bu çeşit binalar için yapı-zemin



Şekil. 7 a KAYIT EDİLEN HAREKETLERİN NORMALIZE EDİLMİŞ MUKABELE SPEKTRUMLARI

Şekil. 7 b. HESAPLANAN KAYAÇ HAREKETLERİNE AIT NORMALIZE EDİLMİŞ MUKABELE SPEKTRUM

karşılıklı etkisi olayının, yapı temellerinde oluşan zemin hareketleri üzerindeki etkisi çok azdır. Southern Pacific Building'in temelinde kayıt edilen maksimum ivme 0.048 g olmuştur. Bu değerle ilk defa temel kayaç ve mostra kayaçlarda hareket ivmesinin saptanmasında kullanılmıştır. Temel kayaçtaki maksimum ivme 0.032 g mostradaki ise 0.039 g olarak hesaplanmıştır. Deprem esnasında enerjinin açığa çıktığı zona Southern Pacific Buildingden I-I/2 mil daha yakın olan State Building'de kayaç hareketlerine ait değerler daha yüksek olmuştur. Southern P.B'e ait hesaplanan mostra ivmesini % 20 arttırarak State Building için yeni bir mostra değeri elde edilmiştir. ve (Kanaı 1966 veya Cloud 1967). Bu değer de State B. sitesindeki zemin yüzeyine ait hareketlerin saptanmasında kullanılmıştır. Bina temeli için hesaplanan 0.093 g. değeri kayıt edilen 0.103 g'lik maksimum ivme değeri ile iyi bir uyum göstermektedir. Benzer olan bir diğer husus da hesaplanan mukabele spektrum değeri ile kayıt edilen değerın yaklaşık olarak aynı olmasıdır (Şekil. 8). Bu şekilde de anlaşıl-



Şekil. 8. SOUTHERN PACIFIC BUILDING SAHASI KAYITLARINDAN STATE BUILDING SAHASI İÇİN HESAPLANAN MUKABELE DEĞERLERİ

dığı gibi State B.deki hareket Southern P.B. dekinden % 100 büyük olmuştur. ayrıca mukabele spektrumu da form olarak tamamen farklıdır. Bu ise zemin şartlarının hareketin gelişimine olan büyük etkisini göstermektedir. Etkinin bu şekilde incelenmesi ve hesaba katılması gerçeği, bu noktalarda kayıt edilmiş hareketlerdeki farklılıkların aslında, taban kayadaki hareketlerin karakteristiklerindeki farklılıklardan çok, zemin-üst tabakasının etkisinden olduğuna dair kuvvetli kanıt olmaktadır.

Üst paragrafdaki örnek aynı zamanda herhangi bir noktadaki zemin şartlarının zemin yüzey hareketinin, genlik ve frekans karakteristiklerinde değişiklikler de yapabileceğini göstermektedir. Çoğu kez frekans karakteristiklerinde olan değişiklikler yapılan davranışı üzerinde maksimum ivme seviyesindeki değişimlerden daha çok etkilidir. Şekil. 2'de 1967 Caracas depremine ait, yapılardaki hasar ve zemin ilişkisini gösteren bir grafik görülmektedir. Bu grafikden muhtelif kalınlıktaki tabaka mukabelelerine ait maksimum ivmelerde küçük farklılıklar olduğu saptanmıştır. Diğer taraftan mukabele spektrumu ve yapıların davranışlarına etkisi olan frekans kapsamlarında da farklılıklar vardır. Caracas'da yüksek binalardaki hasar potansiyeli Şekil 9'da ifade edilmiştir, bu değerler farklı zeminler için zemin-mukabele analizi sonuçlarından hesaplanmış taban kesme (Base shear) değerlerinin ortalamasına dayanmaktadır. Teorik olarak tesbit edilen hasar değerleri ile arazi gözlemlerine dayanan hasar değerlerinin grafikleri (Şekil. 2) şekil olarak çok benzerdir. Böylece farklı zemin tabakalarından geçen hareketlerin frekans karakteristiklerindeki farklarının önemi belirlenmektedir.

