



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

# DEPREM ARAŞTIRMA BÜLTENİ

33



## Deprem Araştırma Bülteni (DAB)

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



Nisan [April] / 1981  
Cilt [Volume]: 8

# Sayı [Issue]: 33

## İÇİNDEKİLER [INDEX]

Sayfa [Page]

---

### DİĞER [OTHER]

Gezegenler Sismolojisi ve İç Yapıları [Planetary Seismology and Interiors]

Ülben EZEN ..... 1-26

### ARAŞTIRMA [RESEARCH]

Toprak Dolgu Barajların Deprem Analizinde Yeni Tip Yapısal Denklemler [New Type Structural Equations in Earthquake Analysis of Earthfill Dams]

Atilla M. ANSAL ..... 27-50

### DİĞER [OTHER]

San Fernando Fay Yakını Deprem Kayıtlarının Deprem Tasarımına Getirdikleri [The Contribution of San Fernando Near Fault Earthquake Records to Earthquake Design]

Aysel COŞKUNYEL ..... 51-68

### ARAŞTIRMA [RESEARCH]

Silindirik Kabuk Ayaklı Yüksek Su Haznesinin Deprem Hesabı [Earthquake Calculation of Cylindrical Shell Footed High Water Reservoir]

Nejat BAYÜLKE ..... 69-85

**DEPREM  
ARAŞTIRMA  
ENSTİTÜSÜ  
BÜLTENİ**

**33**

**DEPREM  
ARAŞTIRMA  
ENSTİTÜSÜ  
BÜLTENİ**

**33**

**DEPREM ARAşTIRMA  
ENSTITÜSÜ BÜLTENİ**



Üç Ayda Bir Yayınlanır  
Bilim ve Meslek Dergisi



**Sahibi**

İmar ve İskân Bakanlığı adına  
Oktay Ergünay  
Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanı



**Yazı İşleri Müdürü**

Hatice Orhun  
Deprem Araştırma Enstitüsü  
Yayın ve Dökümantasyon Müdür V.



**Yönetim Yeri ve Yazıřma Adresi**  
Deprem Araştırma Enstitüsü  
Başkanlığı, Yüksel Caddesi No. : 7/B



Yeniřehir/ANKARA



Telefon : 13 97 77 — 17 69 55



ERK Basımevi Tel : 30 39 16



İlanlar Pazarlığa Tabidir.

Deprem Araştırma Enstitüsü Bülteni

YIL : 8

SAYI : 33

NİSAN 1981

BU SAYIDA

Gezegener Sismolojisi ve İç Yapıları

**Yazan:** M.N. TÖKSÖZ  
**Çeviren :** Ülben EZEN

Toprak Dolgu Barajlarının Deprem  
Analizinde Yeni Tip Yapısal Denk-  
lemler .....

Dr. Atillâ  
M. ANSAL

San Fernando Fay yakını Deprem  
kayıtlarının Deprem Tasarımına Ge-  
tirdikleri .....

**Yazan:** Vitelmo V.  
Bertero Stephen  
A. Mahın ve Ricardo  
A. HERRERA

**Çeviren:**

Aysel ÇOŞKUNYEL

Silindirik kabuk ayaklı yüksek su  
haznesinin Deprem hesabı .....

Nejat BAYÜLKE

## GEZEENLER SİSMOLOJİSİ VE İÇ YAPILARI\*

Yazan M.N. TOKSÖZ\*\*\*  
Çeviren ve Derleyen : Üiben EZEN\*\*

### ÖNSÖZ

Gezegenler sismolojisi Apollo 11 astronotları tarafından AY yüzeyine ilk sismometrenin yerleştirilmesi ile 1969 da başlamıştır. 1969 u izleyen yıllarda beş ayrı sismik istasyon daha AY yüzeyinde işleme geçirilmiştir. AY yüzeyinde kurulan ve ALSEP (Apollo Landed Science Experiment Package) adı ile anılan bu sismik istasyonların çalışması 1 Ekim 1977 de sona erdirilmiştir. Öte yandan Viking uçş-ları ile de MARS'a 1976 da üç bileşenli iki sismometre yerleştiril-miş bunların çalışması da 2 Nisan 1978 e kadar sürdürülmüştür.

AY'dan ve MARS'tan elde olunan sismik verilerin çoğu halen analiz edilmektedir. Bu yazıda 1969-1979 döneminde gezegenlerin sismolojisi konusunda mevcut bilgilerimizi arttıracak bir özetleme yapılmak istenmiştir. Yazı AY'ın ve MARS'ın sismisitesini, çalış-tırılan aletleri ve bunların kurulduğu alanların sismik çevrelerini (gürültü ve dalga yayılım karakteristikleri gibi) tanımlamakta ayrıca AY, MARS, VENÜS ve MERKÜR'ün iç yapılarına ilişkin modelleri kapsarken, kıyaslama için Dünyamız referans olarak kullanılmak-tadır.

### AY VE MARS'TAKİ SİSMİK İSTASYONLAR :

AY : Ay yüzeyine Apollo 11, 12,14,15,16 ve 17 ekipleri ile yer-leştirilen sismik aletlerin tanımı Tablo 1 de verilmiştir. Bunlardan

\* 'Planetary seismology and interiors' Rev' Geophy. and Space Physics, 1979 Vol. 17 No. 7 de yayınlanmıştır.

\*\* Dr. Müh. İ.T.Ü. Maden Fakültesi, Jeofizik Kürsüsü

\*\*\* Department of Earth and Planetary Sciences, M.I.T. Cambridge, Massachusetts 02139



**Tablo 1 : Apollo ALSEP istasyonlarının koordinatları, işletim ve bitim tarihleri, kullanılan aletlerin türü.**

ALSEP İstasyonu	Koordinatlar	İşletim Tarihi	Bitim Tarihi	Alet Türü
Apollo 11	0.67N, 23.49E	21.7.1969	27 .8.1969	PSE
Apollo 12	3.04S, 23.42W	19.11.1969	30.9.1977	PSE
Apollo 14	3.65S, 17.48W	5.2.1971	30.9.1977	PSE, ASE
Apollo 15	26.08N, 3.66E	31.7.1971	30.9.1977	PSE
Apollo 16	8.97S, 15.51E	21.4.1972	30.9.1977	PSE, ASE
Apollo 17	20.17N, 30.77E	12.12.1972	30.9.1977	LSG, LSPE

PSE Pasif Sismik Deneyler (Passive Seismic EXperiment)  
 ASE Aktif Sismik Deneyler (Active Seismic Experiment)  
 LSG AY Yüzeyi Gravimetresi (Lunar Surface Gravimeter)  
 LSPE AY Yüzeyi Profil Deneyleri (Lunar Surface Profilling Exp.)

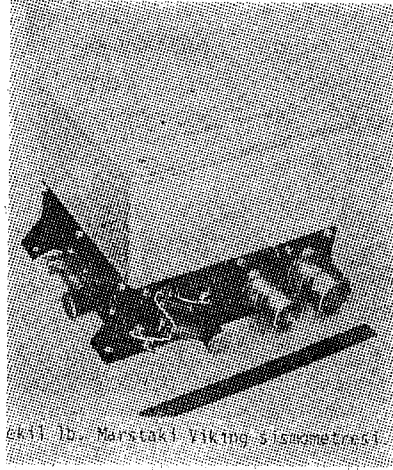
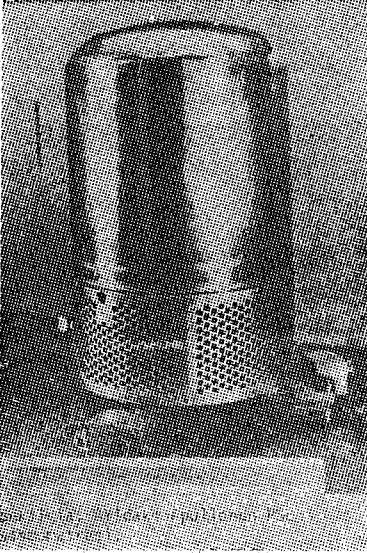
Apollo 11 in aletleri güneş enerjisi ile ve kısa bir zaman dönemi için çalıştırılmıştır. Diğer tüm ALSEP istasyonları ise geniş bir zaman periyodunda ve bir şebeke türünde çalıştırıldı. Apollo 12,14,15 ve 16 nın kurduğu 4 istasyondan herbirinin pasif sismik deneyler (PSE) Paketi, üç bileşenli uzun periyot ve düşey bileşenli kısa periyotlu sismometreleri kapsıyordu. Aletlerin tanımına ilişkin bilgiler Latham (1971) Latham ve diğ. (1970 a,b) Toksöz ve diğ. (1974) tarafından verilmiştir.

Şekil 1 a da AY yüzeyine konan PSE sismometresi, şekil 2 a da ise kısa ve uzun periyotlu PSE sismometrelerinin frekans tepki eğrileri görülmektedir. Apollo'nun uzun periyotlu sismometreleri **WWSSN** sismometrelerinden 1000 defa daha hassas duyarlıktaydı. Sismograf çıkışları ALSEP istasyonlarından direkt biçimde yer yüzüne taşınarak sürekli kayıt alınmıştır. Apollo 14,16 ve 17 nin kurduğu istasyonlarda yapılan aktif sismik deneyler (ASE) AY kabuğunun sığ yapısını saptamak için kullanılmıştır. Bu çalışmalar, AY kabuğundaki regolitler ve çok sığ derinlikli AY kabuğu kesimi için bir takım ön bilgilerin kazanılmasını sağlamıştır.

**MARS :** Mars'ın sismik açıdan incelenmesi Viking projesinin bir bölümü olup 2 Viking iniş aracına bir tane üç bileşenli kısa periyotlu

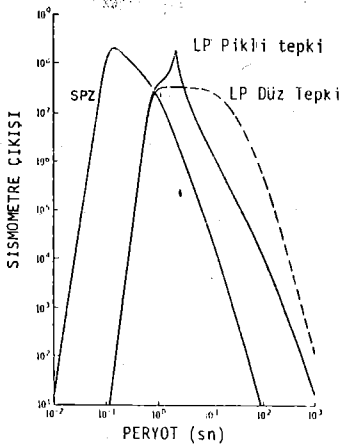
sismometre yerleştirilmişti. Algılama sistemi, hız çeviricileri, yükselticiler, filtre ve otomatik kayıdı, veri sıklığını, geçici veri depolamayı sağlayan elektronik donanıma sahipti (Anderson ve diğ. 1972, 1976,1977). Bütün sismik paketin ağırlığı 2.2 kg olup algılayıcıların sönümlü öz frekansları 4 Hz idi. Şekil 1. b de Viking sismometresi ve şekil 2b de bu sismometrenin değişik çalışma modları için frekans tepki eğrileri görülmektedir. Viking sismometreleri AY'dakilerin aksine gezegen yüzeyine gömülmeyip iniş aracının içine monte edilmiştir. Bu nedenle iniş aracının değişik hareketlerinden (kolların hareketi ve antenin yönlendirilmesi gibi) sismometreler oldukça hassas biçimde etkilenmişlerdir.

Viking 1 aracından, sismik paket ile iniş aracının güç sistemi arasındaki bir arızadan ötürü sismik veri toplanamamıştır. Viking 11 iniş aracındaki sismometre ise MARS yüzeyine inişten itibaren 4 Eylül 1976 dan 2 Nisan 1978'e kadar yaklaşık 20 ay çalıştırdı. Bu 20 ayda sadece üç aylık dönemde OLAY sayılabilecek kayıtlar alınabildi.

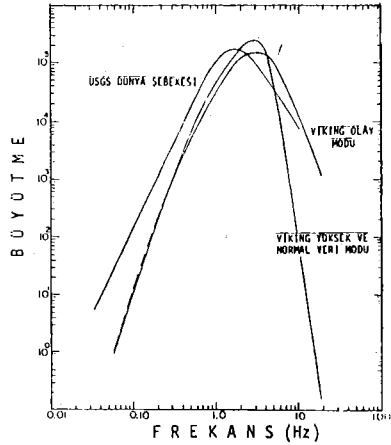


### SİSMİK ÇEVRE VE DALGA YAYINIM KARAKTERİSTİĞİ :

Gezegenlerin araştırılması programının önemli keşiflerinden birisi de karşılaşılan sismik çevrenin değişikliği idi. Zira Apollo projelerinden önce güneş sistemine dahil bir gezegendeki sismoğramla-



Şekil 2a. AY'daki PSL uzun periyot (LP) ve kısa periyot (SPZ) sismometresinin frekans tepkisi.



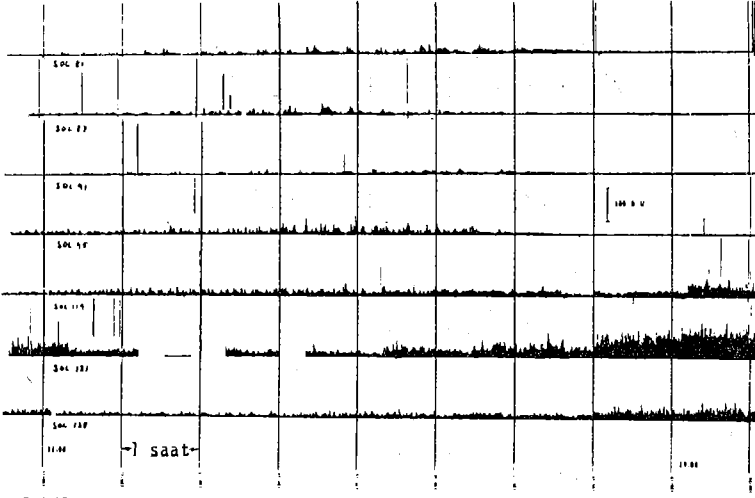
Şekil 2b. Viking sismometrelerinin frekans tepkisi ve farklı işleyiş modları. Referans olarak Dünya Sismik Şebekesinin kısa periyot (SP) aletinin frekans tepkisi alınmıştır.

rın dünyadaki örneklerine benzeyecekleri ümit ediliyordu. Ancak farklı gezegenlerden elde olunan sismoğramlar su ve uçucu elementlerin varlığına veya yokluğuna göre oldukça düşündürücü özellikler sergilemektedir. AY ve MARS'ın sismik çevresi, sismik olmayan kaynakların doğurduğu dahili gürültü seviyesi ve gezegen içinden geçen sismik dalgaların yayılım karakteristiği olarak iki bölümde yorumlanabilir.

Gürültü seviyesi atmosfer ve okyanusun varlığı veya yokluğu ile kontrol ediliyormuş gibi görünmekteydi. Halbuki atmosferin ve okyanusun birarada yer aldığı Dünya, AY-DÜNYA-MARS üçlüsü içinde sismik açıdan en gürültülü gezegendir. MARS'ta ince bir atmosfer (yüzey basıncı 7 milibar) ve rüzgarlar vardır. Yerleştirilen aletler yüksek frekanslara karşı oldukça duyarlıydılar. Bu frekanslarda tanınabilen doğal gürültü kaynağı ise sadece rüzgarlardır.

Bu nedenle Viking sismometre çıkışları ile Viking meteoroloji deneylerinde ölçülen rüzgar hızı arasında kuvvetli bir korelasyon vardı ve sismik gürültüler rüzgar hızının karesi ile değişiyordu (Anderson ve diğ. 1977). MARS'ın tipik sismik gürültü örnekleri şekil 3 te görülmektedir.

Öte yandan AY ne atmosfer nede okyanusa sahip olduğundan en sakin gezegendir. Sık sık görülen gürültü pulsaları güneş rüzgarlarının magnetik alanının, Apollonun kısa periyotlu sismometrelerini



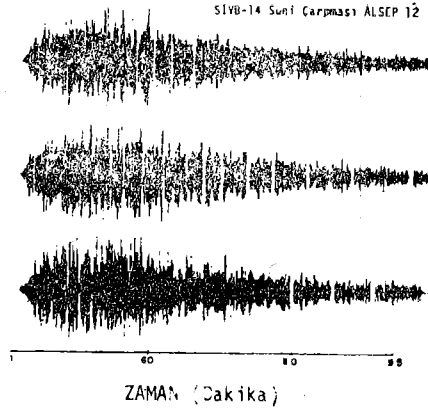
Sekil 3. Marstaki Viking II iniş aracının indiği bölgedeki sismik gürültü seviyesine ilişkin bazı örnekler. SOL bir MARS günü demektir. Kayıtlar Marsın gündüz vakti alınmıştır. Geceleri genellikle daha sakinidir. Gürültünün temel kaynağı rüzgardır (Anderson ve diğ.,1977).

elektromagnetik indüksiyona uğratmasından ötürü gelişmektedir. Ayrıca gürültü yoğunluğu 1 AY günü boyunca 2 sn periyot civarında 1 mikro dakikaya kadar çıkabiliyordu. Bu gürültüler muhtemelen irilen bölgedeki termal sıkışma ve genleşmelere bağlı biçimde oluşuyordu (Duennelier ve Sutton 1974, Latham ve diğ. 1972). AY'ın ve MARS'ın sismik yayınma karakteristikleri, Dünyaya kıyasladığında bazı önemli ayrıcalıkları ortaya çıkarmıştır.

Şekil 4 te görüldüğü gibi AY sismoğramları çok uzun ve tekrarlı yansımalarla doludur ve dünyadaki örneklerin hiç birisine benzemez. Gözlenen bu karakteristik AY kabuğunun 20 km kalınlıktaki en dış kısmının sahip olduğu çok düşük atenuasyonla ( $Q=3000$ ) açıklanabilmektedir (Latham ve diğ. 1970; Dainty ve diğ. 1974; Dainty ve Toksöz 1977; Nakamura 1977a).

Halbuki Dünyada kabuktaki suyun varlığından ötürü oluşan sismik dalgalarını atenuasyonu AY kabuğuna kıyaslandığında çok çok yüksektir. ( $Q=100$ ). MARS'ta ise dalga yayınımları AY'dan ziyade Dünyadakine daha çok benzeyen özellikler taşımaktadır.

MARS atmosferinde su buharının bulunuşu ve muhtemelen MARS kabuğundaki varlığı sismik dalgaların sönümüne yetecek düzeyde bir atenuasyonu sağlayabilecektir. Ne direkt atenuasyon ölçümleri nede MARS'ta kaynağı bilinen sismoğramlar olmamasına rağmen eldeki mevcut veriler bu savı destekler niteliktedir. Örneğin 80. MARS



Şekil 4. AY'daki Apollo 12 ALSEP istasyonunda kaydedilen SIVB-14 ün Ay yüzeyine düşürülmesinden elde edilen sismogramlardan tipik bir örnek. X ve Y yatay, Z düşey bileşendir.

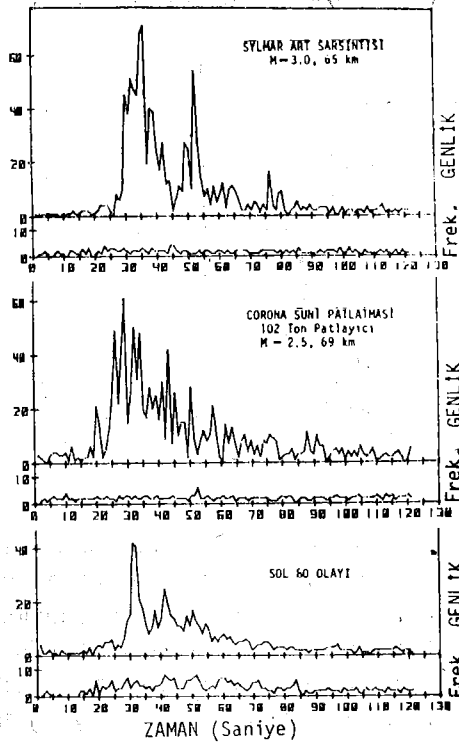
günündeki bir olayın kaydının, benzer aletlerle dünyada yapılmış suni patlatmalardan (taşocağı patlatmaları) ve depremlerden elde olunmuş kayıtların bir mukayesesi şekil 5 te görülmektedir.

### **SİSMİSİTE :**

Gezegenlerde açığa çıkan sismik enerji ve sismisite onların tektonik aktivitesinin bir ölçüsüdür. Depremlerin mekanizması, magnitudü, frekansları ve episantr dağılımları dünyanın litosferini, levha tektoniğini ve levhaların birbirine göre hareketlerini anlamada başlıca yollardan biridir. AY'da ve MARS'ta oldukça büyük morfolojik görünüm, gravite anomalileri ve yanal heterojeniteler olmasına rağmen, her iki gezegen içinde aktif levha hareketlerine ait bir delil yoktur. Bu nedenle iki gezegenin şimdiki tektonik evrimini anlamada mevcut sismisite bilgileri önemlilik kazanmaktadır.

### **AY'ın Sismisitesi :**

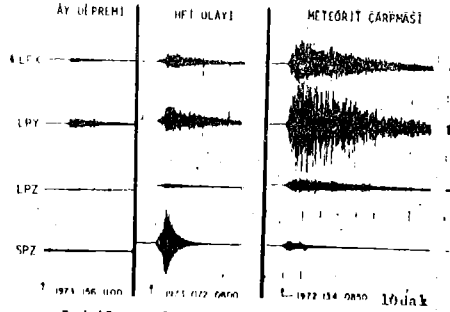
Aydaki sismisite toplam 8 yıllık bir dönemde gözlenmiştir. Gözlenen sismisite dünyadakinden belirgin bir şekilde farklıdır. Üç ana AY depremi sınıflanabilmektedir. Bunlar TERMAL (Duennebie ve Sutton 1974, Duennebie 1976), HFT (High frequency teleseisms) (Nakamura ve diğ. 1974a, 1977b) ve derin-odaklı depremlerdir (Lammlin ve diğ. 1974, 1977; Goins 1978; Toksöz ve diğ. 1977). Teşhis



Şekil 5. 80. MARS günündeki olayın kaydının genlik spektrumunun(en alta) Pasadena da aynı aletlerle kaydedilmiş,suni patlatma ve bir depreme ait kaydın genlik spektrumunun kıyaslanması(Anderson ve diğ.1977).Frek, frekansı simgelemektedir.

edilebilen termal kökenli AY depremleri, kurulan sismik istasyonun birkaç km lik alanı içinde oluşmakta ve doğurduğu dalgalar aynı sınıfta gruplanabilmektedir. Zaman içindeki dağılımları ile AY gündüz vakti arasında kuvvetli bir korelasyon vardır. Buda göstermektedir ki, istasyon çevresinde belirli yerlerde toplanmış termal gerilmelerin belkide düşme veya kırılmaların sonucu termal kökenli depremler oluşturmaktadır. (Duennebier ve Sutton 1974).

HFT (High Frequency Telesisms) adı ile anılan ve muhtemelen yüzeye yakın derinlikteki (sığ) AY depremleri (Nakamura ve diğ. 1974 a; 1977a,b) ay kabuğundaki ölgün tektonik gerilmelerin açığa çıkmasının bir sonucudur (Toksöz ve diğ. 1977). HFT ler sismoğram karakteristikleri yönünden, derin-odaklı AY depremlerinden kolaylıkla ayırdedilebilirler (Şekil 6).

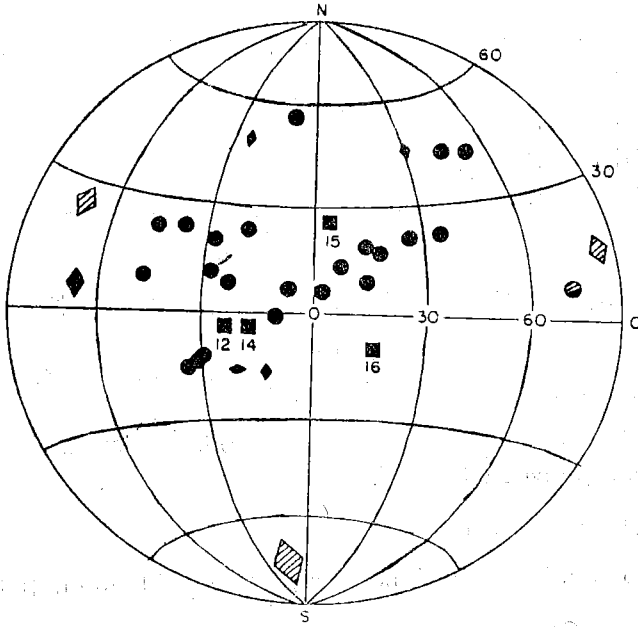


Şekil 6. Derin odaklı, sığ odaklı (HFT) Ay depremlerinin ve meteorit çarpmalarının uzun periyot(LP) ve kısa periyot (SP) tu sismogramları.

HFT olaylarının derinlikleri sığ olmakla birlikte (<100 km Nakamura 1977b) çok kesin biçimde derinlikleri saptanamamıştır. DERİN odaklı depremlere benzemeyen HFT lerin kaynakları da aynı yerde bir daha tekrarı olarak oluşmamaktadır. Benzer biçimde, oluş dönemleri içinde de bir periyodisiteyede sahip değildirler. HFT lerin Magnitüd-Frekans dağılımları Dünyadaki değerlere yakındır ( $b=0.5$ ). Burada şunu göstermektedir ki HFT ler dünyadaki depremlerin AY'daki en yakın benzeridirler. HFT lerin gerilme-düşümü değerleri yaklaşık 100 bar olup dünyadaki Levha-İçi depremlerin gerilme-düşümü değerlerine benzemektedir (Goins ve diğ. 1978). HFT olayları en kuvvetli AY sismik kaynakları arasındadır. S dalgalarının enerjileri üzerine yapılan hesaplamalar, en büyük HFT olayının cisim dalgası magnitü türünden 4.5 magnitüdünde olduğunu göstermiştir (Goins ve diğ. 1978). Büyük HFT olaylarından açığa çıkan toplam sismik enerji yılda  $10^{-10}$  erg kadardır. HFT ler rölatif olarak seyrek oluşmakta ve yaklaşık yılda 5 kez gözlenebilmektedirler. Derin-odaklı AY depremleri ise tüm şebekece kaydedilen doğal sismik olayların çoğunluğunu simgeler ve belirgin şekilde HFT lerden farklıdır (Şekil 6). Magnitüdü ( $m_b$ ) 3 ü geçen bu türden bir olay henüz gözlenmemiştir. Yapılan araştırmaların büyük bir payı bu olaylara yöneltilmiştir. (Latham ve diğ. 1971; Lammlein ve diğ. 1974; Lammlein 1977; Goins ve diğ. 1977).

Gözlenen bu tür olayların sinyallerinin benzer dalga grupları içinde sınıflanabildiği görülmüş ve bundan derin odaklı depremlerin odaklarının tekrarlı kaynaklar olduğu saptanmıştır. Kohorens öl-

cümleride göstermiştir ki belli odaklardan çıkan belli olaylar birbirlerine göre yaklaşık 1 km lik uzaklık içinde oluşmaktadır (Nakamura; 1978). Şekil 7 de AY depremlerinin episantr dağılımı görülmektedir.



- SİSMOMETRELER
- DERİN ODAKLI OLAYLAR
- ◆ SIĞ ODAKLI OLAYLAR

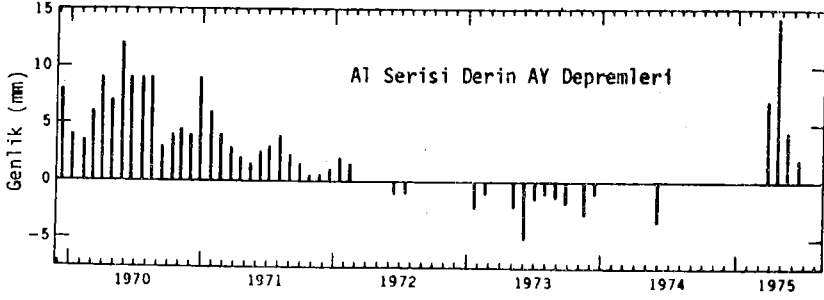
Şekil 7. Apollo 12,14,15 ve 16'nın PSE şebekelerinin ve Ay depremlerinin episantrlarının dağılımı.

Öte yandan 8 yıllık gözlemlerde yaklaşık 80 tane derin-odaklı depremin odağı saptanabilmiştir. En az 4 istasyonda okunabilir kayıtları ile bunlardan 24'ü oldukça yeterli düzeydedir (Goins 1978). Derin odaklı AY depremlerinin odak derinlikleri 700-1100 km arasında olup ortalama derinlik 900 km dolayındadır. Bu derinlik dünyadaki depremlerin derinliğinden daha derindir. **Nevar ki AY'da 900 km derinlikteki 30 kBar lık basınç değeri dünyada 100 km derinlikteki basınç değerine eşdeğerdir.** Derin-odaklı depremlerin zaman içindeki



dağılımları AY Gel-Git lerinin periyodisitesi ile karakterize olmaktadır.)

Lammlein 1974; Lommlein ve diğ. 1977; Toksöz ve diğ. 1977, Cheng ve Toksöz 1978). Apollo 12 istasyonuna yakın yerde episantrları olan derin AY depremlerinin bu periyodisitesinin bir örneği şekil 8 de görülmektedir.

