



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

DEPREM ARAŞTIRMA BÜLTENİ

5



Deprem Araştırma Bülteni (DAB)

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



Nisan [April] / 1974
Cilt [Volume]: 2

Sayı [Issue]: 5

İÇİNDEKİLER [INDEX]

Sayfa [Page]

ARAŞTIRMA [RESEARCH]

Kolon-Kiriş Ek Yerlerinin Yatay (Deprem) Kuvvetlere Dayanıklı Yapılması [Making Column-Beam Joints Resistant to Horizontal (Earthquake) Forces]

Nejat BAYÜLKE 1-15

ARAŞTIRMA [RESEARCH]

Türkiye’de Kırsal Konutların Son Yıllardaki Tahripkâr Depremlere Mukabelesi (1969-1972) [Response of Rural Houses to Destructive Earthquakes in Recent Years in Turkey (1969-1972)]

Ersin ARIOĞLU, Köksal ANADOL 16-27

ARAŞTIRMA [RESEARCH]

İzmit İli Mikrobölgeleme Etüdünde Yapılan Mikrotremor Çalışmaları [Microtremor Studies Performed in Izmit Province Microzonation Study]

Sinan GENÇOĞLU, Erhan AYHAN 28-51

DİĞER [OTHER]

Sovyet Sosyalist Cumhuriyetler Birliğinde Sismik Mikrobölgeleme Metodlarının Geliştirilmesi [Development of Seismic Microzonation Methods in the Union of Soviet Socialist Republics]

Oktay YURDATAPAN 52-86

DİĞER [OTHER]

Deprem Esnasında Büyük Toprak Altı Yapılarda Zemin-Yapı İlişkileri [Soil-Structure Relationships in Large Underground Structures During Earthquake]

H. Turan DURGUNOĞLU 87-97

DİĞER [OTHER]

Kuvvetli Deprem Hareketi ve Hollywood’da Zemin Durumu [Strong Earthquake Action and Ground Condition in Hollywood]

Ersen BUKET 98-122

**DEPREM
ARAŞTIRMA
ENSTİTÜSÜ
BÜLTENİ**

5

**DEPREM
ARAŞTIRMA
ENSTİTÜSÜ
BÜLTENİ**

5

**DEPREM ARAŞTIRMA
ENSTITÜSÜ BÜLTENİ**



Üç Ayda Bir Yayınlanır
Bilim ve Meslek Dergisi



Sahibi

İmar ve İskân Bakanlığı adına
Teoman Güzey
Deprem Araştırma
Enstitüsü Başkanı



Yazı İşleri Müdürü
Oktay Ergünay
Deprem Araştırma Enstitüsü
Başkan Yardımcısı



Yönetim Yeri ve Yazışma Adresi
Deprem Araştırma Enstitüsü
Başkanlığı Konur Sokak No. : 4/2
Yenişehir/ANKARA



Telefon : 18 66 29 — 12 87 82



Basıldığı Yer

Altuğ Matbaacılık Sanayii 18 65 63



İlanlar pazarlığa tabidir.

Deprem Araştırma Enstitüsü Bülteni

YIL : 2

SAYI : 5

NİSAN 1974

Bu Sayıda

Kolon - Kiriş Ek Yerlerinin Yatay (Deprem) Kuvvetlere Dayanıklı Yapılması	Nejat Bayülke	1
Türkiye'de Kırsal Konutların Son Yıllardaki Tahripkâr Depremlere Mukabelesi	Ersin Arıoğlu - Köksal Anadol	16
İzmit İli Mikrobölgeleme Etüdünde Yapılan Mikrotremor Çalışması	Sinan Gençoğlu - Erhan Ayhan	28
Sovyet Sosyalist Cumhuriyetler Birliğinde Sismik Mikrobölgeleme Metotlarının Geliştirilmesi	V. Stheisberg - Oktay Yurdatapan	52
Deprem Esnasında Büyük Toprak Altı Yapılarında Zemin - Yapı İlişkileri	H. B. Seed - I. M. Idriss - H. Turan Durgunoğlu	87
Kuvvetli Deprem Hareketi ve Hollywood'da Zemin Durumu	C. M. Duke - J. E. Luco - A. R. Carriveau - P. J. Hradilek - R. Lastrico - D. Ostorm - Ersen Buket	98
Yayınlar ve Haberler	123

Kolon - Kiriş Ek Yerlerinin Yatay (Deprem) Kuvvetlere Dayanıklı Yapılması

Nejat BAYÜLKE(*)

SUMMARY :

The behaviour of reinforced concrete beam-column joints under earthquake loads are investigated and the design considerations of the joints along with one numerical example is presented.