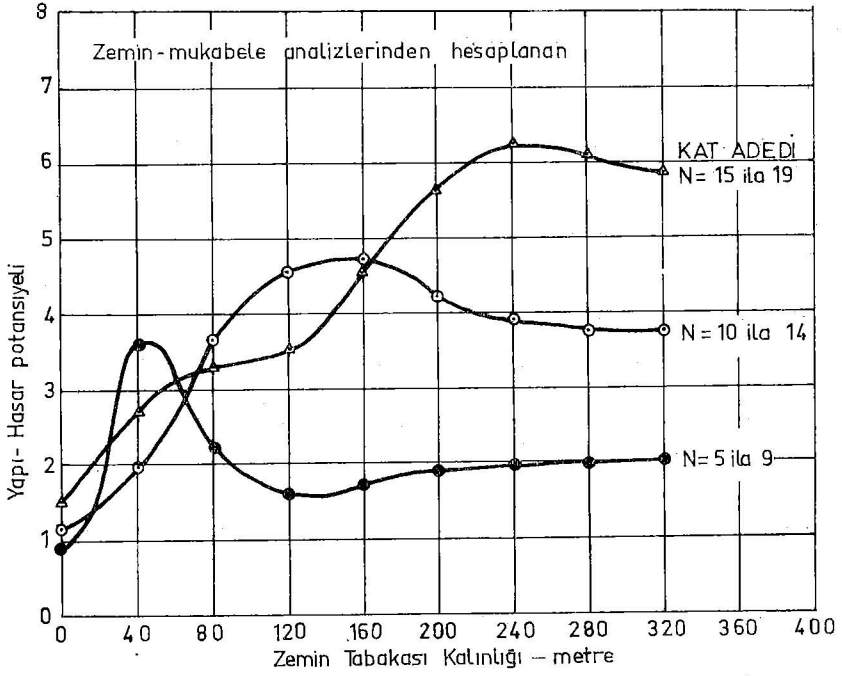
Diğer bazı hallerde zemin mukabelesi ve onunla ilgili hasarda, en çok etkili olan bir faktörde zemin şartlarının ivme seviyelerini yükseltici özellikleridir. Örneğin dolgu zeminlerle kaplı bir vadiye farklı yüzey tabakası derinliklerinin, büyütücü etkilerinden dolayı ivme genliklerinde önemli farklar olabilir. Buna en iyi örnek Şekil 10'da verilmiştir. Caracas vadisinde (Idriss ve Seed, 1972) maximum ivmedeki değişiklikler hesaplanarak değerlendirildiğinde, depozitlerin kenar kısımlarında ivme değerlerinin yükseldiği vadinin orta kısımlarında, zeminin daha derin olduğu kesimlerde ise düştüğü saptanmıştır. Bu açıklamaya dayanarak alüvyal arazilerin kenar kısımlarında deprem hasarının yüksek olmasının nedeninin bu bölgelerdeki zemin şartlarının hareketi şiddetlendirici özellikleri dolayısı ile olduğu söylenebilir.

ZEMİN HAREKETİ KARAKTERİSTİKLERİNE ETKİLİ OLAN ZEMİN KOŞULLARININ TAYİNİ

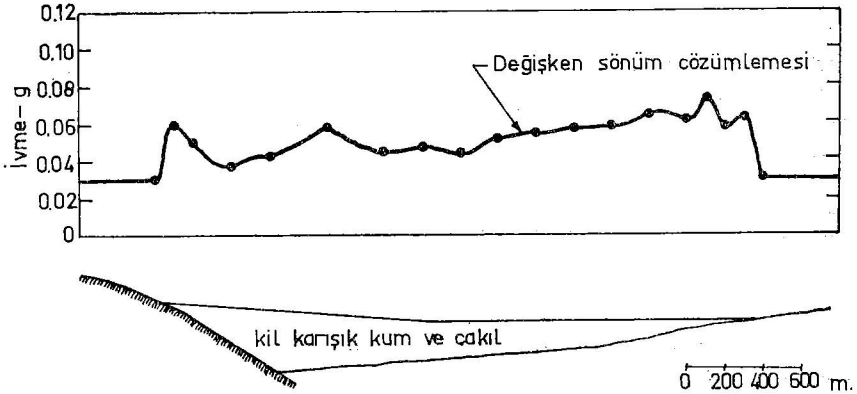
Zemin özelliklerinin, zemin hareketlerindeki etkinliği üç metodla saptanabilir :

Kuvvetli Hareket Kayıtlarının Toplanması

Değişik zemin koşullarına sahip bir çok yerde, farklı özek (episantr) mesafeleri olan depremlerin, zemin mukabeleleri hakkında yeterli bilgi birikimi ile, yeni bir bölgedeki muhtemel hareketin tahmini, uygun koşullara sahip bir başka noktadaki eski bilgilerle karşılaştırma yolu ile yapılabilir. Herne kadar mevcut kuvvetli zemin hareketi kayıtları bu amaç için genel olarak faydalı bir



Şekil.9. CARACAS DEPREMİNDE ZEMİN TABAKASI KALINLIĞI İLE YAPI HASAR POTANSİYELİ ARASINDAKİ HESAPLANAN İLİŞKİ



Şekil.10. ALÜVYON DOLGULU VADİDE HESAPLANAN MAX. YÜZEY İVMELERİNİN MUKAYESESİ

yol gösterici olmakta isede, belli yerlerin ayrıntılı analizi için temel veri olabilecek kadar yeterli, kuvvetli zemin hareketi ve bununla ilgili zemin şartları yoktur.