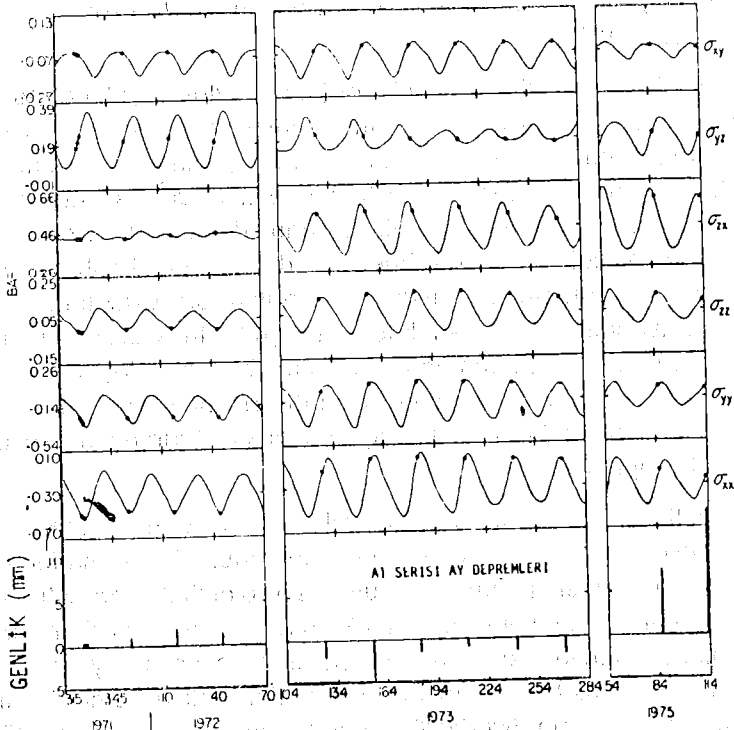


Şekil 8a. A1 serisi derin AY depremlerinin zaman içinde dağılımı. Her genlik o aydaki en büyük AY depremini simgelemektedir. Negatif genlikler ters dönmüş polariteyi simgelemektedir.

Şekil 8a dan görüldüğü gibi derin-odaklı depremlerin oluşumunda 3 ana periyodisite vardır. Bunlar :

- Aylık periyodisite
- 206 günlük (genlik modülasyonundan bulunan) periyodisite

c) kabaca 6 yıllık (genliklerin polarite değişiminden bulunan) periyodisitedir. Bu 3 ana periyodisite de AY'ın yörüngesel hareketi ile çok yakından ilgilidir. Derin-odaklı depremler, gel-gitleri oluşturan gerilmeler tarafından sıkı biçimde denetlenmektedir. Bu denetimi şekil 8b den görmek mümkündür. Gel-git'i doğuran gerilmelerin küçük oluşları, bu derin AY depremlerinin küçük magnitüde olmaları ile uyum içinde gözükmektedir. Keza derin AY depremlerinin derinlikleri ile gel-git gerilmeleri arasındada iyi bir korelasyon kurulabilir. Zira sismik hız yapısı profillerinden çıkarılan makul kayma modüller, gel-git'i doğuran gerilmelerin maksimum 700-900 km derinlikler arasında olabileceğini vurgulamaktadır (Toksöz ve diğ. 1977). Bununla beraber derin-odaklı depremleri oluşturan kaynakların dağılımı bu işin sadece gel-git gerilmeleri ile değil, odağa yakın zayıf zonlarca ve inhomojenite tarafından da kontrol edildiğini vurgulamaktadır. Gel-git kökenli gerilmeler belkide tektonik gerilmeler için bir tetikleme görevi yapmaktadır. Özetlenecek olursa AY sismisitesi, Dünyaya oranla hayli değişik karakteristikler sergilemektedir. AY temel anlamda pasif bir gezegen olarak düşünülebilir.



Şekil 8b. Derin AY depremlerinin periyodisitesinin gel-git gerilmelerinin bileşenleri ile olan korelasyonu.

Termal kökenli ve derin odaklı AY depremleri, periyodik olan termal ve gel-gitsel gerilmelerin sonucu oluşmaktadır. Arasında oluşan HFT ler ise AY kabuğu veya litosferindeki ölgün tektonik gerilmelerin bir sonucu oluşmaktadır.

### MARS'ın Sismisitesi :

Marsın sismisite çalışmaları ise Viking sismometrelerinin yerleştirilmesi ile **başladı ve aday** sayılabilecek yerel sismik olaylar kaydedildi. Güney Kaliforniyada kaydedilen yerel olayların sismoğramları ile MARS'taki bu yerel olayların sismoğramlarının mukayesesinden, yerel olaylar Viking II iniş aracına yaklaşık 110 km uzaklıkta 2.8 magnitudünde yüze yakın bir MARS depremi olarak gözükmektedir (Anderson ve diğ. 1977).

Ayrıntılı analizler bu olayın sismik kökenli olduğunu desteklemesine rağmen, olayın oluşum süresince MARS'taki rüzgar hızına

ait güvenilir veriler olmadığından çok kuvvetli rüzgar gürültülerinde bu olayı içerebilme olasılığında gözden uzak tutulamaz (Anderson ve diğ. 1977).

Nevar ki kesin bilinen sismik orijinli olayların yokluğuna rağmen, kaydedilebilir olayların sayısını umulan değişik sismisite seviyesine göre tahmin ederek bütün MARS ölçeğinde bir sismisiteyi çıkarmak hala mümkündür. MARS'taki nitelik faktörü Q nun ve hız yapısına ilişkin bilgilerin eksikliği, sorunu dahada karmaşık hale getirmektedir. Ancak bu iki parametreye dayalı makul tahminler yapılabilmektedir. Bu tahminleri kullanarak verilen bir uzaklıkta sismometreden kaydedilebilecek en küçük magnitudlü OLAY bulunabilmektedir. Ayrıca gezegenin tümünde kaydedilebilecek olayların sayısı da hesaplanmıştır. Bu hesaplamaya episantrların hem yüzeyde hemde sismometreden uzak bölgelerde yığılabilecekleri varsayımı üzerine dayanılarak yapılmıştır.

Viking II sismometrelerinin 20 aylık çalışma dönemi içinde toplam 2.9 aylık sürede gürültüsüz veri toplanabilmiş ve sadece tek bir olay teşhis edilebilmiştir. Bu büyük bir olasılıkla MARS'ın Dünya kadar sismik olmadığını göstermektedir. Bununla beraber MARS'taki sismisite, Dünyadaki levha içi sismisiteye oranla yüksek olabilir (Goins ve Lazarewicz 1979). Bu tahminlerdeki temel belirsizliklere rağmen, Q için 500-2000 arası bir değer geçerlidir. Rölatif olarak MARS'taki düşük sismisite belkide kalın litosfer varlığı (Toksöz ve Hsui 1978; Thurber ve Tokgöz 1978; Phillips ve Bills 1979) ve levha hareketlerinin yokluğu nedeniyle. Ancak MARS litosferi ve kabuğunun yanal heterojeniteye ilişkin etkin deliller ve dengelememiş gravite anomalileri vardır (Sjogren 1979).

### **İÇ YAPI :**

Sismoloji, dünyanın iç yapısının saptanmasında en ayrıntılı ve **direkt veriyi sağlar. Gezegenler sismolojisinin ana amaçlarından** biriside sismik dalgaları kullanarak diğer gezegenlerin iç yapılarının incelenmesidir. Ay için bu inceleme yapılmıştır.

### **AY'ın İç Yapısı :**

Ay'ın iç yapısı aktif sismik deneyler (ASE) ve pasif sismik deneyler (PSE) kullanılarak incelenmiştir. ASE (Active seismic experiment) regolit ve sıg kabuk için bilgileri, PSE (Passive Seismic experiment) ise kabuk, manto ve daha derin kısımlar için bilgiler

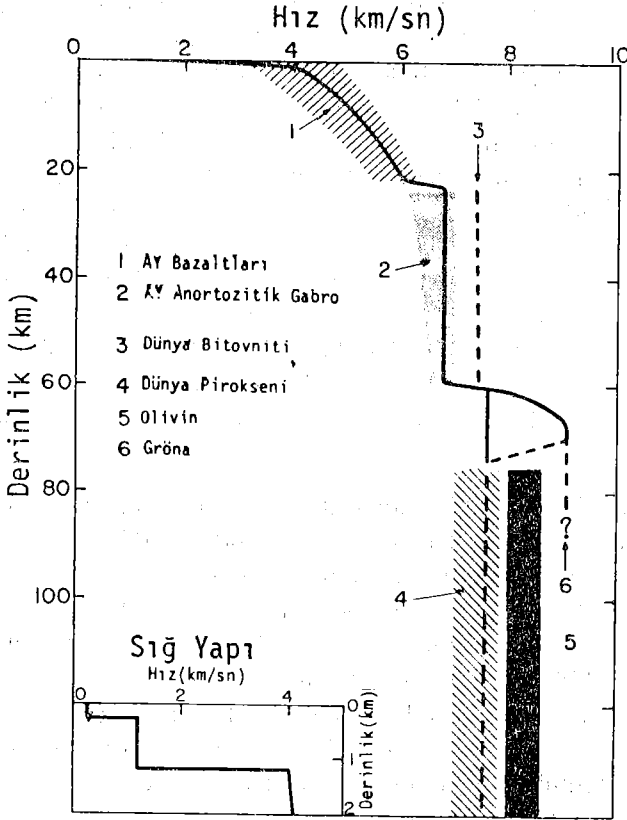
sağlamıştır. Bu bilgileri sağlamada kaynak olarak suni çarpmalar (AY iniş modülü ve SIVB nin ay yüzeyine düşürülmesi), doğal meteorit çarpmaları ve AY depremleri kullanılmıştır. AY'daki her türdeki sismik kaynaklar ayın iç yapısının değişik bölgelerini incelemeye yararlı olmuştur.

Yüzeye çok yakın yerlerin yapısı birinci derecede Apollo 14,16 ve 17 nin sismik istasyonları tarafından kaydedilen aktif sismik deneylerden (ASE) elde olunan verilerden saptanmıştır (Cooper ve diğ 1974; Kovach ve Watkins 1973a,b,c; Watkins ve kovach 1973). Buna göre AY'daki yüzey tabakasını oluşturan regolitlerin 4-12 km kalınlıkta olduğu ve içindeki P dalgası hızının  $V_p=100$  m/sn olduğu saptanmıştır. Regolitlerin altında  $V_p=300$  m/sn olan kırılmış ve granüler yapıya sahip bir malzeme uzanmaktadır. Muhtemelen kraterler bu malzeme ile doludur. Apollo 17 istasyonunun altında  $V_p=300$  m/sn hızla bu malzeme 30 m kalınlıktadır bu malzemeyi 400 m kalınlıkta  $V_p=500$  m/sn hızlı malzeme ardından 1000 m kalınlıkta  $V_p=960$  m/sn hızlı bir malzeme izlemektedir. 960 m/sn lik hıza sahip zonun altında P dalgası hızı 3-4 km/sn lik bir değere sıçramaktadır. Bu sonuçlar pasif sismik şebeke aletleriyle kaydedilmiş sismik verilerin analizi ile desteklenmektedir. (Nakamura ve diğ. 1975; Mark ve Sutton 1975).

AY'ın daha derin kabuk yapısı suni çarpmaların, Apollonun PSE şebekesince kaydedilen sismik verileri analiz edilerek araştırıldı. Bu araştırmalarda, elde olunan sismoğramların biçimleri, genlikleri, zaman-uzaklık grafikleri ve sentetik sismoğramlar AY'ın 150 km lik dış kısmındaki P dalga hızının yapısını çıkarmak için kullanıldı (Toksoz ve diğ. 1973b). Apollo pasif sismik şebekesince (PSE) kaydedilen suni çarpmalı sismoğramlarının genel karakteristikleri (Latham ve diğ. 1971; 1972a,b,c; 1973a,b; Toksoz ve diğ. 1972a,b,c; 1973a,b) tarafından incelenmiş çalışmaların tümü ise (Toksoz ve diğ. 1974 ve Toksoz 1975) tarafından özetlenmiştir.

Şekil 9 da ise AY iç yapısının ilk 120 km si için çıkartılan P dalgası hızı yapısı ve düşünülen petrolojik modeller görülmektedir. Şekil 9 dan görüleceği gibi 1-20 km derinlikler arasında sismik hızlar süratle artmaktadır. Bu artış artan basınç etkisiyle kuru kayalardaki mevcut mikro ve makro çatlakların kapanması ile açıklanabilir (Todd ve diğ. 1973). İlk 20 km derinliğe kadar olan bu bölge AY bazaltları olarak nitelendirilmektedir. Zira AY bazaltlarından alınan örneklerin laboratuvarında yapılan hız ölçümleri, 20 km derinliğe kadar inebilen sismik profillerden türetilen hız değerlerine uyum

göstermektedir. 20 km derinlik dolayındaki küçük ama seçilebilir hız sıçraması olmakta ve 60 km derinliğe kadar sabit olarak devam etmektedir. Bu hız sıçraması muhtemelen malzemenin bileşimindeki değişimler nedeniyle oluşmaktadır. Bu nedenle AY kabuğunun 20-60 km derinlikler arasındaki ikinci ana tabakası daha sıkılaştırılmış AY Anortozitik Gabrosu adı verilen kayalardan oluşmuş kabul edilmektedir. Yaklaşık 7 km/sn lik bir değerde seyreden hız eğrisinin



Şekil 9. Sismik ölçümlerden AY ve Dünyadaki kayaç örneklerinin sismik hız değerlerinden türetilmiş; AY kabuk ve üst manto kesitindeki P dalgası hız yapısı ve karşı gelen petrolojik modeller. Altta köşede ise sığ derinliklerdeki (0-2 km) P dalga hızının dağılımı görülmektedir.

bu tür petrolojik yorumu AY'dan alınan örneklerin laboratuvar analizi sonuçlarına dayanmaktadır (Mizutani ve Newbigging 1973; Chung 1973; Wang ve diğ. 1973).

Öte yandan 55-60 km derinlik dolayında görülen hız artımı ise Dünya ile bir benzeşim kurulduğunda kabuk-manto sınırına karşı gelmektedir. Zira bu derinlikte gözlenen hızların tek düze değerde olmayıp birbirine yakın ancak değişik değerler alması bir hız süreksizliğinde rastlanabilecek karışıklığı vurgulamaktadır. Bu nedenle gözlenen değişik hız yapıları için çeşitli petrolojik bileşimler önerilmiştir. Örneğin 7.7 km/sn lik hız değeri için piroksence zengin bir üst manto malzemesi önerilmektedir. Keza piroksen-olivine bileşiminde bu hız değerine yakın düşmektedir. Bu bileşimin hız-yoğunluk sistematığı  $P=3.4 \text{ gr/cm}^3$  lük bir yoğunluk değerini içermektedir.

Buna karşılık aynı derinlikte oldukça yüksek sayılabilecek 9.0 km/sn lik görünür hız ölçülmüştür. Bu aşırı hız değeri bölgedeki yerel bir heterojeniteden veya kabuğun altındaki ince bir zondan ötürü gelişmemişse, içinde yüksek hızları kapsayacak başka modeller bulunmak zorundadır (Toksöz ve diğ. 1973b). Bu açıdan genel petrolojik birikimler içinde muhtemelen 2 ana model geliştirilmiştir.

Birinci modelde, üzerine en az % 25 lik spinel malzemesi eklenmiş olivine zengin bir malzeme önerilmiştir. Bu malzeme spinelin ana faz olduğu olivin-piroksen-spinel bileşimini içermektedir. Bu bileşim (Warren ve diğ. 1972) tarafından önerilmiştir. Muhtemelen diğer 2. model Anortozitin yüksek basınç fazlarına (Anortit→Grosülarit+Kiyanit+Kuars) karşı gelen Gröna'ca zengin bileşimdir. Bu modelin faz dengeleri (Boettcher 1971) hız karakteristikleri (Anderson ve Kovach 1972) tarafından incelenmiştir.

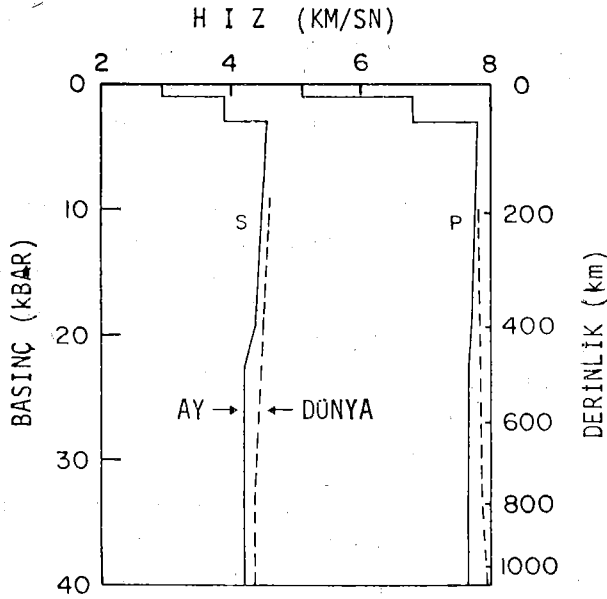
AY'ın Mantosu ve daha derin kısımları, Derin odaklı AY depremleri ve meteoritik çarpmalardan elde olunan sismik verilerin değerlendirilmesi ile incelenmiştir. Bu incelemelerde meteorit çarpmaları ve sığ AY depremlerinden üst manto, derin-odaklı AY depremlerinden alt manto yapısını saptamak için yararlanılmıştır. Bu tür çalışmalar Massachusetts Institute of Technology (Goins 1978; Goins ve diğ. 1977, 1978a,b; Dainty ve diğ. 1974,1975b,1976; Toksöz 1974, 1975) de ve University of Texas da (Nakamura ve diğ. 1974b, 1976b,1977; Latham ve diğ 1978; Voss ve diğ. 1976; Jarosch 1977) iki ayrı grup tarafından yürütülmektedir. Bazı ayrıntılarda farklılık olmasına rağmen bu iki grubun ürettiği AY modellerinin ana özellikleri birbirinin aynıdır. Sığ ve derin-odaklı AY depremlerinde P ve S dalgalarının zaman-uzaklık grafiklerini ve genliklerini kullanarak AY'ın mantosu içinde P ve S dalgası profilleri çıkarılmıştır. Şekil 10 da bu hız profilleri görülmektedir.

Şekil 10 dan görüldüğü gibi hızlar üst mantoda çok hafif bir şekilde azalmaktadır. 400-500 km derinlik dolayında bir geçiş zonu vardır ve S dalgası nisbeten hızlı bir düşüş göstermektedir. Bu geçiş zonu üst manto-alt mantogeçişidir. 500-1000 km derinlikleri kapsayan alt mantoda ise hızlar sabite yakın bir biçimde seyretmektedir. Sonuçta şekil 10 dan çıkarılacak ortalama hız değerleri,

$$\begin{aligned} \text{Üst Manto için: } & V_p = 7.7 \pm 0.15 \text{ km/sn} \\ & V_s = 4.45 \pm 0.05 \text{ km/sn} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Alt Manto için: } & V_p = 7.6 \pm 0.6 \text{ km/sn} \\ & V_s = 4.2 \pm 0.1 \text{ km/sn} \end{aligned}$$

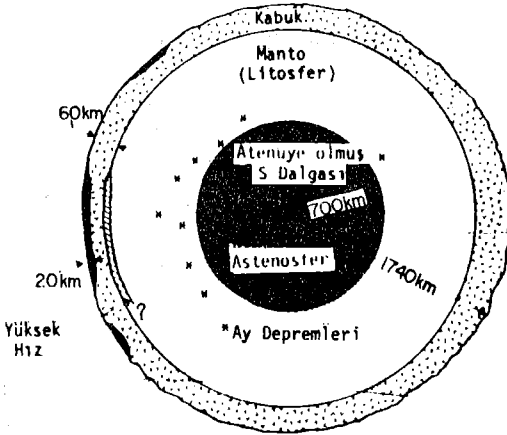
şeklinde dir



Şekil 10. Tüm AY verilerinin inversiyonundan bulunan AY mantosundaki P ve S dalga hızlarının dağılımı.

AY mantosunun sismik hızlara uyan çok sayıda bileşim modelleri vardır. 400 km derinlik dolayında hızlardaki düşme sadece sıcaklık etkisi ile açıklanamaz. Bunun yanı sıra faz dönüşümlerine ve artan demir yüzdesine sahip kimyasal bileşime gereksinim vardır (Buck ve Toksöz 1979). Çok sayıda yapılan çalışmalar AY'ın değişik bölgeleri için atenüasyon değerleri üretmiştir. Üst manto için nitelik faktörü Q değeri 5000 Alt mantoda ise 1500 dur. Alt mantoya geçiş hızlardaki ve Q değerlerindeki azalma ile birlikte kontrol edil-

n.ektir. Ancak 700-1200 km derinliklerde oluşan AY depremlerinden (Latham ve diğ. 1972a,b,c; 1973a,b) elde olunan gayet güzel S dalgası kayıtları göstermektedir ki AY'ın mantosu 1000 km derinliğine kadar yeter derece katıdır. Ancak 1000 km derinliğin altında merkezi bölgede yumuşayan bir malzeme vardır. Bu yumuşayan malzeme Q değerinin 500 gibi bir değerden daha aşağı düşmesini dolayısıyla S dalgalarının atenüye olduğunu vurgulamaktadır. Malzemedeki bu yumuşama kısmi ergimedeki küçük artımlar yada derin kısımlardaki uçucu eleman miktarının artması gibi başka bir mekanizma sonucu gelişmiştir. Dünya ile bir benzeşim kurulmak istenirse reolojik koşullar açısından AY'ın 1000 km nin altındaki derin kısımları Dünya astenosferine benzemektedir (Toksöz ve diğ. 1973b). Buna karşılık kabuk ve mantoyu kapsayan 1000 km lik dış kısım, AY litosferi olarak adlandırılabilir. Şekil 11 de (Toksöz ve diğ. 1973b) AY'daki ana yapı birimlerinin şematik kesiti görülmektedir.



Şekil 11. AY'ın yapısının şematik kesiti

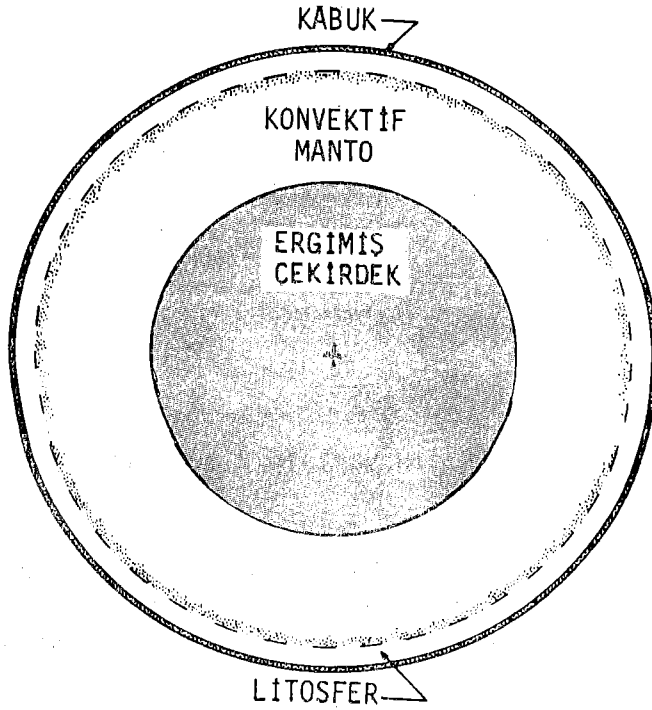
### MARS'ın İç Yapısı :

MARS'ın iç yapısına ilişkin az olan bilgilerimiz Viking sismik deneyleri ile arttırılmıştır. Ancak MARS'ın iç yapısının özelliklerinin modellenmesinde kullanılacak zengin bir sismik veri hala sınırlı düzeydedir. Şekil 5 te görülen MARS depreminin sismoğrafınının dünyadaki sismoğramlara olan benzerliği, MARS'ın kabuğunun özelliklerinin ve sismik hız yapısının dünyadakine benzediğini vurgulamaktadır. AY'ın sismoğramlarında olduğu gibi sismik enerjide yoğun bir saçılma ve tekrarlı yansımalar MARS sismoğrafında görülmemektedir.



Diğer bir nokta da, MARS sismoğrafındaki varyasyonların kabuktaki yansımaları ve bir tabakalaşmayı içermesi ayrıca 15 km derinlikte bir ara yüzeyin varlığını vurgulamasıdır (Anderson ve diğ. 1977). MARS'ın rölatif düşük sismisitesi dünyanıninki ile kıyaslandığında kalın bir litosferin varlığı ile uyum içinde gözükmektedir. Ortalama yoğunluk ( $P=3.96$  gr/cc), dönme momenti ( $C/MR^2=0.365$ ), gravite alanı ve yüzeydeki gözlemlerden MARS'ın iç yapısı için üretilen modeller göstermektedirki, MARS'ta farklılaşan bir kabuk, manto ve demirci zengin yaklaşık 1300-2000 km yarıçapında bir çekirdek vardır (Anderson 1972, Binder 1969, Johnston ve diğ. 1974, Johnston ve Toksöz 1977, Okal ve Anderson 1978, Toksöz ve Hsui 1978).

Yüzey topoğrafyası, gravitasyonel alan ve sıcaklık modelleri 200 km den daha kalın bir litosferin varlığını önermektedir. Bu sonuç Viking sismik verileri ile de uyum içinde kalmaktadır. MARS'ın iç yapısının şematik bir modeli şekil 12 de görülmektedir. Bu model-

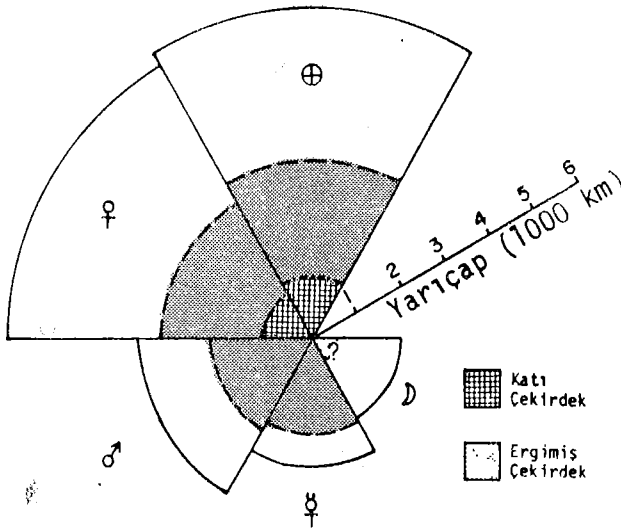


Şekil 12. Marsın iç yapısının şematik kesiti. Kabuk ve litosfer (yaklaşık 250 km kalınlıktadır) ve gölgeli alan Mars astenosferidir.

de bazı özellikler belirsiz olmakla beraber, MARS modeli kesinlikle AY modelinden farklıdır.

### MERKÜR VE VENÜS :

Merkür ve Venüsün iç yapılarını saptamak için kullanılacak veri MARS'tan daha azdır. Bu gezegenlerin ortalama yoğunlukları (Merkürün  $P=5.43$  gr/cc, Venüsün  $P=5.25$  gr/cc) demir içerikli ve çekirdeğe benzer bir hacmi vurgulamaktadır. Mariner-10, Pioner-Venüs ve Venera uçuşları hem MERKÜR'ün hemde VENÜS'ün farklılaşmaya uğramış bir gezegen olduğunu göstermektedir. Bu gözlemlere ve Dünya, AY örneklerine dayanarak VENÜS ve MARS'ın iç yapı modelleri hesaplanmıştır (Toksöz ve Johnston 1976; Ringwood ve Anderson 1977; Solomon 1977). Bu modeller kabuğun ve çekirdeğin varlığını kabul ederek termal modellerden sıcaklık türetmişlerdir. Şekil 13 te bu modellere dayalı MERKÜR, VENÜS, MARS ve AY'ın iç yapılarının mukayesesi görülmektedir. Şekilden görüleceği gibi Dünya ile Venüs arasındaki benzerlik açıktır. Merkür ergimiş yada kısmi ergimiş çekirdeği ile kendine özgü biçimde diğer gezegenlerden ayırdedilebilir görünümündedir.



Şekil 13. Merkür (☿), Venüs (♀), Dünya (⊕), Mars (♂) ve Ayın (♁) iç yapılarının ve çekirdeklerinin kıyaslanması.

## SONUÇLAR :

Apollo ekipleri ile AY'a, Viking II aracı ile MARS'a yerleştirilen sismometreler her iki gezegenin sismik çevresi, sismisitesi ve iç yapılarına ilişkin ancak eşit miktarda olmayan veri sağlamışlardır. Bu verilere göre AY'ın sismisitesi düşüktür ve açığa çıkan sismik enerji dünyanınkinden 10 kat daha küçüktür. Eldeki sınırlı verilerden çıkarılabilecek en iyi tahmine göre MARS'ın sismisitesi AY'ından daha büyük ve dünyadaki levha içi bölgelerin sismisitesine benzemektedir. Şu anda dünya dışındaki gezegenler için uygun görülmüş yeni bir sismik deneyler planı yoktur. Apollo ve Viking sismometrelerinin çalışmaları sona erdirilmiştir. Bununla birlikte elde AY'ın ve MARS'ın yoğun sismik verisi vardır. Bu verilerin sürekli analizi bu gezegenlerin iç yapısına ve sismisitesine ilişkin bilgilerimizi dahadü geliştirecektir.