Mikrotremor Verilerinin Kullanılması

Bu çalışmada düşük magnitüdü depremlerin ve mikrotremorların oluş sıklığının, sürekli ve aralıklarla kayıt yapılmasına olanak vermesinden dolayı gezi istasyonlardan faydalanılabilir. Ancak zeminlerin, doğrusal (linear) olmayan gerilim-birim deformasyon (stress-strain) karakterlerinden dolayı, zeminin çok küçük depremlerdeki küçük birim deformasyonlar altındaki davranışı, mikrotremor etkilerinin kuvvetli-hareket etkilerine doğru ekstrapolasyonu için uygun bir analitik metodun yardımı olmaksızın, kuvvetli depremdeki yüksek birim deformasyon seviyelerinde davranışın hesaplanmasında doğrudan bir temel olarak alınamazlar.

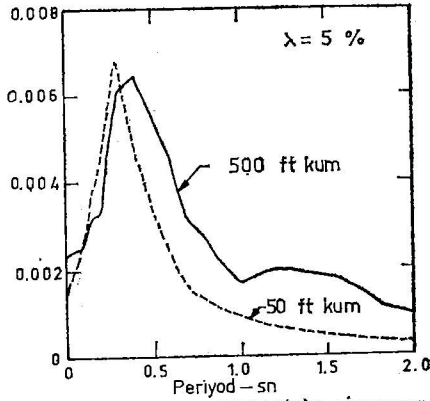
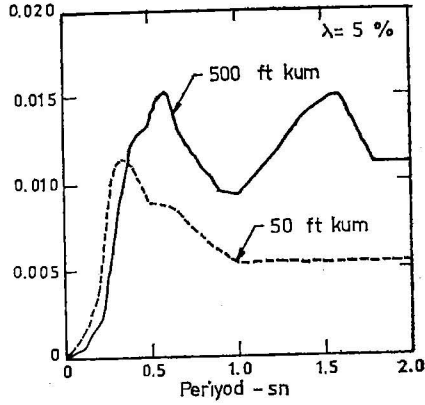
Düşük gerilim seviyelerinde depozit periyodlarının tayininde mikrotremor çalışmalarında gereken dikkat sarfedilmelidir. Örneğin Şekil 11'de 50 ft. ve 500 ft. kalınlığında olan iki kum depozitinin hesaplanan mukabelesi görülmektedir, burada ana kaya mikrotremor verisi I gal dir.

Zemin derinliği	Hakim periyod	Max. Zemin-yüzey ivmesi
50 ft.	0.24 sn.	1.5 gal
500 ft.	1.50 sn.	2.3 gal

Yukarıdaki tablodan anlaşılacağı üzere her iki tabakada hareketleri büyüktür, bunlardan kalın olanın büyümesi diğerine göre fazladır. Ancak kuvvetli sarsıntılarda bu durum tersine döner, kalınlığı fazla olan tabakanın büyümesi azalır.

Kalın tabaka hakim periyodu'nun 1.50 sn. olması dikkati çeken bir nokta olmuştur. Bu karakteristik Şekil. II de gösterilen yüzey hareketinin ivmesine ait mukabele spektrumunda görülmemektedir. Aslında her iki tabakada esas olarak, birbirine benzer mukabele spektrum ve hakim periyod formuna sahiptir. Bu verilere göre 50 ft. lik tabakanın periyodu 0.3 sn. 500 ft.lik olanın ise 0.4 sn.dir. Ancak ilk tabaka için hesaplanan değer mantığı olmasına karşın kalın tabaka için bulunan 0.4 sn.lik periyod geçerli olmayabilir. Tabakaların hakim periyodları en iyi şekilde hız mukabele spektrumunun biçiminden çıkarılabilir. Bunun değerlendirilmemesi halinde ise çok farklı karakterdeki zemin tabakaları için benzer tabii periyod değerleri elde edilebilir.

Mikrotremor kayıtlarından periyod tayininde bazı unsurlar neticeye etkili olmaktadır. Örnek olarak kuvvetli-hareket ortamındaki yüksek birim deformasyonların periyod üzerindeki etkisi gösterilebilir. Sonuç olarak mikrotremor verilerinin bir bölgenin muhtemel mukabelesinin ortaya çıkarılmasında ve bu konudaki analitik metod'un uygunluğunun kontrol edilmesinde son derece faydalı olduğu ayrıca mühendislik amaçları ile bir yerin mukabele spektrumunun karakteristiklerinin tesbitinde de çok dikkatli bir şekilde yorumlanmaları gerektiği söylenebilir.



Şekil. 11. KUM DEPOZİTLERİNİN MİKROTREMORLARA MUKABELESİ

Anolitik Metod

Yer içinde yayılan deprem dalgaları depozitlerden geçerek satıhtaki zemin hareketlerini meydana getirirler. Son yıllarda bu konudaki çalışmalar için analitik metodlar geliştirilmiştir.

Zemin hareket karakteristiklerine etkili olan zemin koşullarının tayininde kullanılan analitik metodlarda izlenen yöntemler depozitlerin konumlarına bağlıdır :

A) Yatay Konumlu Depozitler

Tabakalı veya homojen depozitlerin yatay olarak bulunduğu durumlarda zemin yarı-sonsuz tabaka serileri şeklinde düşünülerek analizler tek boyutlu problem haline indirgenir. Bu şartlarda zemin mukabelesinin analizinde iki ayrı metod kullanılabilir :

1) Dalga denklemlerine dayanan analiz metodu, (Kanai, 1951, Matthiesen, 1964; Herrera ve Rosenblueth, 1965; Kobayashi ve Kagami, 1966; Rosset ve Whitman, 1969; Lysmer ve diğerleri, 1971).

Bu metotta her tabakanın tek tip viskoelastik özelliklere sahip olduğu ve ana kaya hareketinin farklı frekanslardaki bir seri sünisoidal hareketlerden oluştuğu düşünülür. Böylece tabakaların sathlarındaki mukabele, bir mukabele büyütme spektrumu sağlayan, ana kaya frekansları aralığı için hesaplanır. Tabana ait bir hareketten yüzeyde oluşacak hareket, taban hareketinin fourier spektrumunun büyütme spektrumu ile çarpımı ve ortaya çıkan fourier spektrumunun sathdaki hareketi elde etmek için ters çevrilmesi ile hesaplanır.

II) Depozitin, birbirlerine, özellikleri çeşitli tabakalardaki gerilim-birim deformasyon ilişkilerinden çıkarılmış kesme yayları ile bağlanmış birtakım kümelenmiş kütleler şeklinde temsil edildiği bir analiz metodu. Bu metotta sönüm karakteristikleri de depozitlerin özelliklerinden çıkarılmaktadır. Ayrıca zemin hareketine, sistemin mukabelesi, dinamik analiz işlemlerine göre çözümlenir. (Penzien 1964; Idriss ve Seed 1968 a, 1970).

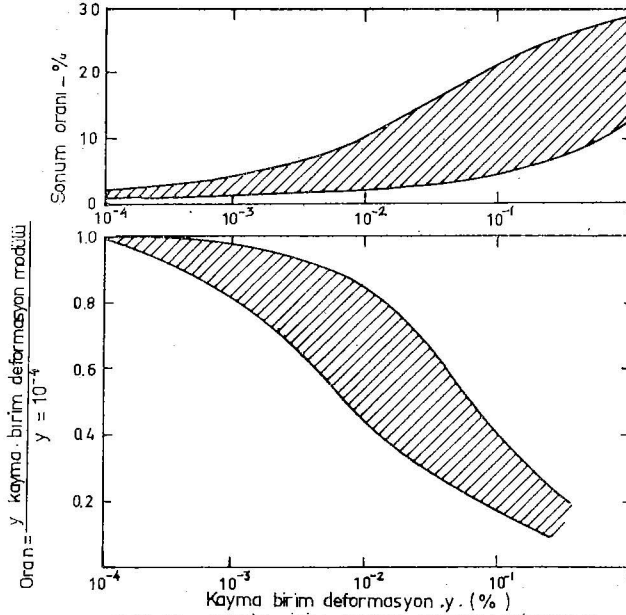
Açıklamaları yapılan her iki analiz metodunda da probabilistik ve deterministik yaklaşımlar kullanılabilir.

Analizler açıklaması yapılan metodların herhangi birine göre yapılabilir ancak neticelerin güvenilirliği zemin karakteristiklerinin tam olarak saptanmasına bağlıdır. Bu açıdan zeminin doğrusal olmayan gerilim-birim deformasyon karakteristiklerini (ki bunlar iki veya daha çok doğru parçalı olarak verilebilir) tanımak çok önemlidir. (Penzien ve diğerleri, 1964). Doğrusal viskoelastik —analizle çözüm ancak zemin-modül ve sönüm karakteristiklerinin depozitlerde oluşan birim deformasyonlarla uyulacak biçimde seçilmesi ile mümkündür (Idriss ve Seed, 1968 a). Böylece zeminlerin eşdeğer kesme modülü ve sönüm karakteristikleri birim deformasyona bağlı nitelikler olarak ele alınmakta ve bunların yüksek şiddetli hareketler için değerleri, düşük şiddetdeki hareketlere uygulananlardan önemli derecede farklı olmaktadır.