## REFERANSLAR

- Anderson, D.L. (1972) Internal constitution of Mars,, J. Geophys. Res., 77,789-795.
- Anderson, D.L., and R.L. Kovach (1972) the lunar interior, Phys. Earth Planet. Interiors, 6, 116-122.
- Anderson, D.L., F.K. Duennebieer, G.V. Latham, M.N. Toksöz, R.L. Kovach, T. C.D. Knight, A.R. Lazarewicz, W.F. Miller, Y. Nakamura, and G. Sutton (1976) Science, 194, 1318—1321.
- Anderson, D.L., W.F. Miller, C.V. Latham, Y. Nakamura, M.N. Toksöz, A.M.Dainty F.K. Duennebieer, A.R. Lazarewicz, R.L. Kovach, and T.C.D. Knight (1977) Seismology on Mars, J. Geophys. Res., 82, 4524—4546.
- Binder, A.B (1969) Internal structure of Mars, J. Geophys. Res., 74. 3110—3117.
- Boettcher, A.L (1971) The nature of the crust of the earth with spectral emphasis on the role of plagioclase, In The Structure and Properties of the Earth's Crust, (editor J.G. Heacock), Amer. Geophys. Un Mono. 14, 264—278.
- Buck, W.R., and M.N. Toksöz (1979) Models of the interior of the Moon( abstract), EOS Trans. AUG, 60, 298.
- Cheng, C.H., and M.N. Toksöz (1978) Tidal stresses in the moon, J. Geophy Res., 83, 845—853.
- Chung, D.H (1973) Elastic wave velocities in anorthosite gabbros from Apollo 15 and 16 landing sites (abstract), In Lunar Science Institute, Houston. In Lunar Science-IV, pp 141—142.
- Cooper, M., R.L. Kovach, and J. Watkins (1974) Lunar near surface structure, Rev. Geophys. Space Phy., 12, 291.
- Dainty, A.M. and M.N. Toksöz (1977) Elastic wave propagation in a highly scattering medium a diffusion approach, J. Geophys. Res., 43, 375—383,
- Dainty, A.M., M.N. Toksöz, S.C. Solomon, K. Anderson and N.R. Goins (1974) Constraints on lunar structure, Proc., Lunar. Sci. Conf. 5 th 3091—3114.

- Dainty, A.M.N.R. Goins, and M.N. Toksöz (1975) Natural lunar seismic events and the structure of the moon, Proc. Lunar. Sci. Conf. 6th 2887—2897.
- Dainty, A.M., M.N. Toksöz, and S. Stein (1976) Seismic investigation of the lunar interior, Proc. Lunar. Sci. Conf. 7th, 3057—3075.
- Duennebier, F. (1976) Thermal movement of the regolith, Proc. Lunar. Sci. Conf. 7th. 1073—1086.
- Duennebier, F., G.H. Sutton (1974a) Thermal moonquakes. J. Geophys. Res. 79, 4351—4363.
- Duennebier, F., and G.H. Sutton (1974b) Meteoroid impacts recorded by the Apollo passive seismic experiments short period seismometer, J. Geophys. Res., 79, 4365—4374.
- Goins, N.R. (1978) Lunar seismology the internal structure of the moon, Ph.D. thesis, M.I.T., Cambridge, Massachusetts.
- Goins, N.R., and A.r. Lazarewicz (1979) Martian seismicity, Geophys. Res. Lett., 6, 368—370.
- Goins, N.R., A.M. Dainty, and M.N. Toksöz (1977) The deep seismic structure of the moon, Proc. Lunar. Sci. Conf. 8th, 471—486.
- Goins, N.R., M.N. Toksöz, and A.M. Dainty (1978a) Seismic structure of the lunar mantle an overview, Proc. Lunar. Sci. Conf. 9th, 3575—3588.
- Goins, N.R., M.N. Toksöz, and A.M. Dainty (1978b) Seismic energy release of the moon (abstract), EOS. AGU, 59,315.
- Jarosch, H.S. (1977) The use surface reflections in lunar seismograms, Bull. Seism. Soc. Am., 67, 1647—1659.
- Johnston, D.H., T.R. McGetchin, M.N. Toksöz (1974) The thermal state and internal structure of Mars, J. Geophys. Res., 79, 3959—3971.
- Johnston, D.H., and M.N. Toksöz (1977) Internal structure and properties of Mars, Icarus, 32, 73—84.
- Kovach, R.L., and J. Watkins (1973a) The velocity structure of the lunar crust, Moon, 7, 63—75.
- Kovach, R.L., and J. Watkins (1973b) Apollo 17 seismic profiling—probing the lunar crust, Science, 180, 1063—1064.
- Kovach, R.L., and J. Watkins (1973c) The structure of the lunar crust at the Apollo 17 site, Lunar. Sci. Conf. 4th, 2549—2560.

- Lammlein, D.R. (1977) Lunar seismicity and tectonics, *Phy. Earth Planet. Interiors.*, 14, 224—273.
- Lammlein, D.R., G.V. Latham, J. Dorman, Y. Nakamura, and M. Ewing (1974) Lunar seismicity structure and tectonics, *Rev. Geophys. Space. Phys.*, 12 1—21.
- Latham, G.V., M. Ewing, F. Press, G. Sutton, J. Dorman, Y. Nakamura, N. Toksöz, R. Wiggins, J. Derr, and F. Duennebier 1970a Passive seismic experiments *Science*, 167, 455—457.
- Latham, G.M. Ewing, J. Dorman, D. Lammlein, F. Press, N. Toksöz, G. Sutton, F. Duennebier and Y. Nakamura (1971) Moonquakes, *Science*, 174, 687—692.
- Latham, G.V., M. Ewing, F. Press, G. Sutton, J. Dorman, Y. Nakamura, N. Toksöz, R. Wiggins, and R. Kovach (1970b) Passive seismic experiments, *NASA Spec. Publ. SP-235*, sect. 3, 39.
- Latham, G.V., M. Ewing, F. Press, G. Sutton, J. Dorman, Y. Nakamura, N. Toksöz, D. Lammlein, and F. Duennebier (1972) Passive seismic experiments, *NASA Spec. Publ. SP-315*, sect. 9, 1.
- Latham, G.V., M. Ewing, J. Dorman, D. Lammlein, F. Press, N. Toksöz, G. Sutton, F. Duennebier, and Y. Nakamura (1972a) moonquakes and lunar tectonism. *The Moon* 4, 373—382.
- Latham, G.V., M. Ewing, J. Dorman, D. Lammlein, F. Press, N. Toksöz, G. Sutton, F. Duennebier, and Y. Nakamura (1972b) Moonquakes and lunar tectonism from the Apollo passive seismic experiment, *Proc. Third Lunar Sci. Conf. Geochim. Cosmochim. Acta. Suppl. 3 Vol 3* pp 2519—2526. M.I.T. Press.
- Latham, G.V., M. Ewing, F. Press, G. Sutton, J. Dorman, Y. Nakamura, N. Toksöz, D. Lammlein, and F. Duennebier (1972c) Passive seismic experiments, In *Apollo 16 preliminary Science Report NASA SP-315 pp 9-1 -9-29*
- Latham, G.V., J. Dorman, F. Duennebier, M. Ewing, D. Lammlein, and Y. Nakamura (1973a) moonquakes, meteoroids, and the state of the lunar interior (abstract), In *Lunar Science-IV*, pp 457-459. The lunar. Sci. Inst. Houst.
- Latham, G.V., M. Ewing, J. Dorman, Y. Nakamura, N. Toksöz, D. Lammlein, F. Duennebier and A. Dainty (1973 b) Results from the Apollo Passive Seismic Experiment, In *Apollo 17 Preliminary Science Report, NASA Special Publication*.

- Mark, N., G.H. Sutton (1975) Lunar shear velocity structure at Apollo sites 12,14 and 15. *J. Geophys. Res.*, 80, 4932—4938.
- Mizutani, H., and D.F. Newbigging (1973) Elastic wave velocities of Apollo 14, 15 and 16 rocks and thermal conductivity profile of the lunar crust (abstract). In *Lunar Science—IV*, pp. 528—530. The Lunar Science Institute, Houston.
- Nakamura, Y. (1977a) Seismic energy transmission in an intensely scattering environment, *J. Geophys. Res.*, 43, 389—399.
- Nakamura, Y. (1977b) HFT events: shallow moon uakes? *Phys. Earth Planet. Interiors*, 14, 217—223.
- Nakamura, Y. (1978) Al moonquakes: source distribution and focal mechanism, *Lunar and Planetary Science IX*, pp 796—798, Lunar and Planetary Institute, Houston, Texas.
- Nakamura, Y., J. Dorman, F. Duennebier, M. Ewing, D. Lammlein, and G.V. Latham (1974a) High frequency lunar teleseismic events, *Proc. Lunar Sci. Conf. 5th*. 2883—2890.
- Nakamura, Y., G. Latham, D. Lammlein, M. Ewing, F. Duennebier, and J. Dorman (1974b) Deep lunar interior inferred from recent seismic data, *J. Geophys. Res. Lett.*, 1 137—140.
- Nakamura, Y., J. Dorman, F. Duennebier, D. Lammlein, and G. Latham (1975) Shallow lunar structure determined from the passive seismic experiment *Moon*, 13, 57—66
- Nakamura, Y., F. K. Duennebier, G.V. Latham, and H. Dorman (1976) Structure of the lunar mantle, *J. Geophys. Res.*, 81, 4818—4824.
- Nakamura, Y., G.V. Latham, J. Dorman, P. Horvath, and A. Ibrahim (1977) Seismic indication of broad—scale lateral heterogeneities in the lunar interior, a preliminary report, *Proc. Lunar Sci. Conf. 8th*, 487—498.
- Okal, E., and D.L. Anderson (1978) Theoretical models for Mars and their seismic properties *Icarus*, 33, 514—528.
- Phillips, R.J., and B.G. Bills (1979) Mars: crust and upper mantle structure (abstract), *Second International Colloquium on Mars*, 65—67.
- Sjogren, W.L. (1979) Mars gravity: High resolution results from Viking Orbiter II, *Science*, 203, 1006—1010.

- Thuurber, C.H., and M.N. Toksöz (1978) Martial lithospheric thickness from elastic flexure theory, *Geophys. Res. Lett.*, 5, 977—980.
- Todd, T., H. Wang, D. Richter, and G. Simmons (1973) Unique characterization of lunar samples by physical properties (abstract), In *Lunar Science—IV* pp 731—733. The Lunar Science Institute, Houston.
- Toksöz, M.N., F. Press, K. Anderson, A. Dainty, G. Latham, M. Ewing, J. Dorman, D. Lammlein, Y. Nakamura, G. Sutton, and F. Duennebieer (1972a) Velocity structure and properties of the lunar crust. *The Moon* 4, 490—504.
- Toksöz, M.N., F. Press, K. Anderson, A. Dainty, G. Latham, M. Ewing, J. Dorman, D. Lammlein, G. Sutton, F. Duennebieer, and Y. Nakamura (1972b) Lunar crust: structure and composition, *Science* 176, 1012—1016.
- Toksöz, M.N., F. Press, A. Dainty, K. Anderson, G. Latham, M. Ewing, J. Dorman, D. Lammlein, G. Sutton, and F. Duennebieer (1972c) Structure, composition, and properties of lunar crust. *Proc. Third Lunar Sci. Conf., Geochim. Cosmochim. Acta, Suppl. 3. Vol. 3* pp 2527—2544.
- Toksöz, M.N., F. Press, A. Dainty, and K. Anderson (1973a) Lunar velocity structure and compositional and thermal inferences. *The Moon*. In press.
- Toksöz, M.N., F. Press, A. Dainty, S. Solomon, and K. Anderson (1973b) Lunar structure, compositional inferences and thermal history (abstract). In *Lunar Science—IV*, pp. 734—736. The Lunar Science Institute, Houston.
- Toksöz, M.N., A. Dainty, S. Solomon, and K. Anderson (1973b) Velocity structure and evolution of the moon. *Proc. Fourth Lunar Sci. Conf., Geochim. Cosmochim. Acta, Suppl. 4. Vol. 3*, pp. 2529—2547. Pergamon press.
- Toksöz, M.N., (1975) Lunar and planetary seismology, *Rev. Geophys. Space Phys.*, 13, 306—324.
- Toksöz, M.N., and A.T. Hsui (1978) Thermal history and evolution of MARS, *Icarus*, 34, 537—547.
- Toksöz, M.N., and D.H. Johnston (1977) The evolution of the moon and



- the terrestrial planets. Soviet—American Conf. on Cosmochemistry of the moon and planets, NASA publ. SP—370, 295—327.
- Toksöz, M.N., A.M. Dainty, S.C. Solomon, and K.R. Anderson (1974) Structure of the moon, *Rev. Geophys. Space Phys.*, 12, 539—567.
- Toksöz, M.N., N.R. Goins, and C.H. Cheng (1977) Moonquakes: mechanism and relation to tidal stresses, *Science*, 196, 979—981.
- Voss, J., W. Weinrebe, F. Schildknecht, and R. Meissner (1976) Filter processes applied to the scattering parts of lunar seismogram for identifying the 300 km discontinuity and the lunar grid system, *Proc. Lunar Sci. Conf. 7th*, 3133—3142.
- Wang, H., T. Todd, D. Richter, and G. Simmons (1973) Elastic properties of plagioclase aggregates and seismic velocities in the moon (abstract). In *Lunar Science—IV*, pp. 758—760. The Lunar Science Institute, Houston.
- Warren, N., O.L., Anderson, and N. Soga (1972) Applications to lunar geophysical models of the velocity—density properties of lunar rocks, glasses and artificial lunar glasses. *Proc. Third lunar Sci. Conf., Geochim. Cosmochim. Acta, Suppl. 3, Vol. 3*, pp. 2587—2598. M.I.T. Press.
- Watkins, J.S., and R.L. Kovach (1973) Seismic investigation of the lunar regolith. *Proc. Lunar Sci. Conf. 4th*, 2561—2574.

## TOPRAK DOLGU BARAJLARIN DEPREM ANALİZİNDE YENİ TİP YAPISAL DENKLEMLER

Dr. Atilla M. Ansal \*

### GİRİŞ

Toprak dolgu barajların deprem yükleri altında davranışlarını incelemek ve araştırmak amacıyla yeni tip yapısal denklemlere dayanan bir yaklaşım yolu geliştirilmiş ve bu yöntemin uygulanabilirliği küçük bir toprak baraj örnek seçilerek gösterilmiştir. Önerilen analiz yöntemi iki bölüm olarak ele alınmış, ilk bölümde zeminler için daha genel ve gerçekçi yapısal denklemlerin çıkarılmasına çaba sarfedilmiş ikinci bölümde ise toprak dolgu barajların deprem yükleri altında analizi için iki fazlı ortam teorisine dayanan bir sonlu elemanlar bilgisayar programı geliştirilmiştir.

Zeminlerin iki fazlı malzeme olarak düşünülmeleri ve böylece iki faz arasında bağımlılığın (coupling) zemin dane yapısında ve boşluk suyundaki gerilme dağılımlarının bulunmasında gözönüne alınması, zemin davranışlarının daha doğru ve gerçekçi bir biçimde incelenmesine olanak tanımaktadır. Bugüne kadar bu konuda geliştirilmiş analiz yöntemlerinin hemen hemen hepsi zeminleri tek fazlı olarak ele almakta ve boşluk suyu basıncı değişikliklerini ana bağıntılardan bağımsız olarak bir takım amprik denklemler ile bulunmasını öngörmektedir. Bu çalışmanın amacı mümkün olduğu ölçüde endokronik yapısal denklemler ve iki fazlı ortam teorisinin toprak dolgu barajların deprem analizine uygulanmasında ortaya çıkan yararları ve sağladığı olanakları göstermek ve bir ölçüde, teorik olarak, önerilen analiz yönteminin uygulanabilirliğini araştırmaktır.

(\*) İ.T.Ü. Maçka İnşaat Fakültesi

Örnek olarak seçilmiş toprak dolgu barajın deprem analizi iki şekilde (a) endokronik yapısal denklemlerden (b) lineer elastik gerilme—şekil değiştirme bağıntılarından yararlanarak iki ayrı gerçek deprem kaydı (a) 1940 Kaliforniya depreminde El Centro ivme kayıtlarından elde edilmiş ve düzenlenmiş kuzey—güney bileşeni, (b) 1971 San Ferrando depreminde Pacoima ivme kayıtlarından elde edilmiş ve düzenlenmiş güney 74° batı bileşeni kullanılarak yapılmıştır.

## ZEMİNLER İÇİN ENDOKRONİK YAPISAL DENKLEMLER

Gerçek mühendislik problemlerini incelemek ve çözüm bulmak amacıyla geliştirilmiş analitik yöntemlerin kullanılmalarının anlamı olabilmeleri için, diğer bazı şartların yanında, kullanılan malzemelerin tabiatta oluşabilecek çok boyutlu gerilme—şekil değiştirme—zaman etkileri altında davranışlarını model edebilecek uygulanabilir yapısal denklemlerin bulunması gerekir. Endokronik teoride bu gereksinimden dolayı ortaya çıkmış ve geliştirilmiştir. İlk olarak Valanis (1971) tarafından metal bileşimlerin davranışlarını model etmek amacıyla önerilmiş olan endokronik yapısal denklemlerde malzemenin elastik olmayan ve gerilme geçmişine bağlı davranışları adına içsel zaman birimi denen bir içsel değişken yardımıyla belirlenmeğe çalışılmıştır. Bu yaklaşım daha sonra zeminler için geliştirilmiş (2, 4, 15) ve zeminlerin diğer malzemelerden farklı olan hacimsel davranışları da gözönüne alınarak ikinci bir içsel değişkeninde kullanılması önerilmiştir.

İçsel zaman biriminin benimsenmesinin başlıca amacı olmuş şekil değişmelerinin ve gerçek zamanın sönümleyici etkilerinin bağımsız olarak yapısal denklemler içinde ele alınabilmesi içindir. Bu nedenle içsel zaman birimi,  $z$ , birim şekil değiştirmenin ve gerçek zamanın bir fonksiyonu olmak zorundadır. Burada gerçek zamana bağımlılık yüklenme hızına bağımlılığı gösterir ve sadece kohezyonlu zeminler için önem kazanır. Kalıcı şekil değiştirmelerin oluşmasının sürekli olduğu varsayılarak içsel zaman birimi adımı,  $dz$ , konum değiştirme birimi adımı,  $dx$ , ve gerçek zaman adımı,  $dt$ , cinsinden

$$(dz)^2 = (dx/z_1)^2 + (dt/T_1)^2 \quad (1)$$

şeklinde verilebilir. verilebilir. Burada  $Z_1$  ve  $T_1$  malzeme özelliklerine sabit katsayılardır.

Zeminlerde elastik olmayan davranışların nedeninin deviatorik (kayma) şekil değiştirmelere bağlı olarak zemin daneleri arasında kalıcı yer değiştirmelerin olduğu varsayılarak bu yer değiştirmelerin birikimi adına konum değiştirme birimi,  $(x)$  denen bir değişkenle gösterilmiştir. Konum değiştirme birimi ölçülemeyen teorik bir kavram olup,

$$dx = F(\epsilon, Q, x) dw \quad (2)$$

eşitliği ile tanımlanır. Burada  $w$  ile gösterilen değişkene şekil bozma birimi denilmekte ve kalıcı şekil değiştirmelerin yalnız deviatorik şekil değiştirmelerden dolayı meydana geleceği varsayımına dayanarak

$$dw = \sqrt{\frac{1}{2} de_{ij} de_{ij}} \quad (3)$$

eşitliği ile verilmektedir. Bu bağıntıda  $e_{ij} = \epsilon_{ij} - \delta_{ij} \epsilon$  birim şekil değiştirme tansörünün deviatorik (kayma) bileşenini ( $\epsilon = \frac{1}{3} \epsilon_{kk}$  birim hacim değişikliğini ve  $\delta_{ij}$  Kronecker deltası) göstermektedir.

Kalıcı şekil değiştirmelerine zemin danelerinin yer değiştirmelerinin yol açmasından ötürü birim şekil değiştirmesi adımı, deij konum değiştirmesi birimi adımı,  $dx$ , ile orantılı olmakta ve bu orantı katsayıda adına şekil değiştirme pekleşmesi—yumuşaması fonksiyonu,  $F(\epsilon, Q, x)$ , denen; gerilme,  $Q$ , şekil değiştirme,  $\epsilon$ , durumlarına ve konum değiştirme birimine bağlı bir fonksiyon yardımıyla belirlenmektedir. Zeminlerin statik ve dinamik yükler altında davranışlarında (4, 15) belirli bir noktadan sonra konum değiştirme biriminin artış hızının çok yavaşladığı gözlenmiştir. Bu durumu daha gerçekçi bir biçimde model edebilmesi için konum değiştirme birimi adımını

$$dx = dn/f(n) \quad (4)$$

bağıntısı ile vermek daha uygun olur. Burada,

$$dn = F_1(\epsilon, Q) dx \quad (5)$$

eşitliği ile verilen  $\eta$  değişkeni sürekli olarak artan kalıcı yer değiştirmeleri gösteren bir ara değişkeni,  $F_1(\epsilon, Q)$  fonksiyonu zeminlerin davranışlarını belirleyen faktörleri gerilme ve şekil değiştirme

tansörleri cinsinden içeren yumuşama—pekleşme fonksiyonunu,  $f(n)$  ise konum değiştirme biriminin artış hızını azaltan bir sınırlama fonksiyonunu gösterir.

Zeminlerde diğer birçok malzemeden farklı olarak kayma gerilmeleri ve kayma şekil değiştirmeleri altında kalıcı hacim değişiklikleri oluşur. Burada hidrostatik çevre basıncındaki artış ve eksilmelerden ötürü meydana gelen hacim değişiklikleri (konsolidasyon veya şişme) farklı bir olayı gösterdiklerinden bu safhada ele alınmamıştır. Bu durumda kalıcı birim hacim değişikliği,  $\epsilon''$ , adına genişleme—yoğunlaşma birimi,  $\lambda$ , denen ikinci bir içsel değişken yoluyla ve

$$d\epsilon'' = d\lambda = L(\epsilon, Q, \lambda) d \quad (6)$$

bağıntısı ile belirtilebilir. Kalıcı hacim değişikliğinin yükleme hızına bağımlılığı içsel zaman biriminin yükleme hızına bağımlılığına benzer bir biçimde

$$(d\lambda)^2 = (d'\lambda)^2 + (Q_e dt/t_2)^2 \quad (7)$$

eşitliği ile tanımlanır. Burada  $Q_e$  efektif çevre gerilmesini  $t_2$  ise bir sabit malzeme katsayısını göstermektedir.

Önerilen yapısal denklemlerde içsel zaman birimi, genişleme-yoğunlaşma birimi gibi içsel değişkenlerin kullanılması, belirli bir düzeyde teorik olarak zeminlerin mikroskopik dane yapısındaki değişikliklerin makroskopik açıdan belirtilebilmesine olanak yaratmaktadır. Buradaki  $F$  ve  $L$  fonksiyonları her değişik malzeme için yarı ampirik bir biçimde, seçilmiş deney neticelerine göre elde edilir.

Kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerin davranışları birbirlerinden farklı olduğu için bu içsel değişkenlere dayanan içsel fonksiyonlarında her iki tip zemin içinde ayrı ayrı ele alınması ve irdelenmesi gerekir. (2, 3, 11)

Zeminler genel olarak bir gerilme değişikliğinin etkisi altında şekil değiştirirken; (a) elastik ve kalıcı şekil değiştirmeler gerilmelerin uygulandığı ilk andan itibaren başlar, (b) efektif çevre gerilmesinin bu davranışta önemli bir rolü vardır, (c) meydana gelen hacim değişikliğinin iki nedeni olup bunlardan biri efektif çevre gerilmesi değişikliği ikincisi ise kayma gerilmeleridir, (d) elastik şekil değiştirmeler için geçerli elastisite modülü sabit olmayıp efektif

çevre gerilmesinin ve oluşmuş toplam kalıcı hacim değişikliğinin değerlerine bağlı olarak değişir. Bu davranış özelliklerine bağlı olarak ve ele alınan zemin elemanının homojen ve izotropik olduğu varsayılırsa gerilme—şekil değiştirme bağıntıları hacimsel ve deviatorik bileşenler cinsinden

$$de_{ij} = \frac{ds_{ij}}{2G} + \frac{s_{ij}}{2G} dz \quad (8)$$

$$d\epsilon = \frac{dQ'}{3K} + d\epsilon'' \quad (9)$$

eşitlikleri ile verilebilir. Burada  $s_{ij} = Q_{ij} - \delta_{ij} Q'$ ,  $Q'$  efektif gerilme tensörünün deviatorik (kayma) bileşenini,  $Q' = (1/3) Q_{kk}$  efektif çevre gerilmesini,  $G$  ve  $K$  da zemin elemanının elastik kayma ve hacimsel sıkışma modüllerini göstermektedir.

## İKİ FAZLI ORTAM YAKLAŞIMI

Suya doygun zeminlerin gerilme - şekil değiştirme davranışlarını incelerken zeminlerin iki fazlı bir ortam olarak ele alınmaları Biot (1955, 1956) tarafından önerilmiştir. Bu önerisinde Biot elastisite ve termodinamik bilimlerinden yararlanarak ilk statik yükler altındaki davranışlar, ve daha sonrada suya doygun boşluklu bir ortamda gerilme dalgaları dağılımı için bir takım bağıntılar vermiştir. Bu bağıntılar esas olarak (a) zeminlerin izotropik, (b) gerilme - şekil değiştirme davranışlarının lineer elastik, (c) boşluk suyunun sıkışabilir, (d) Darcy kanununun geçerli ve (e) şekil değiştirmelerin küçük olduğu varsayımlarına dayanır. Burada zeminlerin lineer elastik olduklarına ait varsayım gerçekte geçerli olmadığı açıktır. Fakat genede boşluk suyunun sıkışabilir olduğu kabul etmek ve bağıntıları çıkarırken bunu gözönüne almak özellikle boşluk suyu basıncı oluşumlarını analiz edebilme açısından büyük bir açıklık ve esneklik getirmektedir. Zeminlerin izotrop olduğunu varsaymak, ilk aşamada, gerilme - şekil değiştirme bağıntılarının hacimsel ve deviatorik bileşenler cinsinden matematiksel olarak daha az karmaşık bir şekilde belirtilebilmesine olanak sağladığı için yararlıdır.

Yapılmış varsayımlardan yararlanarak elastik fakat lineer olmayan iki fazlı ortamlar için gerilme - şekil değiştirme bağıntılarında Biot ve Willis (1957) tarafından geliştirilmiş ve adimsal olarak

$$d Q_s = P d \epsilon_s^{el} + Q d \epsilon_f^{el} \quad (10)$$

$$d Q_r = Q d \epsilon_s^{el} + R d \epsilon_r^{el} \quad (11)$$

$$d \tau_s = G d \gamma^{el} \quad (12)$$

eşitlikleri ile verilmiştir. Burada  $Q_s$  ve  $\epsilon_s^{el} = \epsilon_{skk}$  zemin dane yapısının,  $Q_r$  ve  $\epsilon_r^{el} = \epsilon_{\gamma}^{el}$  boşluk suyunun aldığı hacimsel gerilmeyi ve birim hacim değişikliğini,  $\tau_s$  ile  $\gamma_s$  zemin dane yapısının aldığı kayma gerilmesini ve birim kaymayı,  $P$ ,  $Q$ , ve  $R$  iki fazlı ortamın hacimsel elastisite modüllerini ve  $G$  de zeminlerin kayma modülünü göstermektedir.

İki fazlı ortamın elastisite modüllerinin ( $P$ ,  $Q$ ,  $R$ ) elde edilmesi için ilk önce Biot (1956) ve daha sonrada Ishihara (1967) tarafından önerilen bağıntılar oldukça karmaşık olup pratik problemler için kullanılmaları zordur. Bu çalışmada gene aynı varsayımlara dayanarak Bazant ve Krizek (1975) tarafından yapılmış incelemede bu elastisite modülleri için önerilmiş basitleştirilmiş yaklaşık ve

$$Q = \frac{1-n}{C_w} \quad (13)$$

$$R = \frac{n}{C_w} \quad (14)$$

$$P = \frac{I}{C_b} + \frac{Q^2}{R} \quad (15)$$

eşitlikleri ile verilen bağıntılar kullanılmıştır. Burada  $n$  zeminin porozitesini  $C_w$  suyun sıkışabilirlik,  $C_b$  zemin dane yapısının hacimsel sıkışabilirlik katsayılarını göstermektedir.

Zeminlerin elastik kayma modülünün,  $G$ , değiştiği gözönüne alınarak bu değişmeye yol açan başlıca faktörlere (efektif çevre gerilmesi, boşluk oranı, gerilme ve deformasyon geçmişi) dayanan bağıntılar geliştirilmiştir. Burada kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminler için bu faktörlerin etkileri farklı olacağından her iki tip zemin için farklı eşitlikler çıkarılmış ve kullanılmıştır. (4, 5). Bu tip bir yaklaşımla zemin yapısının elastik özellikleri daha gerçekçi bir şekilde belirlenebilmekte ve diğer araştırmacılar tarafından önerilmiş dinamik kayma modülü, yükleme ve boşaltma modülleri gibi yarı amprik tanımlara gerek kalmamaktadır.

Bir zemin elemanı için P,Q,R ve G modülleri tanımlandıktan sonra o elemanın davranışı bulmak için (10) (11) ve (12) nolu denklemleri zaman içinde sınır şartları ve hareket denklemlerine göre çözmek yeterlidir. Yalnız daha öncede belirtildiği gibi zeminler lineer elastik bir malzeme değildir. Bu yüzden (10) (11) ve (12) nolu denklemleri kalıcı şekil değiştirmeleride içerecek şekilde değiştirmek gerekir. Bunu yapmanın bir yoluda iki fazlı ortam bağıntılarını, elastik şekil değiştirmeleri toplam ve kalıcı şekil değiştirmelerin farkı olarak belirterek

$$d Q_s = P(d \epsilon_s - d \epsilon_s'') + Q (d \epsilon_f - d \epsilon_f'') \quad (16)$$

$$d Q_f = Q (d \epsilon_s - d \epsilon_s'') + R (d \epsilon_f - d \epsilon_f'') \quad (17)$$

$$d T_s = G (d \gamma_s - d \gamma_s'') \quad (18)$$

eşitlikleri ile tanımlamaktır. Burada  $\epsilon_f$ ,  $\epsilon_s$  ve  $\gamma_f$  toplam hacimsal ve kayma şekil değiştirmelerini,  $\epsilon_f''$ ,  $\epsilon_s''$  ve  $\gamma_f''$  kalıcı hacimsal ve kayma şekil değiştirmelerini göstermektedir. Boşluk suyu için verilmiş  $\epsilon_{f''}$  kalıcı hacimsal şekil değiştirme aşlında boşluk suyu lineer elastik kabul edildiğinden kalıcı şekil değiştirmeyi değil ele alınan zemin elemanından dışarı çıkan suyu göstermektedir.

İki fazlı ortam bağıntılarında verilen Q elastisite modülü iki faz arasındaki bağımlılığı göstermekte ve elastik şekil değiştirme adımlarının bir fonksiyonu olan adımsal şekil değiştirme enerjisinin gözönüne alınmasından ortaya çıkmaktadır. P ve R modülleri ise her zaman pozitif olup  $PR - Q^2 > 0$  eşitsizliğini sağlamakta ve böylece ortamın elastik modülleri matrisi her zaman pozitif kalarak sistemin stabilitesi sağlanmaktadır.

İki fazlı ortam için verilmiş (16) (17) ve (18) nolu bağıntılar genellikle kapalı çözümler elde edilemeyen dinamik problemlerde başvurulan adımsal çözüm yöntemlerine uygun düşmektedir. Bu bağıntıların uygulanmasında en önemli nokta kalıcı şekil değiştirmelerin bulunması olup da bu da burada önerilen endokronik yapısal denklem yardımıyla çözümlenmektedir.

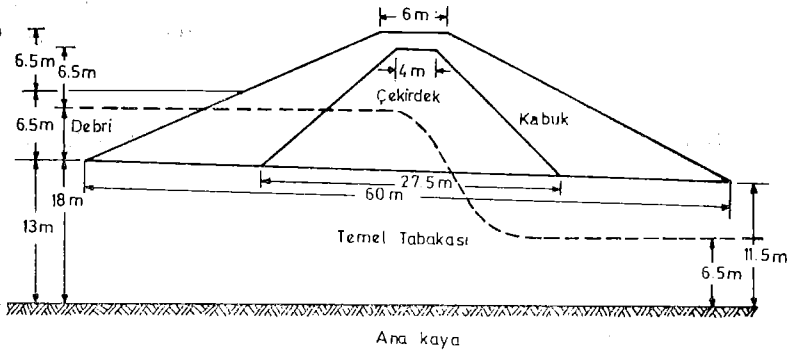
## SONLU ELEMANLAR ANALİZİ

Açıklanmış olan yapısal denklemlere ve iki fazlı ortam teorisini kullanarak örnek olarak seçilen toprak dolgu barajın deprem analizini yapabilmek amacıyla bir sonlu elemanlar programı geliş-



tirilmiştir. Genellikle böyle bir problemde üç boyutlu çözüm oldukça karmaşık olup ayrıca da bilgisayarlarda yeterli bellek alanı bulunamaması ve işlem sürelerinin çok uzun olması gibi problemlere yol açar. Bu yüzden vade çoğunlukla baraj uzunluğunun kesit boyutlarına göre çok büyük olması nedeniyle baraj orta noktasından geçen bir kesitte iki boyutlu düzlemsel şekil değiştirme durumu için inceleme yapmak alışlagelmiş bir yaklaşım yoludur.

Seçilmiş olan kesitte sabit birim şekil değiştirmeli üçgen elemanlar kullanılmış ve eleman boyutları gerilme yoğunluklarının fazla olacağı tahmin edilen bölgelerde küçültülmüştür. Her eleman için malzeme özellikleri ayrı ayrı tanımlanarak baraj kesitinde kullanılmış olan farklı zeminlerin etkisi gözönüne alınmıştır. Örnek olarak ele alınan toprak dolgu baraj zonlu bir baraj olup her zonda kullanılmış zemin cinsleri için verilmiş indeks özellikleri değerlerine göre baraj temel zemini ve şevler kohezyonsuz, çekirdek ve menba tarafından bulunan debri (ince danelerin çökmesiyle meydana gelmiş dolgu) kohezyonlu zeminlerden oluşmaktadır. Barajın dinamik analizi Şekil 1. de gösterilen kesitte belirtildiği gibi barajın boş ve yeraltı su seviyelerinin şekilde gösterildiği gibi olduğu durum için yapılmıştır. Menba ve mansap tarafındaki yeraltı su seviyeleri farkından (yaklaşık 12 m) dolayı oluşacak akım kuvvetlerinin mevcut statik yükler ve de dinamik yükler nedeniyle oluşabilecek kuvvetlere göre önemsiz olacakları varsayılarak hesaplarda gözönüne alınmamıştır. Ayrıca burada değişik bölgelerde bulunan elemanların drenaj koşulları ile ilgili bir takım varsayımlarında yapılması gerekmektedir. Kohezyonlu zeminlerden oluştuğu bilinen debri kısmı için yeraltı su seviyesi üstünde kalan kısımda içinde olmak koşuluyla suya doygun olarak ve bu-



Şekil 1 - Örnek olarak seçilmiş toprak dolgu barajın kesiti

radaki elemanların deprem yükleri altında küçük permeabilite değerleri nedeniyle drenajsız koşullarda şekil değiştireceği düşünülmüştür. Aynı şekilde kohezyonlu zeminlerden oluşan çekirdeğin yeraltı su seviyesi altında kalan kısmının suya doymun olduğu ve drenajsız koşullarda şekil değiştireceği, yeraltı su seviyesi üstünde kalan kısmının ise suya doymun olmaması nedeniyle tek fazlı ortam gibi alınabileceği ve oluşabilecek boşluk suyu basınçları ihmal edilebileceği varsayılmıştır. Kohezyonsuz, kaba daneli zeminlerden oluşan temel tabakası ve şevlerin yeraltı su seviyesi üzerinde kalan kısımlarının kuru yeraltı su seviyesi altında kalan kısımları ise suya doymun olduğu ve suya doymun kısımlarda permeabilitenin görelî olarak büyük olması nedeniyle şekil değiştirme sırasında iki fazlı ortam yaklaşımı çerçevesinde kısmî drenaj olabileceği gözönüne alınmıştır.

İki fazlı sonsuz küçük bir eleman için denge denklemleri;

$$\sigma_{s,i,i} + \tau_{s,ij,j} = (p_1 + p_a) \ddot{U}_{s,i} - p_a \ddot{U}_{F,i} + b (\ddot{U}_{s,i} - \ddot{U}_{F,i}) \quad (19)$$

$$\sigma_{s,j,j} + \tau_{s,ij,i} = (p_1 + p_a) \ddot{U}_{s,j} - p_a \ddot{U}_{F,j} + b (\ddot{U}_{s,j} - \ddot{U}_{F,j}) - p_1 g \quad (20)$$

$$\sigma_{F,i,i} = (p_2 + p_a) \ddot{U}_{F,i} - p_a \ddot{U}_{s,i} - b (\ddot{U}_{s,i} - \ddot{U}_{F,i}) \quad (21)$$

$$\sigma_{F,j,j} = (p_2 + p_a) \ddot{U}_{F,j} - p_a \ddot{U}_{s,j} - b (\ddot{U}_{s,j} - \ddot{U}_{F,j}) - p_2 g \quad (22)$$

eşitlikleri belirtmekte olup burada  $P_1 = (1-n) P_s$ ,  $P_2 = n P_f$  ve  $P_s$ ,  $P_f$  de zemin dane ve boşluk suyunun kitlesel yoğunluklarını,  $p_a$  iki faz arasındaki bağımlılığın (coupling) neden olduğu bağımlı kitlesel yoğunluğu,  $b$  suyun Darcy kanununa göre akımından kaynaklanan bir söndürme katsayısını  $\ddot{U}_{s,i}$ ,  $\ddot{U}_{s,j}$ ,  $\ddot{U}_{F,i}$ ,  $\ddot{U}_{F,j}$  dane yapısının hız ve ivme bileşenlerini  $\ddot{U}_{F,j}$ ,  $\ddot{U}_{F,i}$ ,  $\ddot{U}_{F,j}$ ,  $\ddot{U}_{F,j}$  boşluk suyunun hız ve ivme bileşenlerini,  $\sigma_{s,ij}$  ve  $\sigma_{F,ij}$  dane yapısında ve boşluk suyunda Biot tipi gerilmeleri göstermektedir. Problemin çözümü bu denge denklemlerin iki faz arasındaki hacimsel bağımlılığı da içeren iki fazlı ortam gerilme şekil değiştirme denklemleri (Denklemler 16, 17, 18) ile birlikte çözülmesini gerektirmektedir.

Böyle elasto—plastik malzeme davranışlarının rijidite matrisi yöntemleriyle bulunmasında bir yol kalıcı şekil değiştirmelere yol açan gerilmeleri ısı farklılaşmasından dolayı meydana gelen gerilmeler gibi ele alarak gerilme - şekil değiştirme bağıntısını

$$\{Q\} = [D] \{\epsilon\} + \{C''\} \quad (23)$$

eşitliği ile vermek olabilir. Bu çalışmada bu yol benimsenmiş olup  $\{Q''\}$  kalıcı şekil değiştirmelerden hesaplanan gerilme vektörünü göstermektedir.

Sonlu elemanlar yönteminin denklemleri problemin lineer olmayan niteliğinden ötürü ard arda adımsal olarak çözülmesi gerektiğinden virtüel kavramına dayanarak adımsal olarak

$$[K_m] \{\Delta U_{im}\} + \{F_{im\sigma}\} + [M] \{\Delta \ddot{U}_{im}\} + [C_m] \{\Delta \dot{U}_{im}\} - \{T_m\} = 0$$

eşitliği ile verilebilir. Burada bir eleman için  $[K_m]$  rijidite,  $[M_m]$  kütle,  $[C_m]$  söndürme matrislerini  $\{F_{im}\}$  plastik gerilme ve  $\{T_m\}$  de yük vektörünü göstermektedir.

Zemin dane yapısı — boşluk suyu iki fazlı sisteminin söndürme özellikleri tanımlanırken Biot (1956) tarafından da önerildiği gibi zeminin porozitesinin ve permeabilitesinin belirleyici olacağı düşünülerek söndürme katsayısı

$$b = \frac{un^2}{k} \quad (25)$$

eşitliği ile verilmektedir. Burada  $n$  zeminin porozitesini  $k$  permeabilitesini  $\mu$  ise suyun viskozitesini göstermektedir. Kuru ve kuruya yakın zeminlerde iki faz arasında bağımlılıktan dolayı bir söndürme olayı olmayacağından ve yapısal denklemlerin içinde malzemenin söndürme olayı ele alınmış bulunmasından söndürme matrisine gerek kalmayacaktır.

Kitle matrisi yayılı türden olmakta ve gene zemin dane ve boşluk suyunun birbirine göre hareket etmesinden ortaya çıkan bağımlılık gözönüne alınmaktadır.

Rijitlik, söndürme, kitle matrislerinin ve plastik gerilme ile yük vektörlerin entegrasyonu ve bütün sistem için birleştirilmesinden sonraki adım (24) nolu denklemin bütün sistem için verilen bir deprem ivme kaydına göre çözülmesidir. Bu differansiyel denklem takımının çözümü ivme, hız ve ötelenme arasında basit bir ilişki kullanılarak elde edilebilir. Yalnız varsayılan bu ilişki sadece kısa zaman aralıklarında geçerli olmaktadır. Burada adım adım entegrasyona

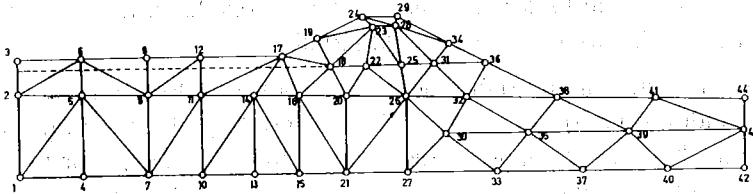
elverişli olan lineer ivme metodu, Wilson  $\phi$  metodu tercih edilmiştir. Bu metodda uzatılmış bir zaman aralığında,  $T = \phi \Delta t$  ivmenin lineer olduğu varsayılır ve stabilitenin sağlanabilmesi için  $\phi > 1.37$  alınmaktadır.

## BARAJIN DİNAMİK DAVRANIŞI

Daha önceki bölümlerde özetlenen kavramlar çerçevesinde bir sonlu elemanlar programı geliştirilmiş ve örnek olarak seçilmiş bir toprak dolgu barajın deprem yükleri altında davranışı incelenmiştir. Bu çalışmanın bir ön çalışma bir fizibilite çalışması olduğu düşünüülerek bilgisayar işlem zamanını azaltmak amacıyla görece olarak büyük elemanlar kullanılmıştır.

Toprak dolgu barajların deprem yükleri altında davranışları birçok araştırmacı tarafından incelenmiş fakat önerilmiş inceleme yöntemlerinin bir çoğu psüdo—statik veya tek boyutlu analiz (Newmark, 1965; Seed, 1966; Seed and Martin, 1966; Ambraseys ve Sarma, 1967; Wu ve Kraft, 1970; Sarma, 1975; Maksidi ve Seed, 1978) veya elastik gerilme-şekil değiştirme bağıntılarına dayanan iki boyutlu sonlu elemanlar (Clough ve Chopra, 1966; Dibaç ve Penzien, 1969; Seed, Lee ve Idriss, 1969; Seed, et al 1975) analizleridir. Bu yöntemlerde zemin elemanlarının kalıcı şekil değiştirmeleri ve boşluk suyu basıncının değişmesi amprik dış bağıntılar yardımıyla bulunmaktadır. Sadece Ghaboussi ve Wilson (1973), zeminlerin davranışlarını elastik olduğunu varsayarak fakat gerçekçi çözümler elde edebilmek için elastik ve lineer olmayan yapısal denklemlerin gerektiğini belirterek, iki fazlı ortam teorisini analizlerinde kullanmışlardır.

Bu çalışmanın ilk aşamasında Şekil - 2 de verilen iki boyutlu eleman ağı için elastik gerilme-şekil değiştirme bağıntıları kulla-



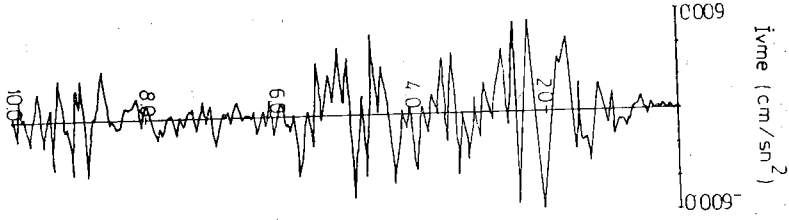
Şekil 2 — Toprak dolgu barajın deprem analizi için kullanılan sonlu eleman ağı.

nılarak iki fazlı ortam yaklaşımına dayanan bir sonlu elemanlar bilgisayar programı geliştirilmiştir. İkinci aşamada gerilme - eşkil değiştirme bağıntıları olarak endokronik yapısal denklemler ele alınmış ve sonlu elemanlar programı bu bağıntılara göre geliştirilmiştir. Toprak dolgu barajın dinamik analizi ilk olarak 1940 Kaliforniya denkleminde elde edilmiş El Centro ivme kayıtlarından Şekil - 3 de gösterilmiş düzeltilmiş ve en büyük ivmesi —587.8 cm/san<sup>2</sup> olacak şekilde düzenlenmiş Kuzey-güney bileşiminin ilk 10 saniyelik kısmı kullanılarak yapılmıştır. Dinamik analiz ikinci kere 1971 San Fernando depreminde elde edilmiş Şekil - 4'de verilen ve en büyük ivmesi 638 cm/san<sup>2</sup> olacak şekilde düzenlenmiş Pacoima ivme kaydının ilk 20 saniyelik kısmı kullanılarak tekrar edilmiştir.

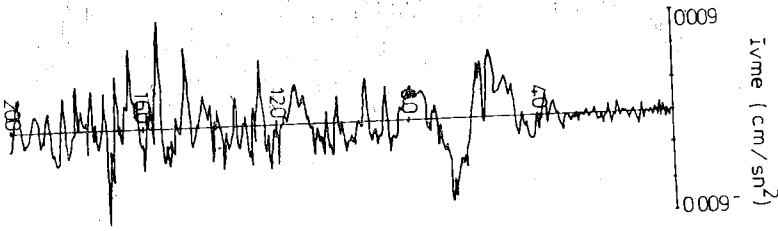
Birinci bölümde elastik ve endokronik gerilme şekil değiştirme bağıntıları kullanılarak bulunan davranışlar ana kayaya göre göreceli olarak bulunmuş yatay ivme, hız ve deplasman kayıtları cinsinden barajın tepe ve orta yükseklikteki iki düğüm noktası için Şekil - 5, 6 ve 7 de gösterilmiştir. Burada ilginç olan elastik ve endokronik çözümler arasında ivme ve hız kayıtları açısından çok az bir farklılık bulunmuş olmasıdır. Ayrıca tepe noktasında hesaplanmış en büyük ivme değeri ana kaya için alınmış değere çok yakındır. Bu durum Seed, et. al (1975) tarafından önerilmiş dinamik analiz metodunda da gözlenmiş olup Scott (1973) tarafından Alt San Fernando barajında 1971 Şubat depreminde elde edilmiş sismograf kayıtlarında da böyle bir benzerliğin gözlenmiş olmasına dayanılarak gerçekleri yansıttığı söylenebilir.

Diğer yandan her iki çözüm arasında yatay deplasmanlar cinsinden (Şekil - 7) farklılıklar bulunmaktadır. Endokronik yapısal denklemlere dayanan çözüm doğal ve daha gerçekçi olarak daha büyük ve de kalıcı deplasmanlar vermektedir. Burada deplasman mertebelerinin göreceli olarak küçük olmaları seçilmiş barajın küçük bir baraj olması nedeniyle rijid bir yapı meydana getirmiş olmasıyla ve baraj kesitinde kullanılmış malzeme özelliklerini sıkı ve katı malzeme özellikleri olmasıyla açıklanabilir.

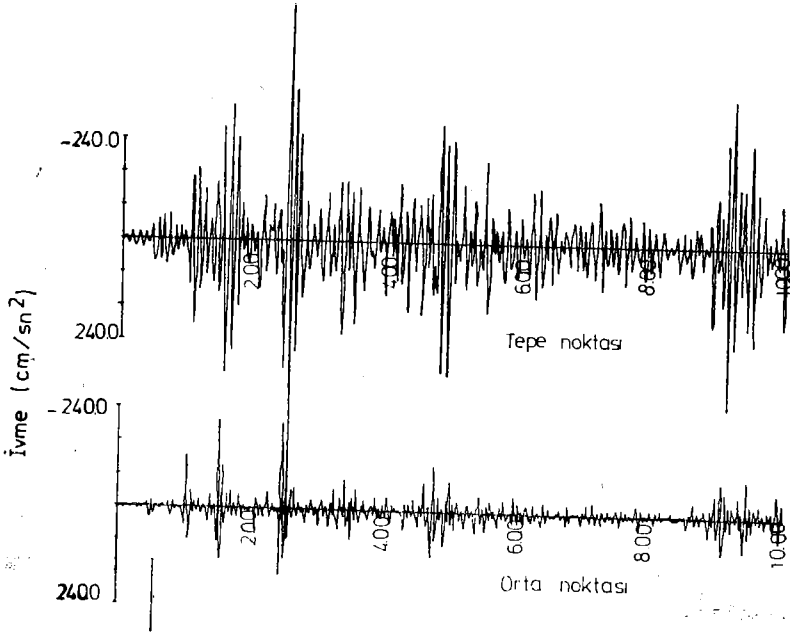
Çalışmanın ikinci bölümünde aynı toprak dolgu baraj bu kez yalnız endokronik gerilme şekil değiştirme bağıntıları kullanılarak farklı bir deprem kaydı için tekrar incelenmiştir. Daha öncede belirtildiği gibi bu amaç için seçilmiş Pacoima ivme kaydının en büyük ivme değeri ile ilk bölümde kullanılmış El Centro ivme kaydının en büyük ivme değeri birbirine yakındır. Analiz Pacoima ivme kaydının 20 saniyelik ilk bölümü kullanılarak yapılmış olup ana kayaya göre



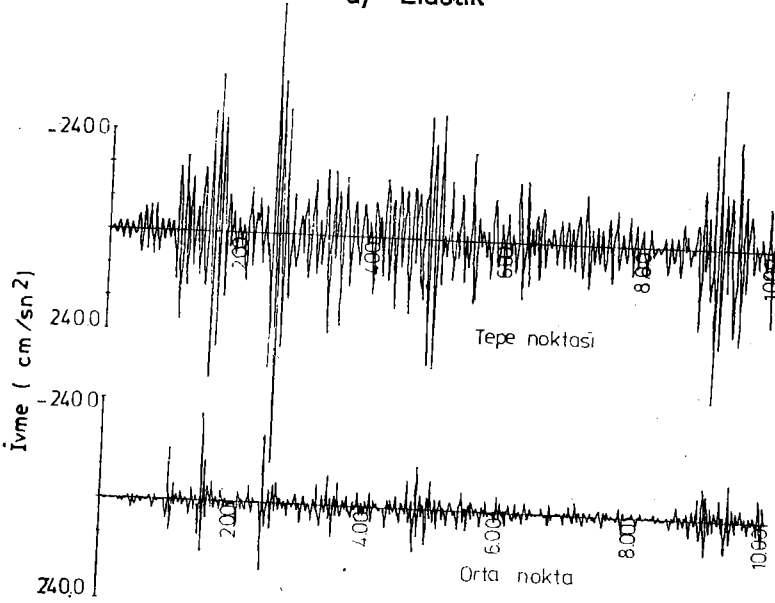
Şekil 3 — 1940 Kaliforniya depremi El Centro ivme kaydının düzenlenmiş kuzey-güney bileşeni



Şekil 4 — 1971 San Ferrando depremi Pacoima ivme kaydının düzenlenmiş güney 74° batı bileşeni.

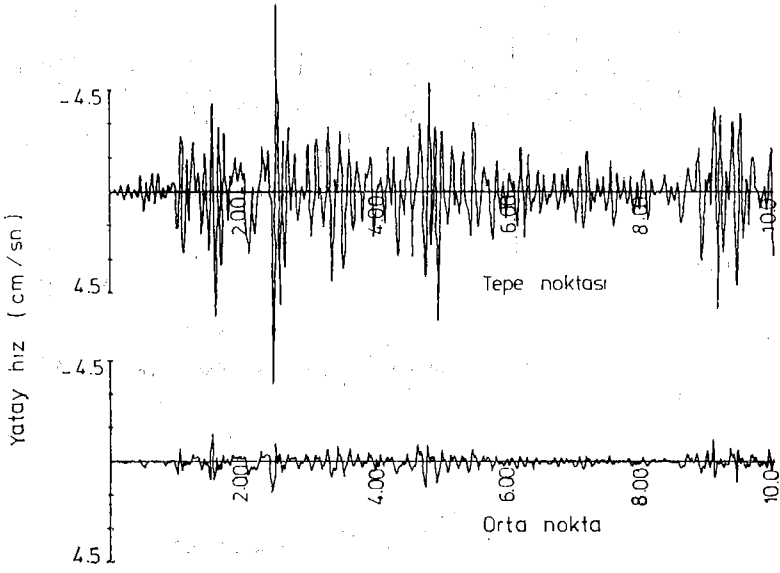


a) Elastik

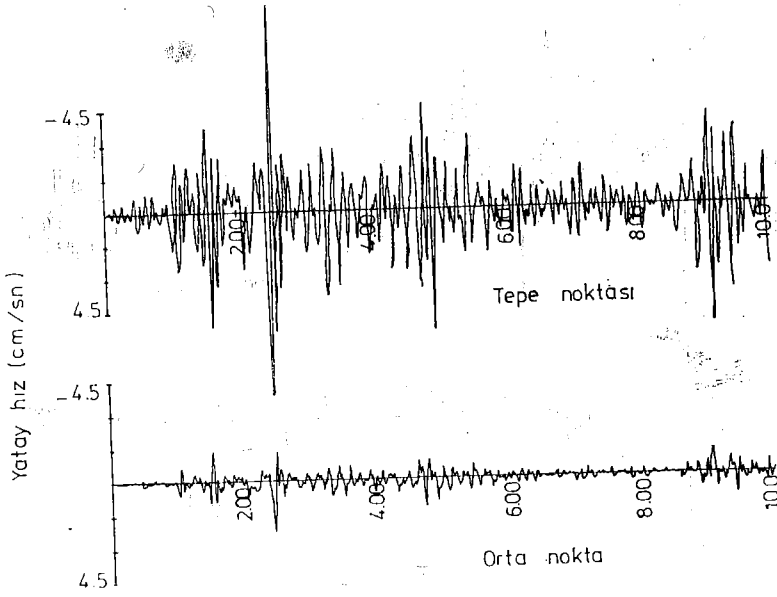


b) Endokronik

Şekil 5 — Elastik ve endokronik gerilme - şekil değiştirme bağıntıları kullanılarak bulunmuş yatay ivmelerin zamana göre değişimleri.



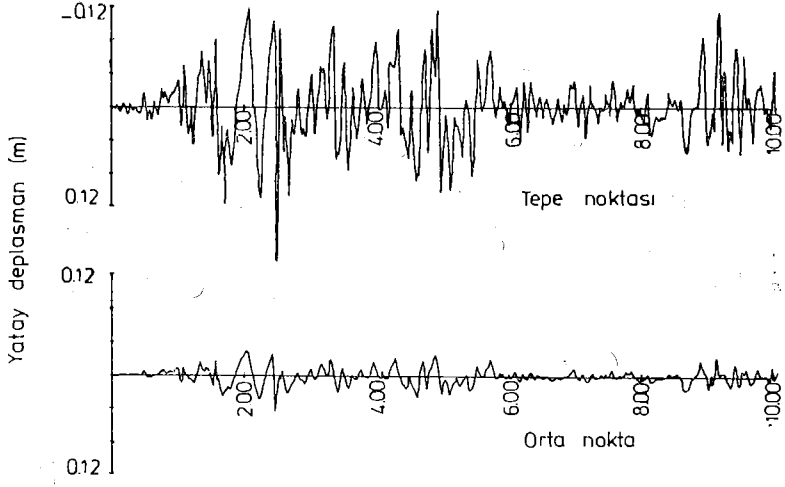
a) Elastik



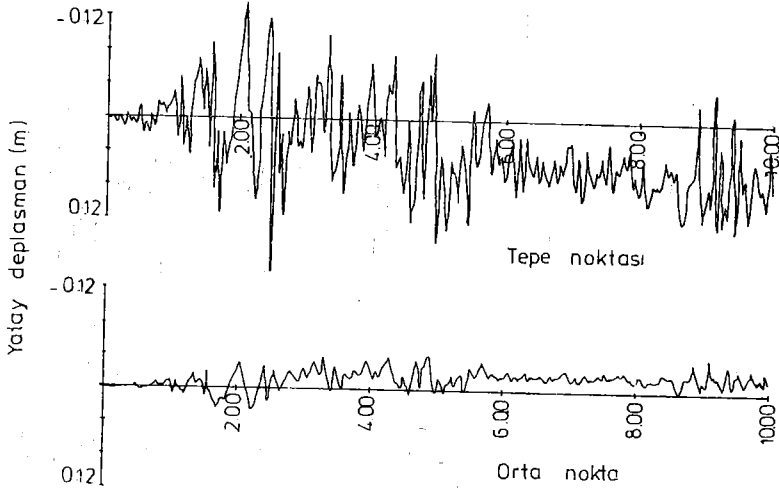
b) Endokronik

Şekil 6 — Elastik ve endokronik gerilme-şekil değiştirme bağıntılarını kullanarak bulunmuş yatay hızların zamana göre değişimleri.





a) Elastik



b) Endokronik

Şekil 7 — Elastik ve endokronik gerilme - şekil değiştirme bağıntı-  
ları kullanılarak bulunmuş yatay deplasmanların zamana  
göre değişimleri.