Gerilim ile değişen kesme modülü ve sönüm oranlarının aralıkları Şekil 12'de gösterilmiştir. Belli bölgelerde kesme modülünü saptamada en iyi yöntemi, düşük gerilim seviyelerinde, dalgaların yayılma hızını ölçmek ve yüksek gerilim seviyelerindeki, mukabele değerleri için Şekil 12'deki değerler uyarınca azaltma yapmaktır. Sönüm oranları ise laboratuvarında, serbest vibrasyon testlerinde mukabelelerin azaltılması veya yük altındaki zeminde gerilim-deformasyon ilişkilerinin incelenmesi ile tayin edilir.

Benzer zemin karakteristikleri ve konumları olan basit zemin profillerinin analizlerinde dalga yayılımı ve kümelenmiş-kütle (lumped mass method) analiz metodlarının aynı neticeleri verdiği görülmüştür. Ayrıca her iki metod deprem esnasında zemin hareketleri kayıt edilen yerlerde, zemin profillerine uygulanmış ve kayıt edilen değerlere çok yakın değerler verdikleri saptanmıştır (Idriss ve Seed, 1968 b; Seed ve Idriss, 1969, 1970; Esteve 1969).

Mukabele analizlerinde önemli olan hususlardan biri de ana kaya hareketlerinin amplitüd ve frekans karakteristiklerinin doğrulukla saptanmasıdır. Depozitlerin altındaki ana kayada gelişen hareketin amplitüdü, mostra kayada gelişen hareketin amplitüd değerinden daha küçüktür, ancak aradaki farklılık pek önemli değildir. Yüzeyde hesaplanan amplitüde depozitlerin kendini eşitleyen karakteristiklerinin de çok az bir etkisi vardır (Seed, 1969;



Şekil-12. ZEMİN İÇİN; KAYMA DEFORMASYONUNUN KAYMA MODÜLÜ VE SÖNÜME ETKİSİ

Lysmer, 1971). Ana kaya hareketindeki \pm % 5 değerindeki değişiklikler düzeyde hesaplanan ortalama değerleri % 5-% 25 saptırır. Zemin hareketini değerlendirmede gerçek değeri kesin olarak saptamak önemlidir. Bununla beraber özellikle mühendisi ilgilendiren kuvvetli hareketlerle uğraşırken, yüzey hareketini yeterli doğrulukta tahminde, yüksek hassasiyet gerekli değildir. Depozitlerin bir kaç yüz metrelik kalınlık değişimlerinin de yüzey hareketleri üzerinde az bir etkisi vardır.

B) Eğimli Veya Düzensiz Dokanaklı Depozitler

Yatay konumlu depozitlerdeki analizlerde bunları yarı sonsuz tabaka şeklinde düşünme olasılığı depozit dokanaklarının eğimli olması halinde geçerliliğini yitirir. Bu konudaki çözümler için daha kompleks analitik işlemler gereklidir. Sonlu elemanlar (finite element) yöntemi mukabeleli hesaplanmasında bu koşullarda uygun bir metoddur. Sonlu elemanlarla yaklaşım ilk defa Clough ve Chopra (1966) tarafından toprak setlerinin dinamik-mukabele hesaplarında kullanılmıştır. Daha sonra eğimli ana kaya üzerindeki depozitlerin ve dolgu zeminlerin mukabelesinin hesaplanmasına tatbik edilmiştir.

Verilen bir arazide sonlu elemanlar uygulamasıyla çalışmak için dolgu zeminlerin doğrusal olmayan gerilme-deformasyon ilişkilerinin ve sönüm karakteristیکlerinin bilinmesi gereklidir. Bu ise zeminin gerilme-deformasyon ilişkilerini çok parçalı doğrusal sistemde veya gerilim-bağımlı materyal karakteristikleri içinde eşdeğer doğrusal (equivalent linear) analizlerden faydalanarak saptamakla mümkündür.