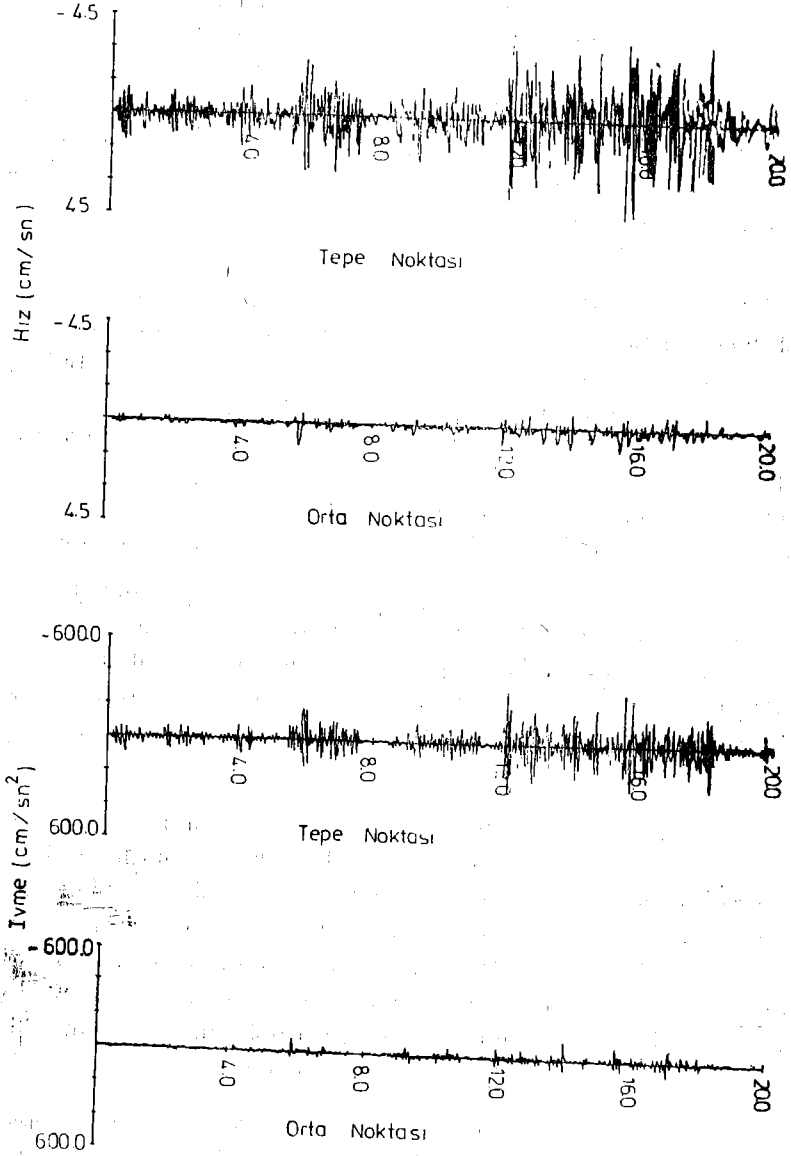
göreceli olarak baraj kesitinin tepe ve orta yükseklikteki iki düğüm noktası için ivme ve hız değişimleri Şekil - 8 de gösterilmiştir. Buradan görülebileceği gibi Pacoima ivme kaydı için bulunmuş değişimler El Centro kaydı için bulunmuş değişimlere göre göreceli olarak küçük kalmaktadır. Buradaki fark belirli bir ölçüde iki kayıt arasındaki farktan dolayı ortaya çıkmaktadır. El Centro ivme kaydında en büyük ivme değerlerine ilk 6 saniye içinde ve birçok kere erişilmekte fakat Pacoima ivme kaydının ilk 6 saniyelik bölümünde hem en büyük ivme değerlerine çıkılmamakta hemde bu yükselişlerin sayıları çok az olmaktadır.

Baraj gövdesinde, şevlerde ve debri (dolgu) tabakası yüzeylerindeki düğüm noktaları için bulunmuş yatay deplasman değişimleri incelendiğinde bunların El Centro kaydı kullanılarak bulunmuş olanlardan çok farklı olmadığı gözlenmektedir. Şekil - 9 da bazı düğüm noktaları için bulunmuş olan bu deplasman değişimleri gösterilmektedir. Buradan da görüleceği gibi deplasmanlar göreceli olarak küçük değerlerde olup kalıcı deplasman değerleri ise bu tip yapılar için önemsiz sayılabilecek mertebelerde kalmaktadır.

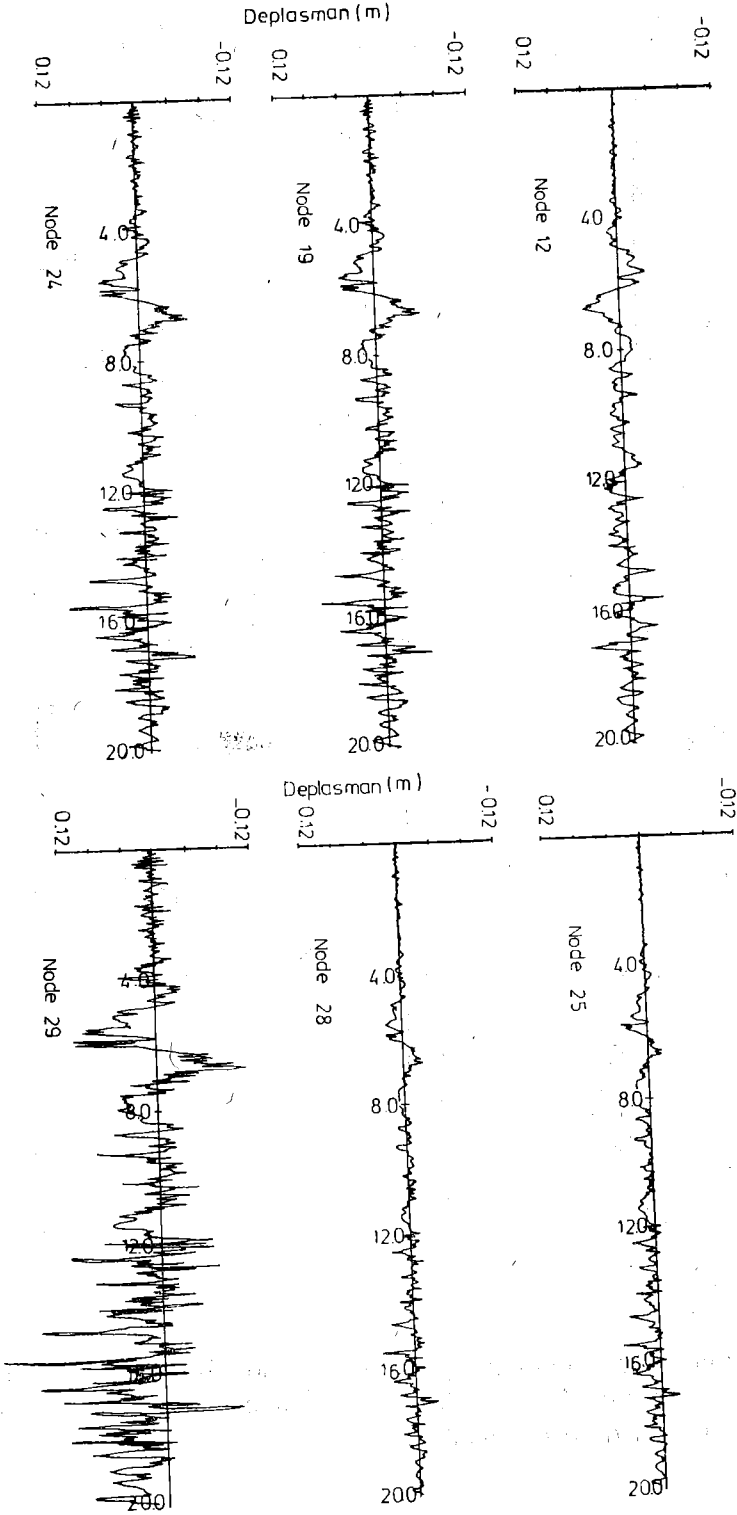
Toprak dolgu barajların deprem etkisinde davranışını inceleyen önemli noktalardan biride barajın deprem bitiminden sonraki durumunun incelenmesidir. Depremler sonucunda yıkılmış veya zarar görmüş birçok barajda göçme ve kaymaların depremden sonra meydana gelmiş olması bu konunun önemini açıkça ortaya koymaktadır.

Bu açıdan bir değerlendirmenin yapılabilmesi için deprem süresi içinde ve sonrasında baraj kesitinde oluşmuş gerilmelerin, boşluk suyu basınçlarının ve birim şekil değiştirmelerin bilinmesi ve dolayısıyla malzemelerin mukavemetlerindeki değişimlerinin bulunabilmesi gerekmektedir. Bu açıdan örnek olarak Şekil - 10 da baraj tepe noktası civarında bir eleman için verilmiş yatay, düşey ve kayma gerilmeleri ile birim şekil değiştirmelerinin değişimleri birçok elemanda incelenmeli değerlendirilmelidir.

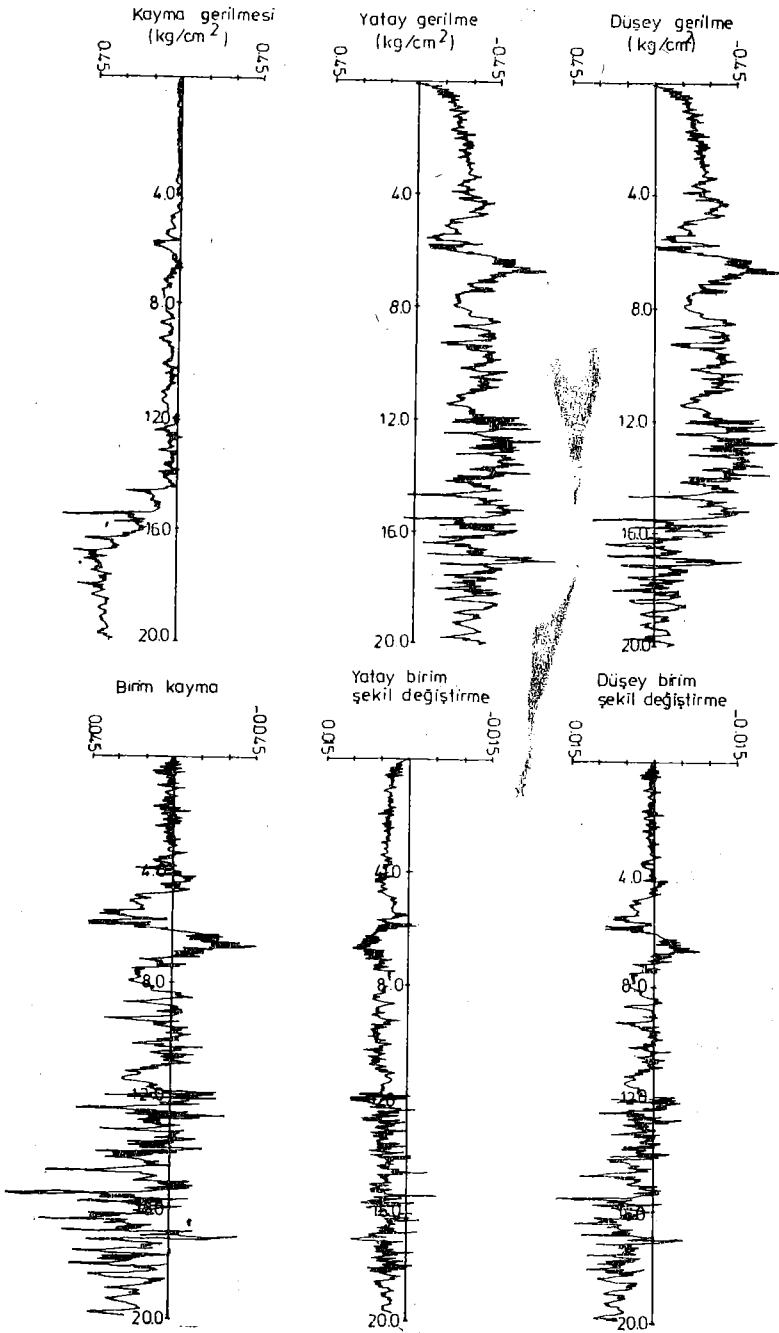
Ayrıca suya doygun yani yeraltı su seviyesi altındaki elemanlarda örneğin Şekil - 11'de iki eleman için verilmiş boşluk suyu basıncı artışlarının aynı konumdaki diğer elemanlar içinde bilinmesi gerekir. Zeminlerin davranışlarının efektif gerilmelere göre belirlenmesi düşünülürse burada iki fazlı ortam yaklaşımının faydası bir kere daha açıklık kazanır. Şekil - 11 a da baraj gövdesi içinde suya doygun gövde elemanlarında da gözlenene benzer bir değişim izle-



Şekil 8 — Endokronik gerilme-şekil değiştirme bağıntıları kullanılarak bulunmuş yatay ivmelerin ve hızların zamana göre değişimleri.

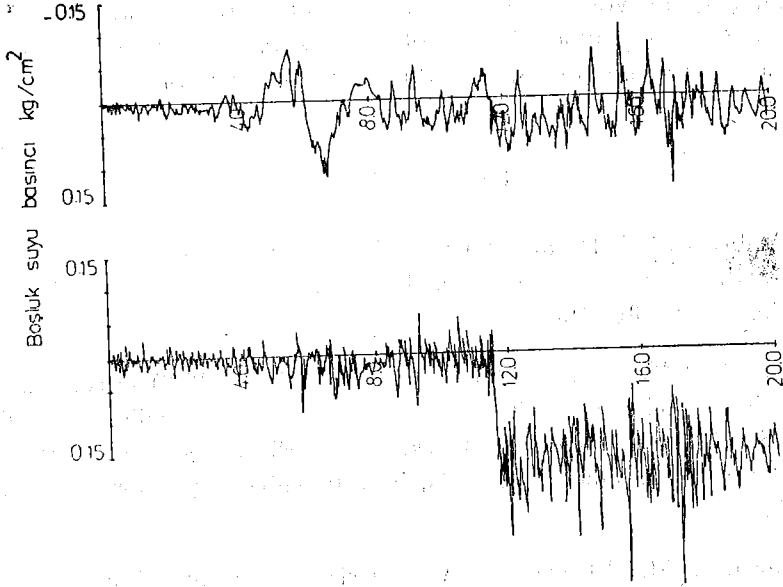


Şekil 6 Endokronik gerilme - şekil değiştirme bağıntıları kullanılarak bulunmuş baraj kesitinde değişik noktalarda bulunmuş yatay deplasmanların değişimleri.



Şekil 10 — Endokronik gerilme - şekil değiştirme bağıntıları kullanılarak bulunmuş gerilme ve birim şekil değiştirmelerin zamana göre değişimleri.

mekte ve bir sıvılaşma olayı olmamaktadır. Şekil 11 b de verilen ve menba tarafında debri (dolgu) tabakası içinde kalan bir elemanın boşluk suyu basıncı artışlarına bakıldığında ani bir boşluk suyu basıncı artışı diğer bir deyimle yaklaşık olarak bir sıvılaşma olayı gözlenmektedir. Yalnız bu kısmın baraj ana kesitinden bağımsız olması nedeniyle bu sıvılaşmanın barajın stabilitesine bir etkisi olmamaktadır.



Şekil 11 — Endokronik gerilme - şekil değiştirme bağıntıları kullanılarak bulunmuş boşluk suyu basınçlarının zamana göre değişimi.

## SONUÇ

Bu çalışmada daha önce zeminlerin davranışlarını model etmek amacıyla önerilmiş lineer ve elastik olmayan endokronik yapısal denklemleri ve iki fazlı ortam teorisini kullanarak toprak dolgu barajların deprem yükleri altında davranışlarını incelemek amacıyla iki boyutlu bir sonlu elemanlar programı geliştirilmiştir. Bu yaklaşım yolu kullanılarak seçilen küçük bir toprak dolgu barajın iki farklı deprem kaydı altında davranışları lineer elastik gerilme - şekil değiştirme bağıntılarına göre bulunan davranışlar ile karşılaştırıla-

arak incelenmiştir. Buradan elde olunmuş sonuçlara göre ki bunlar genel olarak başka araştırmacılar tarafından yapılmış çalışmalar da gözlenmiş olanlarla uyuşmaktadır. (a) toprak dolgu barajlar gibi zemin yapılarının analizinde daha gerçekçi çözümler elde edebilmek için zeminlerin davranışlarını daha doğru bir şekilde model edebilen lineer ve elastik olmayan yapısal denklemlerin kullanılması gerekir. (b) dinamik analizlerde kullanılan deprem kayıtlarının en büyük ivme yoğunluk ve frekans içeriği açısından incelenecek yapının davranışları üzerinde belirleyici bir etkisi vardır. (c) ve burada önerilmiş genel yöntem bu aşamada bundan önce önerilmiş yöntemlere göre uygulanabilir ve daha gerçekçi değerler veren bir inceleme bir değerlendirme metodu olarak ele alınabilir.

### KAYNAKLAR

1. Ambraseys, N.N. and Sarma, S.K. (1967), «The Response of Earth Dams to Strong Earthquakes», *Geotechnique*, Vol. 17, No. 3, pp. 181—213.
2. Ansal, A.M., Krizek, R.J. and Bazant, Z.P. (1980) «Prediction of Soil Behavior by Endochronic Theory» *Proceedings of NSF/NSERC North American Workshop on Plasticity and Generalized Stress-Strain Models in Soils*, McGill University, Montreal Kanada.
3. Ansal, A.M., Elzaroughi, A.A., Krizek, R.J. and Bazant, Z.P. (1980) «A Finite Difference Model for Liquefaction Analysis» *Proceedings of 7th World Conference on Earthquake Engineering*, İstanbul Vol. 3 pp. 9—16.
4. Ansal, A.M., Bazant, Z.P., and Krizek, R.J. (1979) *Viscoplasticity of Normally Consolidated Clays*, *Journal of Geotechnical Engineering Division, Proceedings of American Society of Civil Engineers*, Vol. 105, No. GT4, pp. 519—537.
5. Bazant, Z.P. and Krizek, R.J. (1976) «Endochronic Constitutive Law for Liquefaction of Sand», *Journal of the Engineering Mechanics Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 102, No. EM2, pp. 225—238.
6. Bazant, Z.P. and Krizek, R.J. (1975), «Saturated Sand as an Inelastic Two-Phase Medium», *Journal of the Engineering Mech-*

- tics Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 101, No. EM4, pp. 317—332.
7. Biot, M.A., and Willis, D.G. (1957), «The Elastic Coefficients of the Theory of Consolidation», Journal of Applied Mechanics, American Society of Mechanical Engineers, Vol. 24, pp. 594—601.
  8. Biot, M.A. (1956), «Theory of Propagation of Elastic Waves in Fluid-Saturated Porous Solid. I. Low Frequency Range. II. High Frequency Range», Journal of the Acoustical Society of America, Vol. 28, No. 2, pp. 168—191.
  9. Biot, M.A. (1955) «Theory of Elasticity of Consolidation for a Porous Anisotropic Solid», Journal of Applied Physics, Vol. 26, No. 2, pp. 182—185.
  10. Clough, R.W. and Chopra, A.K. (1966), «Earthquake Stress Analysis in Earth Dams», Journal of Engineering Mechanics Division, Proceeding of American Society of Civil Engineers, Vol. 92, No. EM1, pp. 197—211.
  11. Cueller, V., Bazant, Z.P., Krizek, R.J. and Silver, M.L. (1977), «Densification and Hysteresis of Sand under Cyclic Shear», Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 103, No. GT5, pp. 399—416.
  12. Dibaj, M. and Penzien, J. (1969) «Response of Earth Dams to Traveling Seismic Waves», Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of American Society of Civil Engineers, Vol. 95, No. SM2, pp. 541—559.
  13. Ishihara, K. (1967), «Propagation of Compressional Waves in a Saturated Soil», Proceedings of the International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials, Albuquerque, New Mexico, pp. 451—467.
  14. Ghaboussi, J. and Wilson, E.L. (1973), «Seismic Analysis of Earth Dam-Reservoir Systems», Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of American Society of Civil Engineers, Vol. 99, No. SM10, pp. 849—862.
  15. Krizek, R.J., Ansal, A.M., and Bazant, Z.P. (1978) «Constitutive Equation for Cyclic Behavior of Cohesive Soils», Proceedings of ASCE Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics Pasadena, Cal.



16. Maksidi, F.I. and Seed, H.B. (1978) «Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced Deformations», *Journal of Geotechnical Engineering Division, Proceedings of American Society of Civil Engineers*, Vol. 104, No. GT7, pp. 849—867.
17. Newmark, N.M. (1965) «Effects of Earthquakes on Dams and Embankments», *Geotechnique*, Vol. 15, No. 2, pp. 139—159.
18. Scott, R.F. (1973). «The Calculations of Horizontal Accelerations from Seismoscope Records», *Bulletin of Seismological Society of America*, Vol. 93, No. 5, pp. 1637—1661.
19. Seed, H.B., Lee, K.L. Idriss, I.M., and Maksidi, F.I. (1975) «The Slides in the San Fernando Dams During the Earthquake of February 9, 1971», *Journal of Geotechnical Engineering Division, Proceedings of American Society of Civil Engineers*, Vol. 101, No. GT7, pp. 651—688.
20. Seed, H.B., Lee, K.L., and Idriss, I.M. (1969), «Analysis of Sheffield Dam Failure» *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of American Society of Civil Engineers*, Vol. 95, No. SM6, pp. 1453—1490.
21. Seed, H.B. and Martin, G.R. (1966), «The Seismic Coefficients in Earth Dam Design», *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of American Society of Civil Engineers*, Vol. 92, No. SM2, pp. 25—58.
22. Seed, H.B. (1966) «A Method for Earthquake Resistant Design of Earth Dams» *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of American Society of Civil Engineers*, Vol. 92, No. SM1, pp. 13—41.
23. Valanis, K.C. (1971), «A Theory of Viscoplasticity Without a Yield Surface; Part I. General Theory; Part II. Application to Mechanical Behavior of Metals», *Archives of Mechanics (Archiwum Mechaniki Stosowanej)*, No. 23, pp. 517—555.
24. Wu, T.H. and Kraft, L.M. (1970), «Seismic Safety of Earth Dams», *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of American Society, of Civil Engineers*, Vol. 96, No. SM6, pp. 1987—2006.

## **SAN FERNANDO FAY YAKINI DEPREM KAYITLARININ DEPREM TASIRIMINA GETIRDİKLERİ**

**YAZAN:**

**\* VITELMO V. BERTERO, STEPHEN A. MAHIN**

**ÇEVİREN:**

**VE RICARD A. HERRERA**

**\*\* AYSEL COŞKUNYEL**

### **ÖZET**

1971 San Fernando depreminin faya yakın kayıtları sık ve uzun süreli ivme darbelerini ve bunun neticesi olarak görülmemiş boyutta yer hızı artışlarını içermektedir. Kayıtların yeniden gözden geçirilmesinden ve fay yakınındaki yer hareketlerinin uygun teorik metotlarla incelenmesinden bu tip ivme darbelerinin genellikle faya yakın yerlerde alınan kayıtların bir özelliği olduğu anlaşılmıştır.

San Fernando depremi süresince fazla hasar görmüş binaların analitik olarak incelenmesi sonucunda gözlenen yapısal hasarların temel özelliklerinin nedeninin bu sık ve uzun süreli ivme darbelerinin olduğu anlaşılmıştır. Muhtemel deprem faylarına yakın yerlerdeki yapılarda kullanılan güncel, depreme dayanıklı tasarım metotları üzerinde bu cins darbelerin etkileri özellikle proje depremini saptamada incelenmiştir.

Pek çok fay yakını kayıtlara ve daha standart ivme kayıtlarına olduğu gibi tek ve çok serbest dereceli sistemlerin doğrusal olmayan di-

namik tepkileri üzerindeki analitik çalışmalar fay yakınındaki arazilerde;

a) Yönetmeliklerde şu anda kullanılan deprem yükleri düzeylerinin çok büyük öteleme düktilitesine gerek duyduğunu,

b) Düzeltilmiş elastik mukabele spektrumunun olabilecek daha büyük yer hızlarını yansıması gerektiğini ve

c) Elastik olmayan maksimum tepkinin elastik tepki tahminlerinden güvenli olarak çıkarılmayacağını göstermiştir.

## GİRİŞ

1971 San Feernando depreminin magnitudü orta büyüklükte olmasına rağmen fay kırığına yakın yerlerdeki yapılarda hasar çok fazla idi. Oluşan bu hasarların temel özellikleri fay bölgesinden daha uzakta gözlenen çok sayıda yoğun titreşimlerden çok; az sayıda geniş ötelemelerin bir sonucu olduğudur. Ne yazık ki ne ağır sallantıların olduğu alanda ne de yakınındaki binalarda ivme kayıtları elde edilememiştir. Fay yakınındaki tek ivme kaydı Pacoima Barajından alınmıştır.

Burada sözedilen çalışmanın hedefleri

a) Fay yakınlarında alınmış mevcut ivme kayıtları ve teorik araştırma bulguları ile Pacoima Barajı kayıtlarının fay kırığı yakınındaki diğer yer hareketlerini temsil edip edemeyeceğinin açıklığa kavuşturulması.

b) Analitik olarak çalışarak fay yakınında yer alan alışılmamış tipteki bina hasarına bu kayıtların neden olup olamayacağı.

c) Muhtemel deprem fayı yakınındaki yapıların depreme dayanıklı tasarımı üzerinde bu tip kayıtların ve depremde gözlenen hasar sonuçlarının değerlendirilmesi.

---

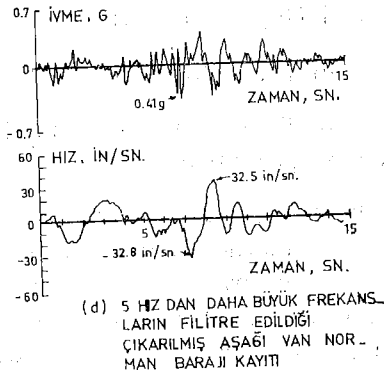
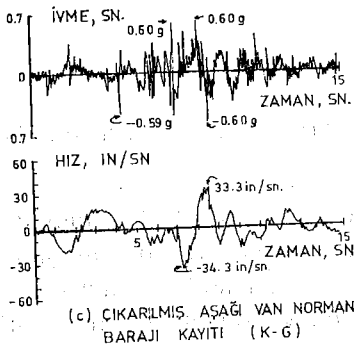
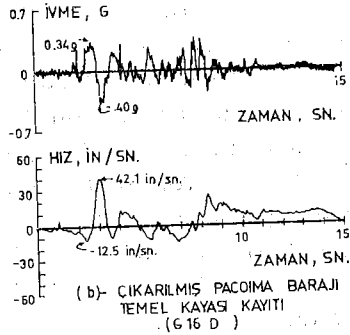
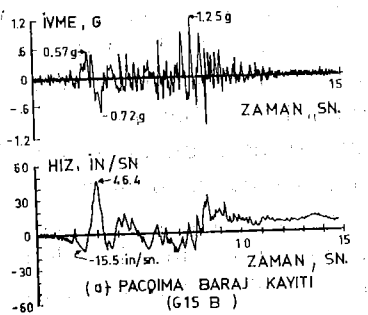
\* Department of Civil Engineering, University of California, Berkely, U.S.A.

\*\* Deprem Araştırma Enstitüsü Yapı Mühendisliği Bölümü

# SAN FERNANDO DEPREM KAYITLARININ ANALİZİ

## Pacoima Barajı Kayıtı

1,25 g. lik bu kayıt şimdiye kadar alınmış en yüksek yer ivmesini içermektedir (Şekil - 1. (a). Pek çok araştırmacı (1, 2) ivme kayıt aleti civarındaki arazinin düzensiz topografyasının kayıttın frekans kapsamını (özellikle 1HZ den büyük frekanslar için) büyük ölçüde etkilediğini göstermiştir. Barajın ve yakınındaki arazinin jeolojik yapısı üzerindeki çeşitli analizler; baraj tabanındaki alanlarda muhtemel yer hareketinin saptanmasında kullanılmıştır (Şekil 1 (b)<sup>3</sup>). Bu analizlerin hedefleri orijinal kayıttan baraj ve temelının karşılıklı etkileri ile yerel topografyanın etkilerini çıkarmak olduğu için, ortaya çıkan kayıt muhtemelen baraja yakın alanlar için gerçek Pacoima Barajı kayıtlarından daha geçerlidir. Belirtmek gerekir ki elde edilen bu kayıttta gerçek değeri S-15-W olan fakat başlangıçta yanlışlıkla S 16 E<sup>3</sup> olarak seçilen Pacoima Barajı kayıdı baz olarak kullanılmış-



Şekil.1 SAN. FERNANDO DEPREMİ FAY YAKINI YER HAREKETİ

tır. Ancak bu yanlış seçimin elde edilen hareketin temel özelliklerini etkilemediği sanılmaktadır.

(Şekil 1(b)) Türetilen Pacoima Barajı kayıtlarının incelenmesi sonucunda 6 sn sonra Pacoima Barajı kayıtlarında görülen yüksek zirve ivmelerinin yakın alanlardaki yer hareketi özellikleri olamayacağını göstermektedir. Gerçek ve çıkarılan kayıtların her ikisinin

de de 2 sn ile 4 sn arasında herbirinin süresi  $\frac{2}{3}$  sn olan ardı ar-

dına üç ivme darbeleri gözlenmektedir. Bu olağandışı ivme darbeleri çok büyük yer hızlarına (Şekil 1) ve yer hızı artışlarına (Pacoima Barajı, 1.57 m/sn; Türetilmiş Pacoima Barajı, 1.39 m/sn) neden olmuştur. Aynı zamanda periyodu 0.8 sn den daha uzun periyodlar için alışılmamış büyük, doğrusal-elastik tepki spektrum değerlerinin oluşmasına da neden olmuştur (Şekil - 2).

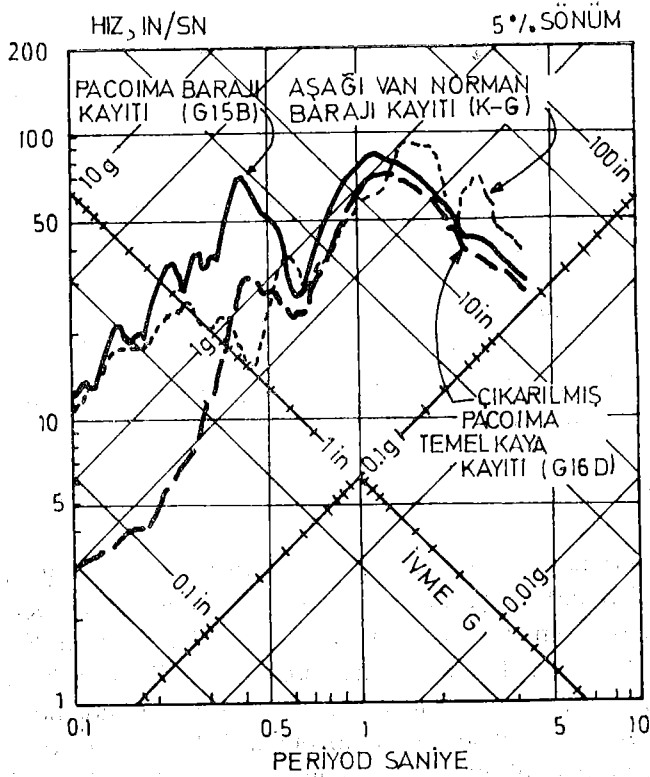
#### Van Norman Baraj Kayıtları:

Aşağı Van Norman Barajının Kenar ayağında alınmış (Fay zonu- na yakın yerde, Pacoima Barajından yaklaşık 10 km uzakta) bulunan sismoskop kaydını elde etmek için gerekli yer hareketi hesaplanmıştır. Bu hesaplanan hareketin kuzey bileşini Şekil (1c) de gösterilmiştir. Beklenildiği gibi bu yer hareketinin pekçok özellikleri Pacoima Barajı kayıtlarından farklı olmakla birlikte yer hareketi büyük yer hızı artışlarına (1.72 m/s) neden olan uzun süreli ivme darbeleri göstermektedir. Bu uzun süreli ivme darbeleri 5Hz nin üzerindeki frekanslar Van Norman Barajı kayıtlarından filitre edildiği zaman daha açık olarak görülmektedir. Bu filitre edilmiş kayıt Şekil (1d) de gösterilmiştir.

#### Faya Yakıt Kayıtların Özellikleri

Şiddetli, uzun süreli ivme darbeleri fay yakını yer hareketinin tipik özelliği olabilir.

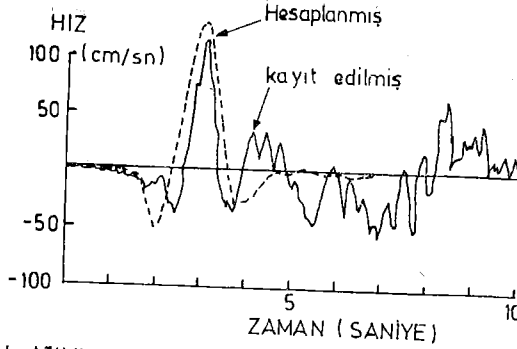
Diğer depremlerde de fay bölgesine yakın sert zeminler üzerindeki alanlarda benzer yer hareketi özellikleri bulunmuştur. Basit iki ve üç boyutlu fay yer değiştirme modellerini temel alan analitik çalışmalar (Şekil (1)) de gösterilen ve büyük yer hızı darbeleri ile karakterize edilen San Fernando depremi fay yakını yer hareketlerini doğrulamaktadır. Bu darbeler yerel jeolojik şartların bir sonucu olmayıp direk olarak fay oluşumu ile ilgilidir. Yanal atımlı fayların incelemeleri de bu tip dalga formlarının yalnızca düşey



Şekil.2. FAY YAKININDAKİ KAYITLAR İÇİN DOĞRUSAL ELASTİK TEPKİ SPEKTRUMU

atımlı faylarda oluşmadığını da göstermiştir. Bu çalışmalar Boore ve Zoback'ı proje depremini saptamak için daha iyi bir temel olarak zirve ivme yerine zirve tane hızlarını alınması sonucuna götürmüştür. Bu nedenle büyük hız darbelerini içeren Pacoima Barajı kayıtlarının ilk kısımlarını muhtemel faylara yakın bölgelerdeki yapıların deprem tasarımında kullanmak daha uygun görülmektedir.

Son zamanlarda episentıra 15 km den daha yakın olan uzaklıklar için zirve ivme ve hız arasındaki ilişkiyi veren çok az ampirik bir veri bulunmaktadır. Faya yakın zirve tane hızının teorik limitleri alt ve üst sınır olarak 1.0-1.5 m/s dir. Newmark ve Hall da maksimum yer hızının 1.2.-1.5 m/s yi geçme olasılığı olmadığını göstermişlerdir. Bununla birlikte maksimum hız parçaları ve ilgili zirve ivmeleri için bir hesaplama yapılmamıştır.



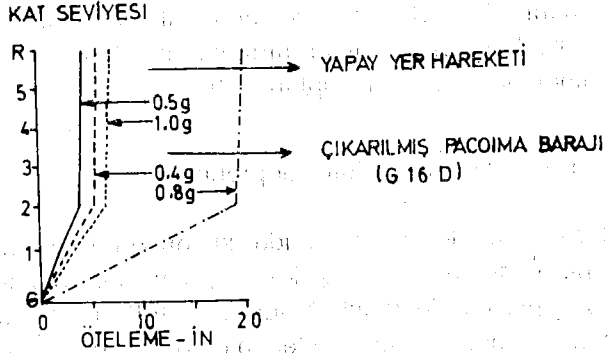
Şekil 3. YANAL ATIMLI FAYLARDA TEORİK YER HIZI İLE PACOIMA BARAJI KAYITININ KARŞILAŞTIRILMASI

### GÖZLENEN HASARIN ANALİTİK OLARAK İNCELENMESİ

Olive View sağlık merkezinin fay kırığı yakınındaki yeni yapılmış binaların o sırada yürürlükte olan yönetmeliklerin koşullarının çok üstünde deprem kat sayıları olmasına rağmen, San Fernando Depreminde çok ağır hasar görmüşlerdir. Örneğin altı katlı ana binanın 0.3 ü aşan kat deprem dayanım katsayısı olmasına rağmen bu betonarme binada hasar öylesine büyüktü ki (0.76 m den büyük kalıcı kaymalar nedeni ile) yıkıtılması gerekmişti. Ana binanın davranışını kontrol eden faktörleri belirlemek için yoğun arazi, analitik ve laboratuvar araştırmaları yapılmıştır. Hernekadar binanın bazı yerlerinde olan hasarların bazısının yetersiz yapı sistemi ve elemanlardaki donatının yetersiz yerleştirilmesi ile hatalı inşaat işçiliği neticesinde olduğu görülmüşse de, binada yapılan çeşitli analizler genel hasar biçimi ve geniş kalıcı ötelemelere Van Norman Barajı ve Pacoima Barajında olduğu gibi öncelikle şiddetli uzun süreli ivme darbelerinin neden olduğunu göstermiştir.

Bu sonucu açıklamak için Şekil - 4 de ana binanın basit bir doğrusal olmayan modeli üzerinde hesaplanan maksimum ötelemeler gösterilmiştir. Ölçülen kalıcı ötelemeler ise;

- a) Türetilmiş Pacoima Baraj kayıtının S—16° E bileşeni veya
- b) 0.5 g zirve ivmeli yapay bir yer hareketinin (Pacoima ve Aşağı Van Norman Barajındakilerden başka yerlerde elde edilen kayıtların dinamik özellikleri temel alınarak hesaplanmış) değerlerinden hesaplanan maksimum ötelemelerden daha büyüktür.



Şekil 4. Olive View sağlık merkezi binasında maksimum ötelemeler

Bu yapay yer hareketine karşı hesaplanan tepki maksimum ötelemeye yakın düzeyde pekçok salınım devresinden oluşmaktadır. Bu tip bir davranış öncelikle tek büyük bir ötelemenin sonucu olan gözlenmiş hasarla uyuşmamaktadır. Diğer taraftan Türetilmiş Pacoima Barajı kayıtlına tepki gözlenenden daha küçük olmasına rağmen gerçek hasarla daha çok uyuşmaktadır.

Bina üzerindeki bu tip yer hareketlerinin etkilerinin arasındaki farkı açıklığa kavuşturmak için her iki kayıtlın şiddetleri rastgele olarak iki kat artırılmıştır. Sadece açıklık getirmek için amaçlanan bu artış arazide gözlenmiş zirve yer ivmelerindeki büyük belirsizlik açısından akla uygun olabilir. Bu durumda (Şekil - 4) de görüldüğü gibi Türetilmiş Pacoima Barajı kayıtlı için hesaplanan maksimum ötelemelerde de yaklaşık dört katlık bir artış olur. Tepki binanın pekçok noktalarında ölçülen kalıcı ötelemelerle uyumludur ve yer hızında en büyük darbe genişliği ile çakışan bir tek geniş öteleme ile karakterize edilir. Diğer yandan büyütülmüş yapay kayıta binanın yaptığı tepki hesaplanmış ve gözlenen hasarla uyumsuz bulunmuştur.

Bu sonuçlar Kaynak 13' de ana binanın daha karmaşık doğru-sal olmayan modelleri için sözü edilen sonuçlara ek olarak akma limitini aşan yapıların, San Fernando depreminin faya yakın kayıtlarındaki gibi şiddetli ve uzun süreli ivme darbelerine olan tepkisinin çok duyarlı olduğunu göstermiştir.

#### DEPREME DAYANIKLI YAPI TASARIMI ÜZERİNDEKİ ETKİSİ

Aktif fay yakınındaki yapıların depreme dayanıklı tasarımı üzerinde muhtemel şiddette ve uzun süreli ivme darbelerinin etkilerini



kestirmek için öncelikle proje depremi ve deprem yüklerini saptamakta sık kullanılan bazı metotlar yeniden gözden geçirilmektedir. Daha sonra ise tek ve çok serbestlik dereceli sistemlerin Şekil - 1 deki bazı kayıtlar ve diğer standart kayıtlara karşı doğrusal olmayan dinamik tepkisi hesaplanmıştır.

### Proje Depremlerinin Saptanması

Son zamanlarda tasarımda kullanılan deprem kuvvetlerini seçilen bir öteleme sürekliliği kat sayısının bir fonksiyonu olarak alan birkaç depreme dayanıklı tasarım metotları öne sürülmektedir. Bu tip pekçok metot kabul edilen bir sönüm değeri için hesaplanmış doğrusal elastik tepki spektrumunun düzeltilmesinden direk olarak elastik olmayan tepki spektrumunun elde edilmesidir. Böyle düzeltilmiş doğrusal elastik mukabele spektrumunun ideal olarak arazide benzer episentir uzaklıkları ile zemin şartları ve karşılaştırılabilen magnitüdde depremlerden elde edilen yer hareketlerinin doğrusal elastik mukabele spektrumunun istatikselsel analizlerine dayanması gerekirken, çoğu hâlde gerekli sismolojik veriler yetersizdir. Bu durumda eğer o noktadaki zirve yer ivmesi, hızı ve ötelemesi biliniyorsa spektral büyütme katsayılarını kullanarak seçilmiş sönüm değerleri için düzeltilmiş doğrusal elastik mukabele spektrumunu elde etmek mümkündür. Elde yalnızca zirve yer ivmesi değeri bulunduğu zaman yeryüzündeki çeşitli bölgelerde sert zemin, yumuşak kaya veya çeşitli tiplerdeki sağlam tortul kayalar üzerindeki zirve yer hızı ve ötelemesinin yerçekimi ivmesinin bir kesri olarak ifade edilmiş 1.22 m/s ve 0.91m ile çarpılarak bulunabileceği ileri sürülmektedir.

Türetilmiş Pacoima Barajı ve filtre edilmiş Van Norman Barajı kayıtları için (zirve ivmeleri 0.4 g civarındadır) hesaplanan maksimum yer hızları daha önce de tartışılan limit değerlere çok yakındır ve hatta Kaynak - 11'de gösterilen zirve ivme ve hız arasındaki ilişkiyi kullanarak hesaplanmış hızdan yüzde 70 daha fazladır. Bundan başka bazı yöntemlere göre standart tip depremlerin zirve yer ivmesini yapısal tepkiyi etkileyerek yeterli miktarda oluşan etkin ivme seviyesine indirger. (Bazan bu azaltma % 50 veya daha fazladır). Bu indirgenmiş yer ivmelerinin Kaynak - 11'deki standart yer spektrum şekilleri ile birleştirilip kullanarak faya yakın yerlerde zirve yer hızı ve deplasmanının gerçek miktarlarından çok düşük olarak tahminine yol açılır. Bu durumda faya yakın alanlarda emni-

yetsiz tasarımı önlemek için düzeltilmiş doğrusal elastik mukâbele spektrumunun türetilmesi zirve yer ivmesi hızının ve ötelemesinin gerçekçi hesaplamaları gereklidir. Bu ise yer hızında ve ötelemede genellikle şimdiye kadar düşünülen değerden daha yüksek değerler verir.

Genellikle faya yakın yerlerde bir doğrusal elastik mukabele spektrumunun gösterdiği kuvvetler için bina tasarımı ekonomik olarak olanaklı değildir. Eğer binanın elastik olmayan deformasyonlarla enerjiyi tüketme özelliği dikkate alınırsa daha düşük proje yükleri kullanılabilir. Emniyeti kesinlikle sağlamak için de inelastik deformasyonlar kabul edilebilen limitler içinde kalmalıdır.

Ön tasarım yükleri, yapı modellerinin gerçekçi histeretik davranış eğrileri ile zeminin özelliklerine uygun çeşitli yer hareketleri altında doğrusal olmayan dinamik tepkilerinden çıkarılmış elastik olmayan proje tepki spektrumundan elde edilebilir. Örnek: Bak kaynak 15.

Tek serbestlik dereceli sistemlerin elasto-tam-plastik tepkilerine dayanan katsayıları kullanarak elastik olmayan proje tepki spektrumunun elde edilmesi için doğrusal elastik tepki spektrumunun doğrudan değiştirilmesine dayanan basit yöntemler daha çok kullanılır. Yalnız metodu geliştirenlerinde belirttiği gibi bu metotlar sayılı yer hareketi kayıtlarını temel aldığı için yer hareketinde önemli farklılıklar gösteren arazilerde uygulanırken dikkatli olunmalıdır. Hatta bu basit metotlar çok serbestlik dereceli sistemler, yada gerçek histeretik davranış kabul edilen elasto-palistik ideallendirmeden farklı olduğu durumlar için uygun olmayabilir. Doğrusal elastik proje tepki spektrumundan direk olarak gerçek elastik olmayan proje tepki spektrumunun elde edilmesi metotları ve bunların limitleri ile esaslarının en iyi açıklamaları Kaynak 19 - 22 de bulunabilir.

Genellikle elastik tepkiyi temel alarak elastik olmayan tepkiye geçmek ciddi bir sorundur. Elastik ve elastik olmayan maksimum tepkiyi oluşturan uyarıların cinsi farklıdır. Elastik tek serbestlik dereceli sistem için kritik uyarı mühendislik rezonans olayını başlatan sistemle aynı frekansa sahip olan periyodik bir uyarıdır. Elastik olmayan bir sistemde ise bu tip bir uyarı tepkiyi akma seviyesine çıkarabilir. Ancak akma oluşmadan sonra enerjinin büyük bir kısmı histeresis olayı ile yutulacağından genellikle kritik olmayacaktır. Şayet darbenin etkili ortalama ivmesi sistemin depreme da-

yanım katsayısına eşit ve daha büyükse yükselme zamanı kısa ve sistemin periyoduna göre daha uzun süreli olan bir tek darbe oldukça büyük deformasyonlara yol açabilir. Böylece doğrusal elastik tepki spektrumunun içerdiği veriler gerekli olmakla birlikte genellikle elastik olmayan tepkinin tahmini için yeterli olmamaktadır. Elastik olmayan sistemlerin tepkisini güvenilir bir şekilde tahmin etmek için Van Norman ve Pacoima Barajı kayıtlarında olduğu gibi diğerlerine göre uzun süreli ivme darbelerine, yoğunluk özellikleri ile dizisine, kuvvetli yer sallanma süresi ve sayısı gibi ek bilgilere gerek duyulur. Bu nedenle fay yakınında yer alan yapılar için özel tasarım önlemleri alınmalıdır.

## ANALİTİK ÇALIŞMALAR

Uzun süreli ivme darbeleri içeren San Fernando deprem kayıtlarının etkilerini hesaplamak için on katlı bir moment-taşıyan çerçeve ile çok sayıda tek serbestlik dereceli sistemlerin doğrusal olmayan analitik tepkileri üzerinde çalışılmıştır. Bu sonuçlar kuvvetli yer hareketlerine sıkça örnek alınan 1940 El Centro depreminin N-S bileşeninin yapabileceği tepkiler ile karşılaştırılmıştır.

Tek serbestlik dereceli sistemler: Zamana bağımlı bir  $\ddot{U}_g$  yer ivmesi ile karşılaşan sönümlü tek serbestlik dereceli sistemlerin hareketini kontrol eden temel denge denklemi şu formülle bulunur.

$$M \ddot{U} + 2M w \gamma \dot{U} + R U = M \ddot{U}_g \quad \dots\dots\dots (1)$$

Burada M sistemin kütlesi,  $\gamma$  onun viskos sönüm oranı, w sistemin doğal dairesel frekansı, R sistemin karşı koyduğu kuvvet,  $\dot{U}$  herhangi bir zamandaki sistemin ivmesi,  $U$  ise herhangi bir zamandaki sistemin hızıdır. Elastik sistemler için R sistemin yay katsayısı K ile deplasmanı U nun çarpımıdır. Elastik durumda ise (1) eşitliği,

$$\ddot{U} + 2 w \gamma \dot{U} + w^2 U = -\ddot{U}_g \quad \text{olur.} \quad \dots\dots\dots(2)$$

Bu form farklı bir yer hareketi ile uyarılan ve periyod değerleri ( $T=2\pi/w$ ) ile sönümü verilen bütün sistemlerin tepkisinin tek bir analizle bulunması nedeni ile tasarım amaçlarına uygundur.

Doğrusal olmayan yapılar için kullanışlı tasarım abakları elde etmek için eşitlik (1) in akma olayını da içeren boyutsuz bir hale getirilmesi gerekir.

$K = w^2 M$ ,  $R = K u_y$  olduğu görülerek ve değişebilir dönüşümler olan  $u = u/u_y$ ,  $P = R/R_y$  ile yer ivmesini kayıttaki zirve yer ivmesinin bir fonksiyonu  $\ddot{U}_g$  (max) olarak ifade edip Eşitlik (1) yeniden şöyle yazılabilir.

$$u + 2 \gamma w u + w^2 P = \frac{w^2 \ddot{U}_g}{\eta \ddot{U}_g \text{ (max)}} \dots\dots\dots(3)$$

Yukarıdaki eşitlikte  $\eta$  değeri deprem yatay kuvvet katsayısının yer çekimi ivmesinin bir kesiri olarak ifade edilmiş olan zirve yer ivmesine oranıdır.

$$\eta = \frac{R_y}{M \ddot{U}_g \text{ (max)}} = \frac{C_y}{\ddot{U}_g \text{ (max)}/g} \dots\dots\dots(4)$$

Burada  $g$  yerçekimi ivmesi,  $C_y$  sistemin deprem yatay kuvvet katsayısı (yani akma dayanımı  $R_y$  nin ağırlığa;  $Mg$ 'ye bölümü) dir.. Doğru sal olmayan bir sistemin belli bir boyutsuzlaştırılmış yer hareketine ( $\ddot{U}_g(t)/\ddot{U}_g(\text{max})$ ) olan boyutsuz histeretik tepkisi bir elastik sistem için gereken  $w$  ve  $\gamma$  'ye ek olarak  $\eta$  cinsinden hesaplanabilir. Bu hesaplamalardan verilen bir yer hareketi karşısında tek serbestlik dereceli bir sistemin gereken öteleme düktilitesi ' $u \gamma$  ' T ve  $\eta$  'nin bir fonksiyonu olarak veren abaklar hazırlamak mümkündür.

Birkaç yüzde beş sönümü ve periyodu 0.1 sn arasında olan tamamiyle elasto-palistik tek serbestlik dereceli sistemler El Centro, orijinal ve filtre edilmiş Van Norman Barajı ve Türetilmiş Pacoima Barajı deprem kayıtlarına zorlanmışlardır. Herbir periyotta değişik  $\eta$  değerleri için tepki hesaplanmıştır. Şekil 5 te sistemin akma deplasmanına bölünmüş maksimum deplasmanın mutlak değerinin (öteleme düktilité katsayısı) semi-logaritmik grafiği gösterilmektedir. Eğer verilen bir yer hareketi için (T,  $\gamma$   $C_y$ , ve  $\ddot{U}_g(\text{max})$ ) biliniyorsa bu grafikten  $u$  bulunabilir. Öte yandan sistemin T,  $\gamma$  ve verilen yer hareketinin  $\ddot{U}_g(\text{max})$  maksimum ivme değeri biliniyorsa arzu edilen bir  $u$  (düktilité katsayısı) için gereken  $C_y$  hesaplanabilir.

**ÖRNEK:**

**VERİLENLER:**

Sismik riski yüksek bir bölgede bir binanın maksimum ivmesi  $\ddot{U}_g(\text{max}) = 0.4g$  olan Türetilmiş Pacoima Barajı kayıtlarına benzer bir yer hareketi için tasarımı yapılacaktır. Binanın fonksiyonuna gö-

re elastik olmayan davranış kabul edilebilir. Yapının etkili kütlesi  $M$ , sönüm yüzdesi 5 ve ilk (doğal titreşim periyodu) hesaplaması 0.4 sn olan bir tek serbestlik dereceli bir sistem olarak modellendirildiği düşünülecektir.

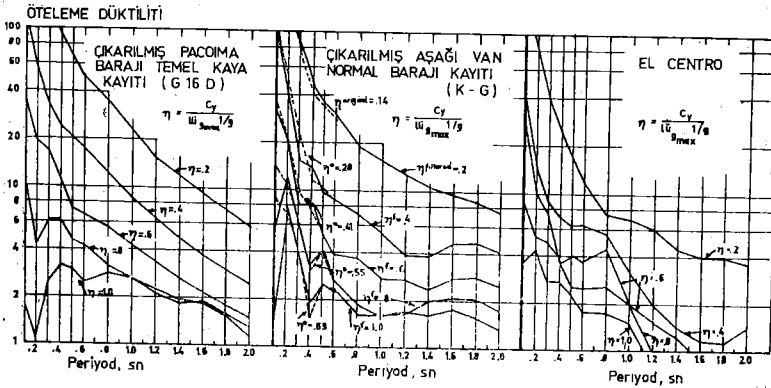
İSTENENLER: Yapının maksimum deplasman duktilite katsayısı  $\mu_{max} = 6$  olarak  $R_y$  nin değerini bulunuz.

ÇÖZÜM:  $R_y$  nin istenen değeri Şekil - 5 ten bulunabilir  $T = 0.4$   $\mu = 6$  değerleri kullanılarak Şekil - 5 den  $\eta = 0.8$  bulunur ve

$$\eta = 0.8 = \frac{C_y}{\ddot{U}_g (\max)/g} = \frac{C_y}{0.4} \quad \text{den } C_y = 0.8 \times 0.4 = 0.32$$

ve  $C_y = R_y/M_x$  olup buradan  $R_y = 0.32 M g$ ,  $R_y = 0.32W$  olur.

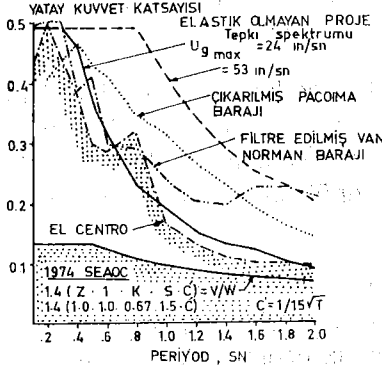
Düşünülen yer hareketi için süneklik gereksinimi,  $\eta$  ve periyodun azalmasıyla genellikle artma gösterir. Kısa periyotlu yapılarda  $\eta$ 'nin bire yaklaştığı durumun dışında verilen herhangi bir değeri için gerekli süneklik katsayıları türetilmiş Pacoima Barajı ve Van Norman Barajı kayıtları için El Centro için olandan daha büyük değerler verir.



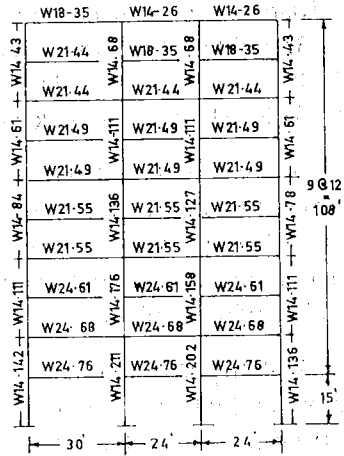
Şekil 5. YÜZDE 5 SÖNÜM İÇİN ÖTELEME DÜKTİLİTE GEREKSİNİMLERİ

Şekil 5 den de açıkça görüldüğü gibi şayet süneklik gereksinimi kabul edilir seviyelerde tutulacaksa bu yer hareketlerinin hepsinde kısa periyotlu yapılar için  $\eta$  bire yaklaşır. Ve  $\mu$ 'nin bire yaklaşık bir değerde olması Van Norman Barajı kayıtları kullanılması halinde El Centro kayıtlarına göre daha uzun yapı periyotları için geçerlidir. Özellikle türetilmiş Pacoima Barajı ve Van Norman Barajı kayıtlarında  $\eta$ 'nin birden küçük değerleri olması halinde yapıda olma-

sı istenen süneklikte hızla artış olur. Özellikle kısa periyotlu yapı-  
larda son zamanlarda Yapı Yönetmeliklerinde belirtilen  $C_y$  düzeyleri  
altında, eğer zirve yer ivmeleri  $0.3g$  den büyük olursa çok büyük sü-  
neklik katsayılarının sağlanması gerekecektir. Hatta aktif faya ya-  
kın yapılarda standart yer spektrum şekilleri kabul edilerek elde  
edilen etkili yer hızlarını temel alan elastik olmayan proje tepki spe-  
ktrumları kullanılırsa istenilmeyecek kadar büyük sünekliklere ge-  
rek olacaktır. Eğer kabul edilen etkili sönüm ve süneklik faktörle-  
ri artırılmıyorsa Yapı Güvenliğini sağlamak için, elastik-tam-plas-  
tik tek serbestlik dereceli tepki veren ve muhtemel büyük deprem-  
lerin odağına yakın yerlerde bulunan yapıların şu anda yapı yönet-  
meliklerinde belirtilenlerden çok daha büyük  $C_y$  değerlerine göre  
hesaplanması gerekir. Bu durumu açıklamak için  $0.5g$ 'lik bir zirve  
yer ivmesi altında süneklik katsayısı 4 ve yüzde 5 sönümlü olan  
Elastik-tam-Plastik sistemlerde olması gereken  $C_y$  değerleri Şekil-5  
den interpolate edilmiş ve Şekil - 6 da gösterilen değerleri ile karşı-  
laştırılmıştır. Bu grafikte çeşitli yer spektrum şekilleri ve  $0.5g$  zirve  
yer ivmeleri için kaynak 11'deki yöntemlere göre elde edilmiş olan  
iki elastik olmayan proje tepki spektrumlarından bulunan  $C_y$  de-  
ğerlerini de göstermektedir.  $0.61$  m/sn ile gösterilen eğri kaynak  
11'in istediği şekil temel almış ve  $1.34$  m/sn ile gösterilen eğri ise  
 $0.5$  g'ye indirgenmiş Türetilmiş Pacoima Barajı kayıtlarında elde edil-  
miştir.  $0.61$  m/sn için çıkarılmış elastik olmayan proje tepki spekt-  
rumundan bulunan  $C_y$  değerleri El Centro kayıt değerleri için ge-  
çerli kabul edilebilir ancak Türetilmiş Pacoima Barajı ve Van Nor-  
man Barajı kayıtları için genellikle emniyetsiz tarafta kalmaktadır.