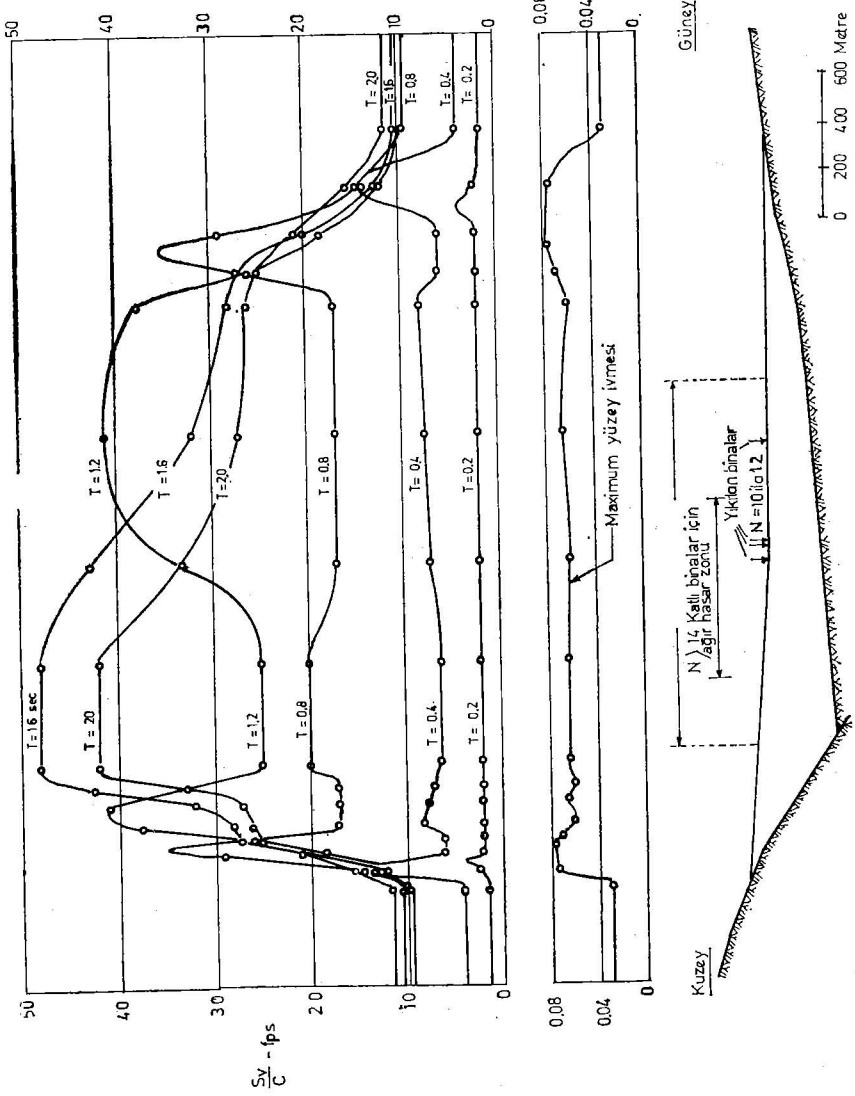
Metodun uygulamaları : Toprak setlerinin mukabelesinde (Clough ve Chopra, 1966), dolgu zeminlerde (Idriss ve Seed, 1967), eğimli dokanaklı depozitlerde (Dezfulian ve Seed 1969 a), viskoelastik materyaller için geliştirilen çözümlenmelerde (Clough ve Chopra, 1966), ayrıca yatay ve dikey bilegenli rijit zemin hareketleri ve bunların dalgalarına ait çalışmalarda (Dibaj ve Penzien, 1969 a) kullanılmıştır. Maalesef bu güne kadar sonlu eleman yaklaşımı ile hesaplanmış depozit mukabelelerinin arazide gözlenenler ile karşılaştırılması mümkün olmamıştır. Ancak sarsma tablaları üzerinde taban hareketine maruz bırakılmış küçük ölçekli seddelerin gözlenmiş davranışının hesaplanması ve ölçülmüş mukabelelerinin karşılaştırılması iyi bir uyuşma göstermektedir. (Kovacs, 1971). Bundan başka, bu metod yatay dokanaklı depozitler için yarı sonsuz tabaka teorileri ile hesaplananlarla çok iyi uygunluk gösteren sonuçlar verdiği ve bunların gözlenmiş zemin hareketleri ile yeterli bir uygunluk gösterdiği ispatlanmıştır. Böylece zemin mukabelelerinin iki-boyutlu problemlerinde sonlu elemanlar yönteminin, neticelerin daha güvenilir olmasını sağladığı söylenebilir.

MİKROBÖLGELEME ve PROJELEME UYGULAMALARI

Jeoloji ve zemin koşullarının deprem ve zemin hareketlerinin karakteri üzerindeki etkilerinin iyi bir şekilde anlaşılmasının sağlanması, geçmiş depremlerdeki hasar dağılımının açıklanmasında ve gelecekteki depremlerde de muhtemel hasar dağılımının tahmininde kullanılabilir. Böylece deprem etkileri için mikro bölgelemeye bir esas teşkil edecektir. Örneğin 1967 Caracas depremindeki (Şekil 2) bina hasarı ve dolgu kalınlığı arasındaki ilişkinin, zemin mukabele analizi sonuçlarından çıkarılan ilişki ile (Şekil 9) karşılaştırılması genellikle iyi bir uyuşma göstermektedir. Aynı şekilde iyi sonuçlar başka depremler ve tek bir sınıf yapılar için de gösterilebilir.