Şekil 6. ZİRVE İVMESİ  $0.5 g$ ,  $\Phi=0.05$  ve  $\mu=4$  OLAN YER HAREKETLERİ İÇİN YATAY KUVVET KATSAYISI



Şekil 7. ON KATLI ÇERÇEVE

Şekil - 6 dan da görüldüğü gibi 0.4 sn den küçük periyotlar dışında 1.34 m/sn elastik olmayan proje tepki spektrumunda  $C_y$  değerleri bütün yer hareketleri için çok fazla emniyetli taraftadır. Bütün bu durumlarda istenen süneklik katsayısını 4 ile sınırlandırabilecek proje kuvvetleri en son SEAOC yönetmeliğinde belirtilen miktarlardan önemli ölçüde daha büyüktür. Bununla beraber düşük tasarım kuvvetleri kullanıldığında yapıların gereken büyük süneklik katsayılarını içerecek şekilde tasarımları yapılabilir, ancak kısa periyotlu yapılar dışında bu daha esnek yapılarda oluşacak büyük yanıl ötelemeler nedeni ile arzu edilmez. Ekonomik olarak proje yapılırken ya daha yüksek yatay kuvvet katsayıları kullanılmalı ya da yapıyı daha yüksek emniyetli tasarım süneklik katsayılarına sahip kılmak seçeneklerinin ekonomik sonuçları incelenmelidir. Aynı zamanda bu parametrelerin düşük periyotlu, rijit yapısal sistemlerin tepkileri üzerinde önemli etkileri olması nedeni ile zemin-yapı karşılıklı etkileşimi ile dayanım eğrilerinin bu özelliklerinin bu proje kuvvetleri üzerinde etkilerinin hesaplanması da gereklidir.

On katlı çerçeve: Şekil - 7 de gösterilen üç açıklıklı, on katlı çerçeve ekonomik ve uygulanabilir bir minimum ağırlıklı tasarımı sağlamak amacı güden beş basamaklı bir bilgi sayar programına göre çözümlü; tasarımı şiddetli bir depremden sonra emniyetli ve kullanılabilir durumda olacak şekilde yapılmıştır. Tasarım kuvvetleri, sönüm oranı yüzde beş, deplasman süneklik faktörü 4 ve zirve ivmesi 0.5g olan bir elastik olmayan proje tepki spektrumundan bulunmuştur.

Tasarımı yapılan çerçevenin  $C_y$  değeri 0.18 ve ilk mod periyodu ise 1.67 sn'dir. Bu periyotta tasarımda kullanılan pseudoveLOCITY değeri elastik olmayan proje tepki spektrumunca önerilen 0.29 m/sn den yüzde 31 daha yüksek ve 0.38 m/sn dir.

Çerçevenin elastik ve inelastik modelleri 0.5 g zirve ivmeli düzeltilmiş El Centro, Türetilmiş Pacoima Barajı ve Süzölmüş Van Norman Barajı ivmelerine maruz bırakılmıştır. Modellerin çatı ve birinci kat öteleme sonuçları ile tekabül eden girdi ivme kayıtları Şekil - 8'de gösterilmiştir.

Süzölmüş Van Norman Barajı ve Türetilmiş Pacoima Barajı yer hareketine inelastik tepki, El Centroya olan tepkiye oranla; çatıda 1.9 ve ilk katta 2.4 daha büyük olmak üzere, çok daha fazladır. Çerçeveadaki kalıcı deformasyonlar önemli miktarda daha büyük olmuştur.

Bununla beraber El Centroya elastik ve elastik olmayan tepkiler genellikle benzer olurken aynı benzerlik Türetilmiş Pacoima Barajı ve Van Norman Barajı kayıtlarında gözlenmemiştir. Bu tepkilerdeki farklılık, yüksek ivme darbelerinin giriş ivme kaydının başlarında olduğu Türetilmiş Pacoima Barajı kayıtında çok daha çarpıcıdır.

Bu çerçevenin tepkisi; elastik olmayan zirve tepkinin önceden bilinmesinde elastik tepkinin kullanılmasının güvenilir olmadığını göstermiştir. Türetilmiş Pacoima Barajı ve Van Norman Barajı kayıtları için elastik sonuçlar elastik olmayan çatı katı zirve öteleme değerini yüzde 25 daha fazla ve elastik olmayan ilk kat zirve öteleme değerini de yüzde 40 daha az hesaplamaktadır. Bundan başka uzun süreli ivme darbeleri yer hareketlerinden beklenen elastik olmayan tepkinin tipi, elastik analizde gözlenen ve çok sayıda yoğun salınımlardan çok, az sayıda büyük öteleme geçişleri şeklindedir.

Tek serbestlik dereceli sistemlerden alınan sonuçlara göre periyodu 1.67 sn olan bir sistemin El Centro hareketinde sünekliğinin 4 olması için  $C_y$  değerini yaklaşık 0.10, Türetilmiş Pacoima Barajı ve Van Norman Barajı kayıtları için de 0.20 den biraz daha az olmalıdır. Çerçevenin 0.18 lik bir  $C_y$  değeri olmasına rağmen (her üç kayıt için de üst sınırdır.) Öteleme ve süneklik koşulları kabul edilemeyecek kadar büyüktür. Tek serbestlik dereceli sistemler ile örnek çerçeve arasında olan bu farklılıklar, tek serbestlik dereceli sistemlerin analizinde düşey yükler ile geometrik düzensizliklerin ihmal edilmesi sonucu normal olarak karşılanmalıdır. Hatta çok katlı çerçeveler için genellikle yanal yük-öteleme ilişkisi elastotam-plastik değildir. Tek serbestlik dereceli sistemlerin sonuçlarından çok serbestlik dereceli sistemlere geçilirken çok tedbirli olmak gerekmektedir.

## ÖZET VE SONUÇLAR

San Fernando depreminin fay yakını kayıtları, tıpkı Pacoima ve Van Norman Barajı kayıtlarında olduğu gibi yer hızında büyük artışlara neden olan sık ve uzun süre ivme darbeleri içermektedir. Mevcut analitik çalışmalar böyle darbelerin fay yakını hareketlerin genel bir özelliği olduğunu göstermektedir. Türetilmiş Pacoima Barajı kayıtları kullanılarak faya yakın bir binada yapılan analitik inceleme sonuçları gözlenen hasarla doğrulanmıştır. Bu hasar çok sayıda salınımlardan çok, az sayıda fakat elastik limit ötelemesinin çok ötesinde olan ötelemeler sonucu olmuş bulunmaktadır.

Faya yakın alanlarda genellikle büyük yer hızları oluşmaktadır.



Elastik ve elastik olmayan proje tepki spektrumları için hazırlanmış kullanılan yöntemler bu arazilerdeki alınmış kayıtların daha büyük değerlerini yansıtmalıdır. Özellikle beklenen zirve değerlerden daha düşük etkili ivme değerleri ile standart yer spektrum şekilleri kullanan metotlar faya yakın alanlarda güvenilir olmamaktadır. Bir arazide mevcut zeminin mekanik özelliklerine ve fay mekanizmasına göre oluşabilecek büyük hız parçaları dolayısı ile etkili ivme demek olan sık ve uzun süreli ivme darbe özelliklerini tanımlayan farklı parametrelerin saptanması için daha fazla araştırmaya gereksinim vardır.

Maksimum elastik ve elastik olmayan tepkileri kontrol eden yer hareketi özellikleri genel olarak farklı olduğu için elastik tepkiden direk olarak elastik olmayan tepki çıkarılamaz. Bu durumda doğrusal elastik tepki spektrumunu düzelterek direk olarak elastik olmayan proje tepki spektrumunu bulan metotlar güvenilir olmayabilir.

Yüzde beş sönümlü tek serbestlik dereceli ve elasto-tam-plastik sistemler için Türetilmiş Pacoima ve Aşağı Van Norman Barajı kayıtlarından elde edilen elastik olmayan tepkiler, El Centro kayıtlarından elde edilen tepkilerden önemli ölçüde büyük olmuştur. Özellikle kısa periyotlu yapılar için, yapı yönetmeliklerinin belirlediği deprem tasarım kuvvetlerini temel alan böyle yapıların tasarımı kuvvetli yer hareketleri için çok büyük süneklilik gereksinimine neden olacaktır. Aktif fay yakınlarında yer alan binalar için yönetmeliklerde belirtilen yatay deprem kuvvetlerinin artırılması ya da süneklilik kapasitelerinin artırılmasının ekonomik bakımdan etkisi incelenmelidir.

### **AÇIKLAMALAR**

Bu bildiriye sunulan araştırma National Science Foundation tarafından Grant No: AEN 07732 AO2, Sub-Project 0-21983 başlığı altında desteklenmiştir.

## KAYNAKLAR

1. M.D. Trifunac «A three—dimensional dislocation model for the San Fernando, California, earthquake of February 9, 1971» Bull. Seism. Soc. Am. 64, 149—171 (1974).
2. R.B. Reimer, «Deconvolution of seismic response for linear systems», Report No. EERC-73-10, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of Calif., Berkeley, 1973.
3. R.F. Scott, «The calculation of horizontal accelerations from seismocope records», Bull. Seism. Soc. Am. 63, 1637—1661 (1973).
4. N.M. Newmark and E. Rosenblueth, Fundamentals of Earthquake, Engineering Prentice—Hall, Englewood Cliffs. N.J., (1971).
5. D.M. Boore and M.D. Zoback, «Two-dimensional kinematic fault modeling of the Pacoima Dam strong-motion recordings of the February 9, 1971, San Fernando Earthquake», Bull. Seism. Soc. Am. 64, 555—569 (1974)
6. Cherry, E.J. Halda and K.G. Hamilton, «A Deterministic approach to the prediction of free field ground motion and response spectra from stick-slip Earthquakes», Systems, Science and Software, La Jolla, Calif.. 1974.
7. D.M. Boore and M.D. Zoback, «Near-field motions from kinematic models of propagating faults», Bull. Seismo. Soc. Am. 64, 321—341 (1974).
8. Y. Tsai and H.J. Patton, «Near-field small Earthquakes-dislocation motion», Semi-annual Report 1, Texas Instr. Ing. 1972.
9. N.N. Ambraseys, «Maximum intensity of ground movements caused by faulting», Proc. 4WCEE, A-2, 154—171, Santiago, Chile 1969).
10. J.N. Brune, «Tectonic stress and the spectra of seismic shear waves from Earthquake», J. Geophys. Res. 75, 4997—5009, 1970.
11. N.M. Newmark and W.J. Hall. «Procedures and criteria for Earthquake resistant design», Bldg Prac. for Disaster Mitigation, Bldg Sci. Ser. 46, 209—236 U.S. Dept of Comm., N.B.S., Washington, D.C., 1973.
12. V.V. Bertero, B. Bresler, L.G. Selna, A.K. Chopra and A.V. Kozetsky, «Design implications of damage observed in the Olive View Medical Center buildings», Proc. 5WCEE, 1,51—59 Rome (1973)

13. S.A. Mahin, V.V. Bertero, A.K. Chopra and R.G. Collins, «Response of the Olive View Medical Center main building during the San Fernando Earthquake», Report No. EERC 76-22, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of Calif., Berkeley, (1976).
14. Applied Technology Council, An Evaluation of a Response Spectrum Approach to Seismic Design of Buildings, San Francisco, Calif., (1974).
15. M. Murakami and J. Penzien, «Nonlinear response spectra for probabilistic seismic design of reinforced concrete structures», Proc. U.S. - Japan Coop. Res. Prog. in Earthq. Engng, 247-273, Assoc. for Sci. Documents Inf., Tokyo (1976).
16. N.M. Newmark, J.A. Blume and K.K. Kapur, «Seismic desing spectra for nuclear power plants», J. Power Div. ASCE, 99, 287-303 (1973).
17. N.M. Newmark, «Seismic desing criteria for structures and facilities of the trans-Alaska pipeline system», Proc. U.S. Nat. Conf. Earthq. Engng, 94-103 EERI, Oakland, Calif. (1975).
18. V.V. Bertero, «Establishment of design Earthquake-evaluation of present methods», Proc. Int. Sym. Erathq. Struct. Engng, 551-580, St. Louis (1976).
19. A.S. Veletsos and N.M. Newmark, «Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to Earthquake motions», Proc. 2WCEE, 2, 895-912, Tokyo, Japan (1960).
20. A.S. Veletsos, N.M. Newmark and C.V. Chelapati, «Depormation shock spectra for elastic and elastoplastic systemssubjected to ground and Earthquake motions», Proc. 3WCEE, 2, 663-682, Wellington, New Zealand (1965).
21. A.S. Veletsos, «Maximum deformations of certain nonlinear systems», Proc. 4WCEE, 2, 155-170, Santiago, Chile (1969).
22. A.S. Veletsos and W.P. Vann, «Response of ground-excited elastoplastic systems», J. Struct. Div., ASCE, 97, 1257-1281, (1971).
23. Structural Engineers Assos. of Calif, Recommended Lateral Force Requirements and Commentary, Seis. Comm., San Francisco, Calif., (1974).
24. V.V. Bertero and H. Kamil, «Nonlinear seismic design of multistory frames», Canad. Civ. Engng, 2, 494-516, Ottawa (1975).

# SİLİNDİRİK KABUK AYAKLI YÜKSEK SU HAZİNESİNİN DEPREM HESABI

Nejat Bayülke (\*)

## ABSTRACT

Dynamical characteristics of a cylindrical shell water tower were measured and the tower was analysed under the action of lateral earthquake and code forces. The analytical and experimental periods of vibration of the tower watched very closely and it was found out that the safety of tower against lateral forces was more than enough.

## GİRİŞ

İller Bankasınca Türkiye'de çok sayıda yüksek su hazneleri yapılmaktadır. Türkiyedeki yüksek deprem aktivitesi bu yapıların depreme dayanıklı yapılmasını gerektirmektedir. 1975 yılında yürürlüğe girmiş olan en son «Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik» koşulları (Kaynak - 5) karşısında İller Bankasınca uzun bir süredir uygulanmakta olan çerçeve ayaklı su depolarının (Tip proje TP 4/7) I ve II nci derece deprem bölgelerinde yeterli güvenlik içinde olmadığı daha önce yapılan bir incelemede ortaya konulmuştu (Kaynak - 1). Bu durum karşısında İller Bankasında yüksek su haznelerinin Yönetmeliğin öngördüğü ölçüde depreme karşı güvenli olarak yapılmasını sağlamak için çalışmalar yapılmıştır. Çalışmalar sonucu yüksek su haznelerinin özellikle I ve II nci derece deprem bölgelerinde çerçeve ayaklı olarak yapımlarının statik ve estetik açıdan uygun olmadığı sonucuna ula-

---

(\*) İmar ve İskan Bakanlığı Deprem Araştırma Enstitüsü

şılmış ve yüksek su haznelerinin taşıyıcı ayak sisteminin silindirik kabuk kule biçiminde olmasının gerektiği görülmüştür. Bu anlayışla geliştirilmiş bir silindirik kule ayaklı 100 tonluk su deposu İller Bankasının Adapazarında yaptırılmıştır. 1978 yılında yapımına başlanan kule 1980 yılı ortalarında tamamlanmıştır. Bu yeni tip kulenin dinamik ve statik özellikleri yerinde ve analitik yöntemlerle saptanmış ve depreme dayanıklılığı incelenmiştir. Yazıda silindirik kabuk ayaklı kule sistemin özellikleri ve yapılan incelemeler verilmektedir.

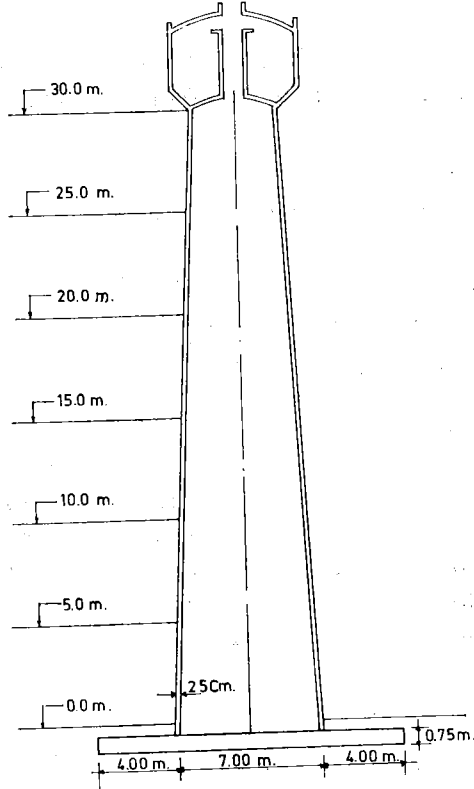


Fotoğraf — 1 Adapazarı 100 Tonluk Su Kulesi

## SİLİNDİRİK KABUK KULENİN ÖZELLİKLERİ (Fotoğraf — 1)

Şekil — 1'de silindirik kabuk kulenin boy kesidi verilmektedir. Kabuk kalınlığı 25 cm'dir. Temelde ortalama çap 7.0 m, hazne dibinde 4.0'dir. Kule çapı temelden yukarıya doğru doğrusal olarak azalmaktadır. Kule yüksekliği yine standart olarak 30.00 metredir. Haznenin ayrıntıları İller Bankasının daha önce uygulandığı standart 100 tonluk haznenin aynısıdır. Kule ayağın toplam ağırlığı 310.61 ton, haznenin boş ağırlığı 66 tondur. Bu durumda kule boş iken ağırlığı 377 ton, dolu ağırlığı 477 ton olmaktadır.

Silindirik kabuk ayaktaki donatının miktarı çeşitli yüksekliklere göre Tablo - 1'de verildiği gibidir:



Şekil 1. KULENİN BOY KESİDİ

**TABLO — 1 Silindirik Kabuk Ayaktaki Donatı Miktarları**

Kotlar		Boyuna Donatı Adet Alan (cm <sup>2</sup> )		Enine Donatı
-0.5	5.0	146	Ø 18 372	Ø8/20 (içte ve dışta)
5.0	10.0	133	Ø 18 339	» »
10.0	15.0	123	Ø 18 313	» »
15.0	20.0	105	Ø 18 268	» »
20.0	25.0	93	Ø 16 188	» »
25.0	30.0	83	Ø 16 167	» »

kulenin temel donatısı Şekil — 2'de verilmektedir.

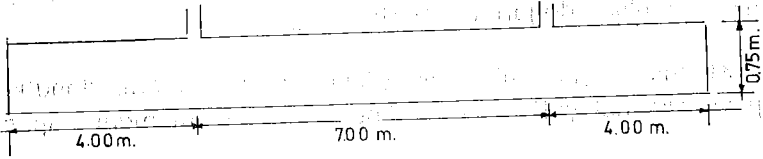
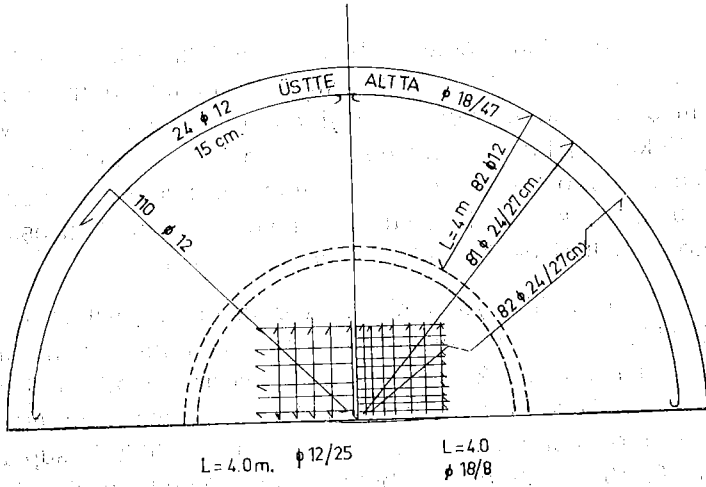
Tablo — 2'de kulenin çeşitli kotlarındaki dış ve iç yarı çapları, en kesit alanı, atalet momenti ve ağırlığı verilmektedir:

**TABLO — 2 Kulenin Çeşitli Kotlardaki Özellikleri**

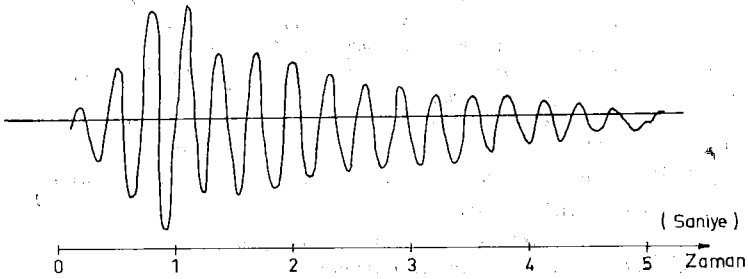
Kotlar	Dış Y.	Çap İç Y.	Çap Alan (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	Ağırlık ((ton)
-0.5	3.625	3.375	5.498	33.67	
0.0	3.595	3.345	5.451	32.82	63.15
5.0	3.355	3.105	5.074	26.47	58.62
10.0	3.115	2.865	4.697	20.99	54.08
15.0	2.873	2.623	4.317	16.30	49.51
20.0	2.630	2.380	3.935	12.35	44.91
25.0	2.385	2.135	3.550	9.07	40.34
30.0	2.145	1.895	3.173	6.47	

### Yapılan Çalışmalar

1/ Kule üzerinde Deprem Araştırma Enstitüsüne ait VM—1 Titreşim Monitörü ile hazne boş iken yapının titreşimleri ölçülmüştür. Alınan kayıdın bir örneği Şekil - 3'de gösterilmektedir. Bu kayıt-



Şekil . 2. TEMEL BOYUTLARI VE DONATIŞI



Şekil . 3 . SU KULESİNİN TİTREŞİM KAYDI



tan hazne boş iken kulenin doğal titreşim periyodu  $T_1 = 0.308$  saniye olarak hesaplanmıştır. Kritik sönüm oranı ise % 3.5 olarak bulunmuştur.

Daha sonra kulenin dolu ve boş durumdaki birinci mod titreşim periyot ve mod şekilleri Newmark Yöntemi ile (Kaynak - 2) hesaplanmıştır. Analitik yolla, kuleyi altı parçaya ayırarak yapılan hesapla (Şekil - 4) bulunan hazne boş iken birinci mod titreşim periyodu ölçüm ile bulunan periyot ile tam bir uyum içindedir. Bu yöntem kullanılarak kulenin dolu iken 1 ve 2 nci mod titreşim periyot ve mod şekilleri de hesaplanmıştır. (Şekil - 5).

Şekil - 6'da analitik yöntemlerle bulunan mod şekil ve periyodları verilmektedir. Bu tip eğilme deformasyonlarının hakim olacağı yapılar da 1 nci mod ile 2 nci mod periyodları arasında 1/6.25 gibi bir oran vardır. Diğer bir deyişle 2 nci mod titreşim periyodunun  $T_1/T_2 = 6.25$  olması gerekir. Ancak yapılan analitik hesapla bu oran  $0.417/0.056 = 7.5$  olarak bulunmuştur. Yapıların ikinci modda titreşimleri için büyük enerjiye gerek vardır ve yüksek modların katılma payları da küçüktür. Bu nedenlerle yapının hakim titreşimlerinin 1 nci mod şeklinde olacağı kabulü önemli bir hata yada yapı için bir tehlike doğurmayacaktır.

2/ Kulenin çeşitli yüksekliklerdeki en kesit alanı, donatı pirsantajı ve eksenel yük dikkate alınarak eğilme moment kapasitesi

	3.3 EI	2.64 EI	2.08 EI	1.59 EI	1.32 EI	EI
W	32	56	52	47	42	86 (ton)
m	3.3	5.7	5.3	4.8	4.3	8.8 (W/g)
u <sup>(o)</sup>	1	1.75	1.63	1.47	1.32	2.69 (m/3.3)
F	1	6.8	14.0	22.0	29.7	82.5
V	156	155	148.2	134.2	112.2	82.5
M	788.1	632.1	477.1	328.9	194.7	82.5
α	239	192 240	181 229	158 207	122 147	64 83
ᾱ	112	104 110	100 103	91 89	75 59	45 28 14
β	112	326	529	709	843	916
Δu	112	326	529	709	843	916
u <sup>(1)</sup>		112	438	967	1676	2519 3435
$\frac{u^{(o)}}{u^{(1)}}$		.00893	.00892	.00892	.00891	.00892 .00892
$EI = 2.1 \times 9.01 \times 10^6 / \text{ton-m}^2$						
$\omega_1 = \sqrt{.00893 EI / m h^3} = 20.35 = \frac{1}{T_1} = 2 \pi / u_1 = 0.308 \text{ sn.}$						
$u^{(1)} = (1.090; 0.731; 0.486; 0.281; 0.127; 0.023)$						

Şekil — 4 Kulenin Depo Boş İken Analitik Yöntemle Hesaplanmış 1 nci Mod Periyodu ve Şekli.

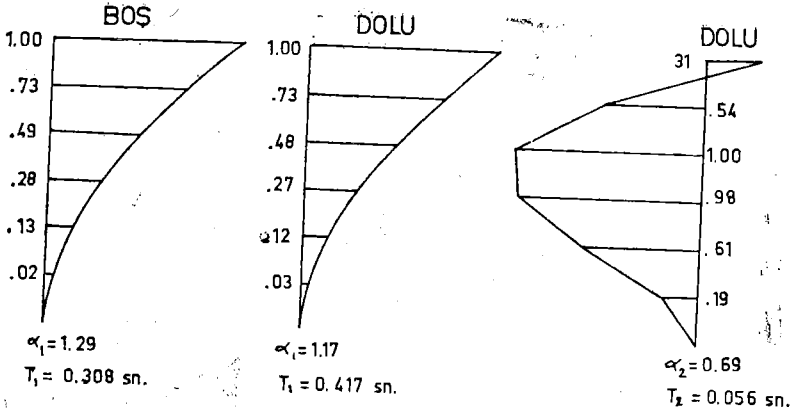
Hazne Dolu 1 nci Mod

	3.3EI	2.64EI	2.08EI	1.59EI	1.32EI	EI
$u^*$	1.0	1.75	1.63	1.47	1.32	5.83
$u(0)$	1.0	3.95	8.75	15.3	23.4	32
F	1.0	6.9	14.3	22.5	30.9	186.7
V	262.3	261.3	245.4	240.1	217.6	186.7
M	1422.4	1160.1	898.8	644.4	404.3	186.7
$\alpha$	431	352	440	341	432	310
$\bar{\alpha}$	202	189	204	187	196	175
$\beta$	202	595	978	1331	1609	1769
$\Delta u$	202	595	978	1331	1609	1769
$u(1)$	202	797	1775	3106	4715	6484
$u^{(0)}$	.00495	.00495	.00493	.00493	.00496	.00492
$u^{(1)}$	$\omega_1^2 = .00495 \text{ EI/m h}^3 \quad \omega_1 = 15.36 \quad T_1 = 2\pi/\omega_1 = 0.417 \text{ sn}$					
	$u^{(1)} = (1.000:0.728:0.479:0.274:0.123:0.031)$					

Hazne Dolu 2 nci Mod

$u(0)$	-0.8	-2.5	-4.0	-4.0	-2.0	1.2
$Y_1 \theta_1$	0.0	-0.001	-0.002	-0.004	-0.007	-0.009
$u^{(0)} - Y_1 \theta_1$	-0.80	-2.5	-4.0	-4.0	-2.0	1.21
F	-0.80	-4.38	-6.52	-5.88	-2.64	7.05
V	-13.17	-12.37	-7.99	-1.47	4.41	7.05
M	-23.54	-10.37	2.0	9.99	11.46	7.05
$\alpha$	-7.13	-3.14	-3.93	0.76	0.96	4.8
$\bar{\alpha}$	-2.9	-2.24	-1.18	-1.40	1.12	1.76
$\beta_1 \Delta u$	-2.9	-6.32	-5.6	-0.54	6.69	12.27
$u(2)$	-2.9	-9.22	-14.82	-15.36	-8.67	3.6
$Y_1 \theta_1$	-0.03	-0.12	-0.26	-0.46	-0.70	-0.96
$u(2) - Y_1 \theta_1$	-2.87	-9.10	-14.56	-14.90	-7.97	4.56
$\omega_2^2$	0.28	0.27	0.27	0.27	0.25	0.27
	$\omega_2^2 = 0.27 \text{ EI/m h}^3 \quad \omega_2 = 112 \quad T_2 = 2\pi/\omega_2 = 0.056 \text{ sn}$					
	$u^{(2)} = (0.306:-0.335:-1.000:-0.977:-0.611:-0.193)$					

Şekil-5 Kulenin Depo Dolu İken Hesaplanmış 1. ve 2. nci Mod Periyot ve Şekilleri



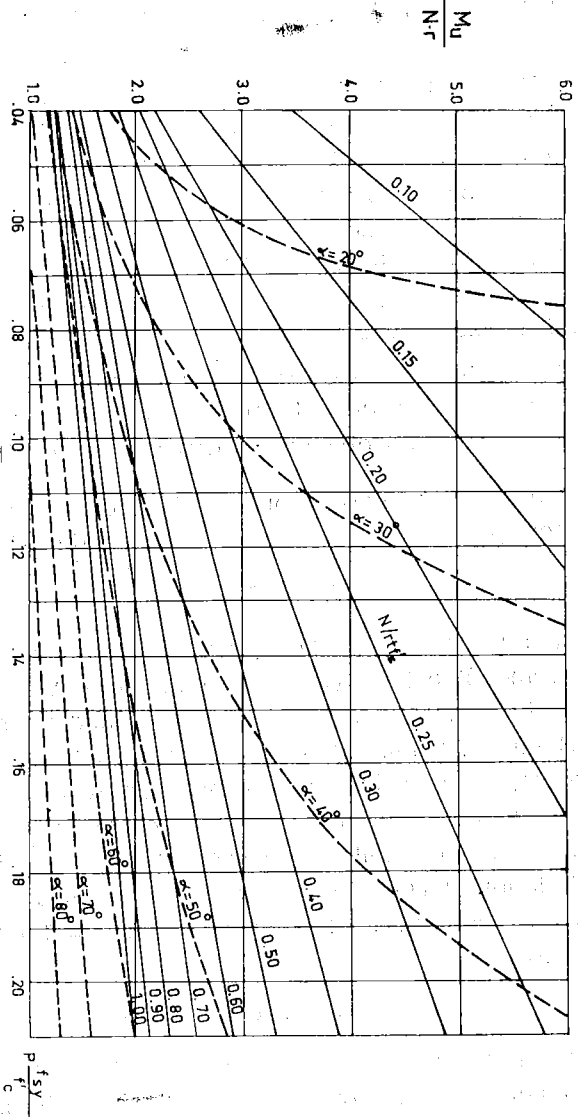
Şekil. 6. ANALİTİK MOD PERİYOT VE ŞEKİLLERİ

hesaplanmıştır. Bu hesapta Kaynak - 3'de söz edilen yöntem kullanılmıştır. Bu kaynakta alınan ve moment kapasitesinin hesabına kullanılan bir abak Şekil - 7'de verilmektedir. Burada  $M_{ii}$  limit eğilme momenti (ton—m),  $N$  = eksenel yük (ton),  $r$ =ortalama yarı çap (m),  $t$ =et kalınlığı (m),  $p$ =donatı yüzdesi,  $f'_y$ = donatı akma gerilmesi (ton/cm<sup>2</sup>),  $f'_c$ =beton silindir basınç dayanımı (ton/m<sup>2</sup>) olarak alınmaktadır. Kulenin beton prizma basınç dayanımının projede B225 olması öngörülmüştür. Ancak yapım sırasında alınan beton örneklerinin silindir basınç dayanımının 150 kg/cm<sup>2</sup> (Prizma dayanımı 180 kg/cm<sup>2</sup>) civarında olduğu söylenmiştir. Donatı olarak St—1 çeliği kullanılmıştır. Bu nedenlerle hesaplarda  $f_y=2.4$  ton/cm<sup>2</sup>,  $f'_c=0.15$  ton/cm<sup>2</sup> olarak alınmıştır. Bu verilere göre çeşitli düzeylerde kulenin eğilme momenti taşıma gücü Tablo - 3'de verilmektedir.

Kulenin dolu yada boş olması halinde moment kapasitesinde olan fark çok az olmaktadır (yaklaşık % 10). Bunun nedeni  $N/N_0$  oranının(\*) çok küçük olması; kulenin ankastre giriş olarak çalışması ve eksenel yükün etkisinin çok az olmasıdır.

3/ Su kulesinin daha sonra deprem hesabı yapılmıştır. Bu hesap «Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik» ko-

Şekil 7 DAIRESEL KESİT MOMENT - EKSENEL YÜK KAPASİTESİNİ VEREN ABAK



TABLO — 3 Kulenin Moment Kapasitesi

m) Kot	(ton) Eksenel Yük	B180'e göre (t-m)		B225'e göre (t-m)		N/N <sub>0</sub> oranı		
		Boş	Dolu	Boş	Dolu	Boş	Dolu	
25—30	86	186	1020	1300	1230	1480	0.016	0.034
20—25	129	229	1400	1550	1700	1830	0.021	0.038
15—20	176	276	2030	2240	2510	2700	0.026	0.040
10—15	228	328	2700	2910	3400	3620	0.031	0.044
5—10	284	384	3300	3510	4170	4280	0.035	0.047
0—5	355	455	3930	4220	4810	5030	0.040	0.052
0	377	477	4170	4520	5290	5460	0.041	0.052

şullarına ve Mod Süperpozisyonu Yöntemine göre yapılmıştır. Burada amaç yapılmış durumu ile su deposunun ne kadar büyük yatay kuvvetlere karşı koyabileceğini ortaya çıkarmaktır.

a) «Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik» uyarınca deprem hesabı: Yönetmelik madde 13.4.1 uyarınca

$$C = C_0 K S I$$

yapıya gelen yatay kuvvet katsayısı formülünden hesaplanacaktır. C<sub>0</sub> deprem bölge katsayısıdır ve 1 nci derece deprem bölgesinde C<sub>0</sub> = 0.10 alınacaktır. K= yapı tipi katsayısı seçiminde bu yapı i— Bağımsız zemin üstü haznesi ise K=3.0, ii— binalardan başka yapılar, baçalar kuleler sınıfında ise K=2.0 alınacaktır. Su kulesinin bağımsız zemin üstü haznesi olarak düşünülüp K=3.0 alınmalıdır. S yapı dinamik katsayısıdır. Yapının 2 nci sınıf zemin üzerinde bulunduğu (T<sub>0</sub>=0.42 sn ve T 0.42 saniye olduğu düşünülürse S = 1.0 olacaktır. Yapı önem katsayısı I = 1.5 olarak alınmalı ve böylece

$$C = 0.10 \times 3.0 \times 1.0 \times 1.5 = 0.45$$

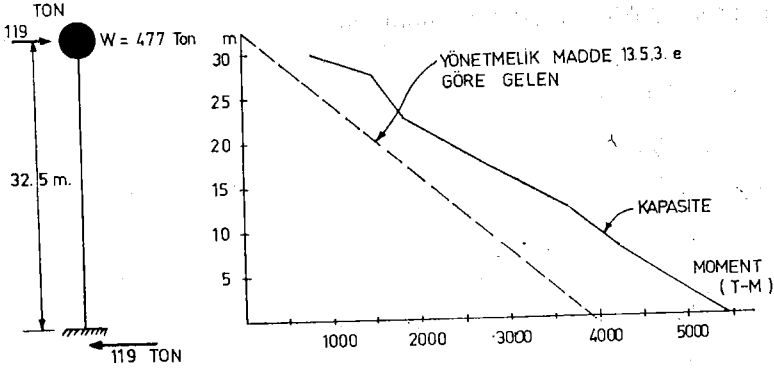
çılmaktadır. Ancak Yönetmelik madde 13.5.3 hesaplanan C yatay yük katsayısının yüksek hazneler için 0.12 < C ≤ 0.25 sınırları içinde kalacağını ve toplam yatay yükün münferit yük olarak hazne

(\*) Burada N kulenin taşıdığı eksenel yük, N<sub>0</sub> ise o kesidin taşıyabileceği maksimum eksenel yüküdür.

ağırlık merkezine etkidiği varsayılacaktır demektir. Bu durumda yapıya gelen deprem yükü,  $C=0.25$  olduğundan

$$F = 0.25 \times 477 = 119 \text{ ton}$$

olmaktadır ve yapının en üst düzeyinden etkidiği için yapıdaki deprem yükünden gelen moment dağılımı Şekil - 8'deki gibi olacaktır.

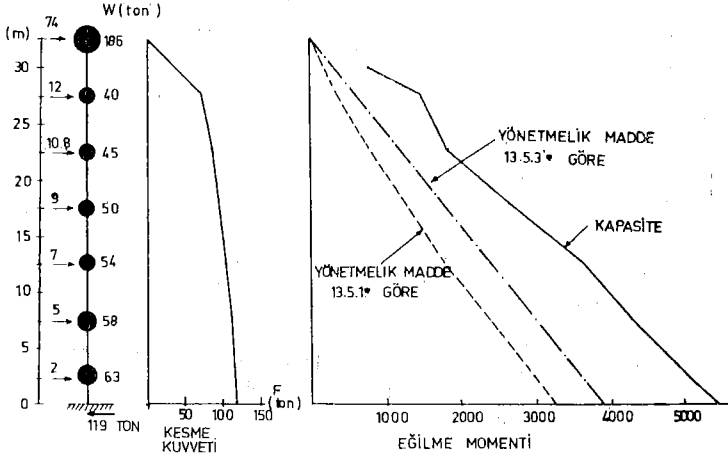


Şekil 8. YÖNETMELİK MADDE 13.5.3'e GÖRE GELEN MOMENTLER VE KULENİN MOMENT TAŞIMA KAPASİTESİ

Şekil — 8 Yönetmelik Madde 13.5.3'e göre gelen momentler ve kulenin moment taşıma kapasitesi.

Şekil — 8'den görüldüğü gibi Yönetmelik madde 13.5.3'e göre hesaplanan momentler ile kule en kesidinin çeşitli düzeylerde taşıyabileceği momentler arasında önemli bir fark vardır. Çeşitli düzeylerde moment kapasitesi depremden gelen momentin 1.4 katı kadardır. Burada hesaplanmış moment kapasitesi elastik limit moment kapasitesidir. Taşıma gücü yöntemi ile yapılan hesaplarda deprem etkisinin yük katsayısı 1.0 yada 1.1 olarak alınması karşısında burada mevcut olan 1.4 gibi bir katsayı nedeni ile kule kesitlerinin oldukça yeterli bir deprem dayanımı olduğu söylenebilir. Daha önce de belirtildiği gibi (Kaynak - 1) bütün yatay yükün hazne düzeyinde etkidiği varsayımı gereğinden fazla güvenli olmaktadır. Çünkü özellikle betonarme kolon yada silindirik kabuk ayaklı yapılarda sistemin ağırlığının önemli bir bölümü taşıyıcı ayaklardan gelmektedir. Örneğin Kaynak - 1'de incelenen yüksek su haznesinin toplam ağırlığı içinde taşıyıcı ayak sisteminin payı depo boş iken % 75, dolu iken % 55; burada incelenen silindirik kabuk

ayaklı kulede ise bu oranlar % 82 ve % 65 olmaktadır. Bu nedenle sistemin bütün ağırlığının kulenin üst seviyesinde toplandığı varsayımı gerçekçi olmamaktadır. Bu nedenle yatay kuvvetin dağılımında Yönetmelik Madde 13.5.1 uygulanarak 13.8 ve 13.9 nolu Yönetmelik formüllerinin yardımı ile yatay kuvvet dağıtımı yapmak daha ekonomik ve gerçekçi olacaktır. Bu formüllerin uygulanması ile sisteme gelen yatay kuvvetler ve bunların oluşturduğu eğilme momentleri Şekil - 9'da verilmektedir:



Şekil 9. YÖNETMELİK MADDE 13.5.1'e GÖRE GELEN MOMENTLER VE KULENİN MOMENT TAŞIMA KAPASİTESİ

Yönetmelik madde 13.5.1'e göre yatay kuvvetlerin dağıtılması halinde çeşitli düzeylerde gelen momentler yaklaşık % 20 daha küçülmektedir. Bu durumda kulenin yatay kuvvetlerin oluşturduğu eğilme momentlerine karşı emniyet katsayıları çeşitli düzeylerde yaklaşık 1.67—4.3 arasında değişmektedir.

b/ Mod Süperpozisyonu Yöntemi ile Deprem Hesabı: Yapıların depremlerde gösterdikleri dinamik davranışa çok daha yakın olan mod süperpozisyonu yöntemi ile yapıya gelen yatay kuvvetler, bunların dağılımı ve oluşturdukları momentler ve kesimin kapasiteleri incelenmiştir. Yönetmelikte öngörülen hesap esasları aslında eşdeğer bir statik yöntemdir. Buna karşılık Mod Süperpozisyonu yöntemi yarı dinamik bir yöntem olması nedeni ile gerçek deprem davranışına daha yakındır.

Su deposunun dolu iken 1 ve 2 nci mod şekil ve periyodları Şekil - 6'da verilmektedir. Yapının sönüm oranı kritik sönümün % 5'i olarak alınırsa, Okamoto'nun verdiği (Kaynak - 4) 0.20 g yer ivme-

sine göre hazırlanmış proje spektrumundan (Şekil - 10) 0.42 ve 0.056 sn periyotları ve % 5 sönüme karşılık olan ivmeler 0.45 ve 0.27 olmaktadır. Bu durumda her bir modda yapıya gelen kat kesme kuvvetleri şöyledir:

$$\{F_i\} = x a/g [W_i] \{u_i\}$$

Eurada  $x$  = her bir modun katılma payı,  $a/g=C$  deprem katsayısı  $\{u_i\}$  her bir modun deplasman vektörü ve  $[W_i]$  yapının ağırlık matrisidir. Gerekli işlemlerin yapılması sonucu 1 ve 2 nci modlarda kat ve kat kesme kuvvetleri şu değerleri almaktadır

$$\{F_i^1\} = \begin{pmatrix} 98 \\ 16 \\ 12 \\ 8 \\ 4 \\ 1 \end{pmatrix} \quad \{V_i^1\} = \begin{pmatrix} 98 \\ 114 \\ 126 \\ 134 \\ 138 \\ 139 \end{pmatrix}$$

$$\{F_i^2\} = \begin{pmatrix} 10.6 \\ 4.2 \\ 8.8 \\ 9.5 \\ 6.4 \\ 1.2 \end{pmatrix} \quad \{V_i^2\} = \begin{pmatrix} 10.6 \\ 14.8 \\ 23.6 \\ 33.1 \\ 39.5 \\ 40.7 \end{pmatrix}$$

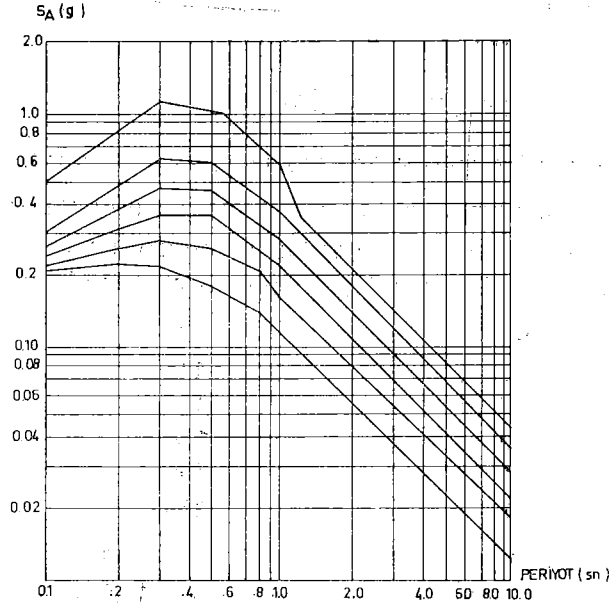
Yapının aynı anda her iki modda da titreşim yapamayacağı nedeni ile bu iki moddaki kuvvetlerin aritmetik toplamları yerine RMS değeri: (Kareler toplamının karekökü) alınır. Bu durumda kat kesme kuvvetleri:

$$\{V_i\} = \begin{pmatrix} 98.6 \\ 115.1 \\ 130.0 \\ 142.2 \\ 149.5 \\ 150.8 \end{pmatrix}$$

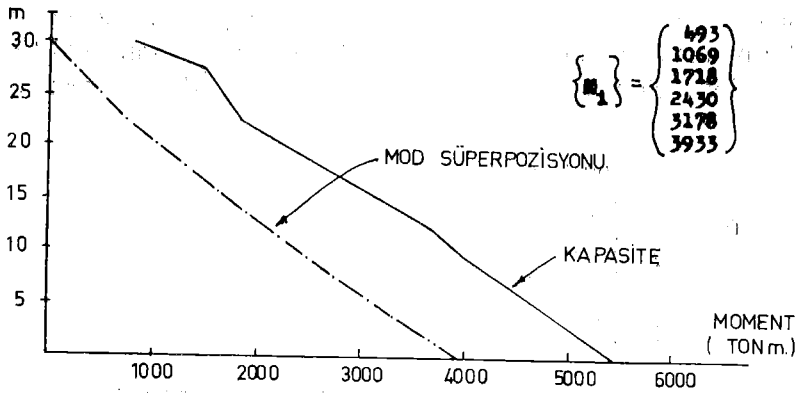
olmaktadır. Eğilme momentleri ise Şekil - 11'de verildiği olmaktadır:

Kuleye gelen yatay deprem kuvvetlerinin oluşturduğu momentler ve kulenin moment taşıma kapasitesi arasında önemli bir emniyet aralığı vardır. Örneğin zeminde depremden gelen eğilme momenti 3933 Ton-m iken moment taşıma kapasitesi 5460 Ton-m'dir. Bu yaklaşık 1.39 gibi bir emniyet katsayısıdır (Taşıma gücü yöntemi açı-





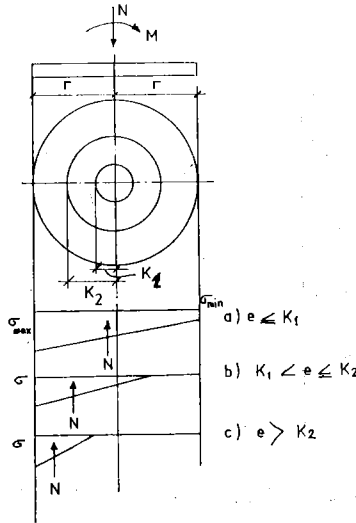
Şekil 10. PROJE İVME SPEKTRUMU MAKSİMUM YER İVMESİ 0.20 g (Kaynak - 4)



Şekil 11. MOD SÜPERPOZİSYONU YÖNTEMİNE GÖRE DEPREMDEN GELEN MOMENTLER VE MOMENT TAŞIMA KAPASİTESİ

sından yük katsayısı) Taban kesme kuvveti bu yükleme durumunda 151 ton, ve  $C=151/477 = 0.315$  gibi çok yüksek bir değerdir. Bu koşullar altında bile sistemin elastik bölgede kalması dolayısı ile yapı için bir tehlike yoktur. Yapının elastik bölge dışına çıkması yani hasar görmesi için gereken yatay kuvvet katsayısı  $C=5460/3933 \times 0.315 = 0.438$  gibi büyük boyutta bir değerdir. Projenin yeniden ele alınıp bir miktar donatı tasarrufu yapılabileceği sanılmaktadır.

4/ Deprem sırasında oluşan momentlerin temelde ve zeminde yaratacağı etkiler de incelenmiştir. Dairesel bir temelde eksantirik bir yükleme altında oluşan gerilmelerin dağılışı Kaynak - 6'da verilen bir yöntem ile hesaplanacaktır. (Şekil - 12)



Şekil 12 DAİRESEL SÖMELEDE EKSANTİRİK YÜKLEME ALTINDA OLUŞAN GERİLMELER

Sömelerde oluşan yükün eksantirisitesi  $e = M/N$  olmaktadır. Bu yöntemde  $k_1$  ve  $k_2$  katsayıları verilmektedir. Bunlar temelde oluşan taban basıncı dağılımının hangi tipte olduğunu belirtirler. Bu katsayılar

$$k_1 = 0.25 r$$

$$k_2 = 0.59 r$$

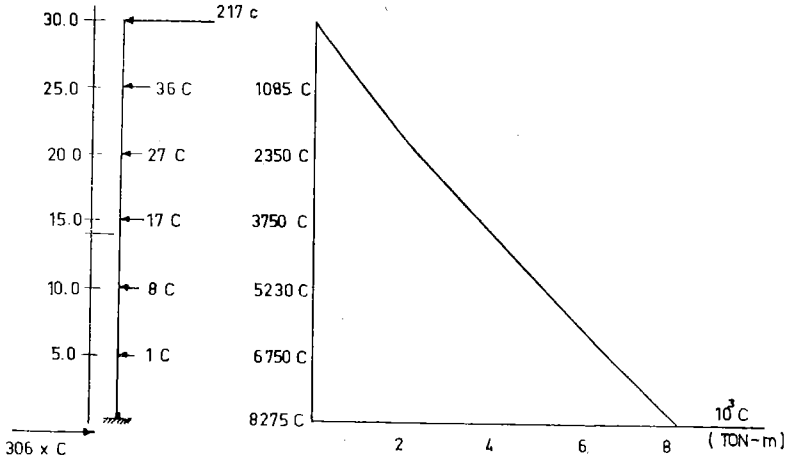
olarak saptanmıştır.  $r$  sömeli yarıçapıdır. Eksantirisite  $e > k_2$  olmasına izin verilmez. Çünkü bu durum stabilite açısından sakıncalıdır. Buradan giderek sistemde oluşacak maksimum eksantirisite

$e = 0.59 r$  ile sınırlandırılmaktadır. Bu durumda zeminde olacak

$$\sigma = \frac{N}{\pi r^2} \left[ 1 - a^2 \left( \frac{4e}{r} - 1 \right) \left( 1 - \frac{1.7e}{r} \right) \right]$$

maksimum basınç formülü ile hesaplanabilir.

Adapazarındaki su kulesine etkiyen taban kesme kuvveti  $F = 477 \times C$  alınır ve bunun 1 nci mod şeklinde yapı üzerinde dağılımı kabul edilirse kule sömeline gelen maksimum moment  $8277 \times C$  (ton-m) olmaktadır (Şekil - 13).



Şekil 13 TABAN KESME KUVVETİNİN OLUŞTURDUĞU MOMENTLER

Mevcut boyutları ile kule sömeline güvenli olarak taşıyabileceği maksimum eksantrisite:

$$k_2 = e = 0.59xr = 0.59 \times 7.5 = 4.43 \text{ m}$$

ve moment kapasitesi

$$M = N.e = 477 \times 4.43 = 2108 \text{ ton-m}$$

olursa kulenin güvenle taşıyabileceği taban kesme kuvveti katsayısı:

$$C = 2108/8277 = 0.254$$

olmaktadır. Bu durumda zemindeki maksimum basınç gerilmesi  $Z = 1.3 \text{ kg/cm}^2$  olmaktadır. Adapazarındaki kulenin bulunduğu zemi-

ın bu basıncı güvenle taşıyabileceği sanılmaktadır. Daha büyük eksantrik yüklerin söz konusu olduğu durumlarda dairesel sömelin yarıçapının artırılması gerekir.

Örneğin  $r = 7.5$  m yerine  $10$  m olsaydı  $e = 0.59$   $r = 5.9$  m ve moment  $5.9 \times 477 = 2814$  ton-m ve taban kesme kuvveti katsayısı  $C = 2814/8277 = 0.34$  olacak ve maksimum sömel basıncı  $0.72$   $\text{kg/cm}^2$  olacaktır.

## SONUÇ

Yapılan incelemeler silindirik kabuk kule ayaklı yüksek su haznesinin oldukça yüksek bir deprem dayanımı olduğunu göstermektedir. Üzerinde daha da araştırılması gereken bir nokta şudur: Kabuk ayaklı kulenin gövdesinin dayanabileceği maksimum taban kesme kuvveti katsayısı  $C$ )  $0.438$  olmaktadır. Ancak kulenin sömelinde, taban kesme kuvveti katsayısı  $0.254$ 'ü aştığı anda, stabilite problemi oluşacağı görülmektedir. Böylece kulenin gövdesi, kulenin sömeli-ne göre çok daha fazla, belki de gereksiz ölçüde, güvenlidir ve büyük olasılıkla ekonomik değildir. Yapının elemanlarının taşıma güçleri arasında daha dengeli bir uyum olmasının ekonomi sağlayacağı ve daha önce de belirtildiği gibi kulede bir miktar donatı tasarrufu yapılabileceği sanılmaktadır.

## KAYNAKLAR

- 1 — Nejat Bayülke «100 Metreküplük bir Yüksek Su Haznesinin Deprem Analizi» *Deprem Araştırma Enstitüsü Bülteni No. 12 Ocak 1976*
- 2 — Mustafa Erdik «Yapısal Sistemlerde Doğal Titreşim Mod ve Frekanslarının 'Newmark' Yöntemi ile Sayısal Saptanması» *Deprem Araştırma Enstitüsü Bülteni No. 23 Ekim 1978*
- 3 — ...«Ultimate Strength Design of Reinforced Concrete Chimneys» *ACI Journal April 1977 pp 179—184*
- 4 — Shunzo Okamoto «Introduction to Earthquake Engineering» University of Tokyo Press 1973
- 5 — ... «Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik» İmar ve İskan Bakanlığı, Deprem Araştırma Enstitüsü, Ankara, Temmuz 1975
- 6 — Sadık Köseoğlu «Pratik Sayısal Örneklerle TEMELLER-Statik ve Betonarme Hesapları» 2 nci Basım, Özarkadaş Matbaası, İstanbul 1974

## DEPREM ARAŞTIRMA ENSTİTÜSÜ BÜLTENİ YAYIN KOŞULLARI

1. Bültene gönderilecek telif ve tercüme yazılarının :
  - a) Depremle doğrudan doğruya, ya da dolaylı yoldan ilgili olması
  - b) Bilimsel ve teknik bir değer taşıması
  - c) Yurt içinde daha önce başka bir yerde yayımlanmamış olması
  - d) Daktilo ile ve kağıdın yalnız bir yüzüne en az iki nüsha olarak yazılmış bulunması
  - e) Şekillerin aydinger kağıda çini mürekkebi ile çizilmiş olması
  - f) Fotoğrafların net ve klişe alınmasına müsait bulunması gerekmektedir.
2. Telif araştırma yazılarının baş tarafına araştırmanın genel çerçevesini belirten en az 200 kelimelik İngilizce, Fransızca ya da Almanca bir özet konulmalıdır.
3. İmar ve İskân Bakanlığı mensubu elemanlar tarafından hazırlanan ve telif ya da tercüme ücreti ödenerek yayımlanacak olan yazılar, mesai saatleri dışında hazırlanmış olduğu yazan, derleyen, ya da çevirenin bağlı bulunduğu birim amiri tarafından (genel müdürlüklerde daire başkanı, müstakil birimlerde birim amiri) verilecek bir belge ile belgelendirilmesi zorunludur. Bu belge ile birlikte verilmeyen yazılar için ücret ödenmez.
4. Telif ve tercüme ücretleri ancak yazı bültende yayımlandıktan sonra tahakkuka bağlanır.
5. Bültende yayınlanacak yazıların 300 kelimelik beher standart sayfası için teliflerde 150 TL. tercümelerde 100 TL. ücret ödenir.
6. Yazılarda bulunan şekiller için, gerekli olan asgari alan içinde bulunabilecek kelime sayısına göre ücret takdir edilir.
7. Yazıların bültende yayınlanması Deprem Araştırma Enstitüsü bünyesinde teşekkül eden Uzmanlar Kurulu'nun kararı ile olur.
8. Seçmeyi yapacak Uzmanlar Kurulu 5. maddede sözü edilen asgari

alanları hesaplamaya, yazı sahiplerine gereksiz uzatmaların kısaltılmasını teklif etmeye, verilecek ücrete esas teşkil edecek kelime sayısını tesbit etmeye ve yazıların yayın sırasını tayine yetkilidir.

9. Kurulca ıncelenen yazıların bültende yayınlanıp yayınlanmayacağı yazı sahiplerine yazı ile duyurulur.
10. Yayınlanmayacak yazılar bu duyurmadan sonra en geç bir ay içinde sahipleri tarafından geri alınabilir. Bu süre içinde alınmayan yazıların korunmasından Enstitü sorumlu değildir.
11. Yayınlanan yazılardaki fikir, görüş ve öneriler yazarlarına ait olup, Deyrem Araştırma Enstitüsünü bağlamaz.
12. Diğer kuruluşlar ve Bakanlık mensupları tarafından bilgi, haber tanıtma vb. gibi nedenlerle gönderilecek not ve açıklamalar, ya da bu nitelikteki yazılar için ücret ödenmez.
13. Enstitü mensupları Enstitüce kendilerine verilen görevlere ait çalışmalarından ötürü herhangi bir telif ya da tercüme ücreti talep edemezler.