Çok katlı binalar için S_v/c ve S_a/c (burada S_v =Spektral hız, S_a =Spektral ivme c =Yatay kuvvet katsayısıdır) gibi indeks sayılar farklı binaların hasar ihtimallerinin kullanışlı bir göstergesi olabilir. Bu indeks katsayıları zemin mukabele özelliklerinin bilinmesinden hesaplanabilir ve farklı binalar için farklı zemin şartlarında hasar ihtimalinin değişimini gösterecek şekilde grafiği çizilebilir. Caracas vadisinin doğu kesiminde bir kesit boyunca farklı kat yüksekliklerinde ve farklı titreşim periyotlarındaki yapılar için hasar ihtimalinin dağılımını gösteren tipik bir örnek Şekil 13 de verilmektedir (Seed, 1972). Görüldüğü gibi farklı periyotlardaki yapıların ve aynı tip periyotda farklı zeminler üzerindeki yapıların hasar ihtimalleri arasında oldukça geniş değişiklikler vardır. Bu gibi grafikler herhangi bir şehirde mikrobölgeleme için değerli bir veri teşkil ederler.

Son yıllarda zemin mukabele tahmin tekniklerindeki gelişmeler karşısında bu yöntemler özellikle yüksek yapılar için, yapıların deprem hareketlerine mukabelesinin hesaplanması ve proje kriterlerinin tesbiti için gitgide artan bir şekilde kullanılması, lokal jeoloji ve zemin koşullarının sath hareketlerinin özellikleri ve bundan oluşan yapıların sismik mukabelesindeki büyük etkileri karşısında, bu etkilerin planlama ve projelendirmede dikkate alınması gereklidir.



Şekil.13 Palos Grandes'de hasa potansiyel indeksinin (Sw/c) hesaplanmış dağılımı

REFERANSLAR

- Borcherdt, R.D. (1970) «Effects of Local Geology on Ground Motion Near San Francisco Bay,» Bulletin of Seismological Society of America, Vol. 60, No. 1 February.
- Cloud, R.W. (1967) «Intensity Map and Structural Damage, Parkfield, California, Earthquake of June 27, 1966,» Bulletin of Seismological Society of America, Vol. 57, No. 6, December, pp. 1161-1179.
- Clough, R.W. and Chopra, A.A. (1966), Earthquake Stress Analysis in Earth Dams», Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 92, No. EM2, Proc. paper 4793, April pp. 197-212.
- Dezfulian, Houshang and Seed, H. Bolton (1970) «Seismic Response of Soil Deposits Underlain by Deposits Sloping Rock Boundaries,» Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96 no. SM6, November.
- Dezfulian, Houshang and Seed H. Bolton (1971) «Response of Non-Uniform Soil Deposits to Travelling Seismic Waves» Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE-Vol. 97, No. SM1, January.
- Dibaj, Mostafa and Penzien, Joseph (1969 a) «Response of Earth Dams to Traveling Seismic Waves», Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 95 No. SM2 Proc. Paper 6453, March, pp. 541-560.
- Dibaj, Mostafa and Penzien, Joseph (1969 b) «Nonlinear Seismic Response of Earth Structures», Report No. EERC 69-2, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, January.
- Esteva, L., Rascon, O.A. and Gutierrez, A. (1969) «Lessons from Some Recent Earthquakes in Latin America», Proceedings, Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, January.
- Finn, W.D. Liam (1967 «Static and Seismic Analysis of Slopes», Rock Mechanics and Engineering Geology, Journal Int. Soc. of Rock Mechanics.
- Gutenberg, B. (1957) «The Effects of Ground on Earthquake Motion», Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 47, No. 3, July, pp. 221-251.
- Herrera, I. and Rosenblueth, E. (1965) «Response Spectra on Stratified Soil», Proceedings, 3rd World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand.

- Idriss, I. and Rosenblueth, H.B. (1967) «Response of Earth Banks During Earthquakes» Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 93, No. SM3, May.
- Idriss, I.M. and Seed, H. Bolton (1968 a) «Seismic Response of Horizontal Soil Layers» Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 94, No. SM4, July, pp. 1003-1031.
- Idriss, I.M. and Seed, H. Bolton (1968 b) «An Analysis of Ground Motions During the 1957 San Francisco Earthquake», Bulletin of the Seismological Society of America Vol. 58, No. 6, pp. 2013-2032, December.
- Idriss, I. M. Dezfulian, H. and Seed, H.B. (1969) «Computer Programs for Evaluating the Seismic Response of Soil Deposits with Non-Linear Characteristics Using Equivalent Linear Procedures», Geotechnical Engineering Research Report, University of California, Berkeley, April.
- Idriss, I.M. and Seed, H. Bolton (1970) «Seismic Response of Soil Deposits», Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, No SM2, Proceedings Paper 7175, March, pp. 631-638.
- Idriss, I.M. and Seed, H. Bolton (1972) «Seismic Response by Variable Damping Finite Elements», (accepted for publication in the Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE 1972).
- Kanai K. (1966) «Improved Empirical Formula for the Characteristics of Strong Earthquake Motions» Proceedings Japan Earthquake Engineering Symposium Tokyo Japan Oct. 1966 pp. 1-4.
- Kanai, K., Tanaka, T. and Osada, K. (1954) «Measurement of the Micro-Tremor, I», Bulletin of the Earthquake Research Institute, Vol. 32, Part 2, July, pp. 199-209.
- Kanai, K., Tanaka, T and Yoshizawa, S. (1959) «Comparative Studies of Earthquake Motions on the ground and Underground (Multiple Reflection Problem),» Bulletin of the Earthquake Institute, Vol. 37, Part 1, March, pp. 53-58.
- Kobayashi, H. and Kagami, H. (1966) «A Numerical Analysis of the Propagation of Shear Waves in Multi-layered Ground», Proceedings, Japan Earthquake Engineering Symposium, Tokyo, Japan, October, pp. 15-20.
- Kovacs, William, D. Seed, H. Bolton and Idriss Izzat M. (1971) «Studies of Seismic Response of Clay Banks», Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE, Vol. 97, No. SM2, Proc. Paper 7878, February.
- Lysmer, John, Seed, H. Bolton and Schnabel, Per B. (1971) «Influence of Base Rock Characteristics on Ground Response», Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 61, No. 5, pp. 1213-1232, October.
- Lysmer, John, Seed and Drake, Lawrence A. (1971) «A Finite Element Method for Seismology», Chapt. 6 of Methods in Computational Physics, Vol. 11 : Seismology Academic Press, New-York and London, September.

- Mac Murdo, J. (1824) «Papers Relating to the Earthquake which Occured in India in 1819», Phil Mag., Vol. 63, pp. 105-117. This article also appeared in the Royal Asiatic Society of London and Dublin, Bombay Branch, Vol. 3, pp. 90-106, 1823.
- Matthiesen, R.B, Duke, C.m., Leeds, D.J. and Fraser, J.C. (1964) «Site Characteristics of Southern California Strong-Motion Earthquake Stations, Part Two», Report No. 64-15, Dept. of Eng. University of California, Los Angeles, August.
- Ohaski, Yorihiro (1966) «Niigata Earthquakes, 1964 Building Damage and Soil Condition», Soil and Foundation, Vol. 6, No. 2, March, pp. 14-37.
- Okamoto, S. and Mizukoshi (1969) «Earthquake Ground Motions Observed on Rocks Foundations», Proceedings of the IAEA Panel on Seismic Design and Testing of Nuclear Facilities held 12-16 June, 1967 in Tokyo, Japan, pp. 15-25.
- Penzien, J., Scheffey, C.f. and Parmelee, R. (1964) «Seismic Analysis of Bridges on Long Piles», Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 90, No EM3 June, pp. 223-254.
- Rosset, Jose M. and Whitman, Robert V. (1969) «Theoretical Background for Amplification Studies», Research Report No. R69.15, Soils Publication No. 231, M.I.T. Inter American Program in Civil Engineering, Department of Civil Engineering Massachusetts Institute of Technology, Cambridge.
- Schnabel, P., Seed, H. Bolton and Lysmer, J. (1971) «Modifications of Seismograph Records for Effects of Local Soil Conditions, Report No. EERC7) 1.8, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, December.
- Seed, H.B. (1969) «The Influence of Local Soil Conditions on Earthquake Damage» Proceedings of Speciality Session 2, Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, Mexico, August.
- Seed, H. Bolton and Idriss, I.M. (1969) «Influence of Soil Conditions on Ground Motions during Earthquakes», Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 95. No. SM1, pp. 99-137, January.
- Seed, H. Bolton and Idriss, I.M. (1970) «Analyses of Ground Motions at Union Bay Seattle During Earthquakes and Distant Nuclear Blasts», Bulletin of the Seismological Society of America, February.
- Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971) «Influence of Soil Conditions on Building Damage Potential During Earthquakes», Journal of the Structural Engineering Division, ASCE, Vol. 97, February.
- Seed, H. Bolton and Wilson, Stanley D. (1967) «The Turnagain Heights Land Slide Anchorage, Alaska», Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE, Vol. 93, No. SM4, Paper 5320, July pp. 325-353.

- Seed, H.B., Whitman, R.V., Dezfulian, H., Dobry, R. and Idriss, I.M. (1972) «Soil Conditions and Building Damage in 1967 Caracas Earthquake», Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 98, No. SM8, August.
- Valera, Julio E. (1968) «Seismic Interaction of Granular Soils and Rigid Retaining Structures», Ph. D. Thesis, University of California, Berkeley.
- Wiggins, Jhon H. (1964) «Effect of Site Condition on Earthquake Intensity», Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 90, No. ST2, April.
- Wood, H.O. (1908) «Distribution of Apparent Intensity in San Francisco», in «The California Earthquake of April 18, 1906», Report of the State Earthquake Investigation Commission, Carnegie Institution of Washington, Washington, D.C., pp. 220-245.