Ö Z E T :

Betonarme kolon-kiriş ek yerlerinin deprem yükleri altında davranışı incelenip, ek yerlerinin projelendirilmesi ile ilgili noktalar bir örnek yardımıyla incelenip sunulmaktadır.

G İ R İ Ş :

Şiddetli depremlerde betonarme kiriş-kolon ek yerlerinde olan hasar sonucu kirişin, taşıma gücü kapasitesinin tamamı kullanılmadan, ek yerinden ayrılıp kopmasına, taşıyıcı çerçeve sistemin hasarına, yıkılmasına sebep olabilmektedir. Kolon ve kiriş donatısı, ek yerindeki betonun parçalanıp kırılması sonucu burkulumaya maruz kalabilir. Betonarme elemanların birbirlerine rijit eklemelerle bağlı olduğu varsayımı, böylece geçerliliğini kaybeder. Kiriş donatısının kolon-kiriş ek yerinde yetersiz ankraji veya aderans yoksunluğu ile, veya bu ek yerindeki betonun yüksek kayma gerilmelerinden çatlaması sonucu, kiriş donatısının kolon kiriş ek yerindeki betondan sıyrılması, kirişin iki ucu ankastre yerine mafsallı bir eleman durumuna, mafsallaşması için gereken eğilme momentine varamadan, düşmesi mümkündür. Öte yandan kirişin uç-

(*) İmar ve İskân Bakanlığı Deprem Araştırma Enstitüsü.

larında mafsallaşma olduktan sonra, kiriş donatısı eğer yeterli olarak ek yerinde ankrajlı ise kirişin donatı yoruluncaya veya kopma gerilmesi ve deformasyonuna varıncaya kadar mafsal davranışı gösterebilmesi sağlanabilir. Şiddetli depremlerden dolayı betonarme yapılara gelen enerji ankastre ek yerlerinin mafsallaşması ile harcanır, ek yerlerinin mafsallaşmaya uygun oluşu yapının depreme dayanıklılığını artıracaktır.

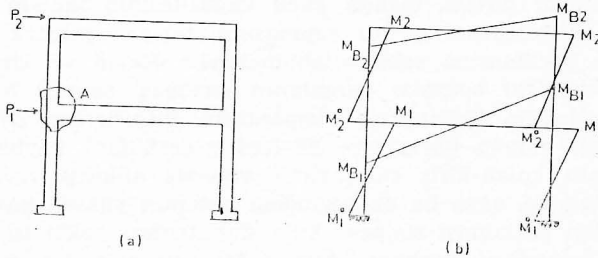
Kiriş-kolon ek yerine, düşey ve yatay eksenel kuvvetler ve eğilme momentleri etkir. Yüklemenin yön değiştirmesi, gerilmelerin çekme ve basınç olarak değişmelerine yol açar. Kolona saplanan kirişlerin sayısı normal olarak birden fazla olması ek yerinde üç boyutlu bir gerilim dağılışı olacağını gösterir. Kolonlardan ve kiriş donatısından gelen kesme kuvvetleri ek yerinin ortasındaki betonda önemli kesme gerilmeleri oluşturur.

Kiriş-kolon ek yerlerine, yapıda şiddetli depremlere karşı direnç sağlanmak isteniyorsa itina gösterilmesi, mafsallaşma ile depremin enerjisini yutma mekanizmasının çalışmasının sağlanması için, ek yerindeki donatının ankrajının yeterli olması, betona gelen kayma gerilmelerinin taşınabilmesi gerekir. Yazıda bu amacı gerçekleştirme yöntemleri üzerinde durulacaktır.

Kolon - Kiriş Ek Yerlerinin Davranışı :

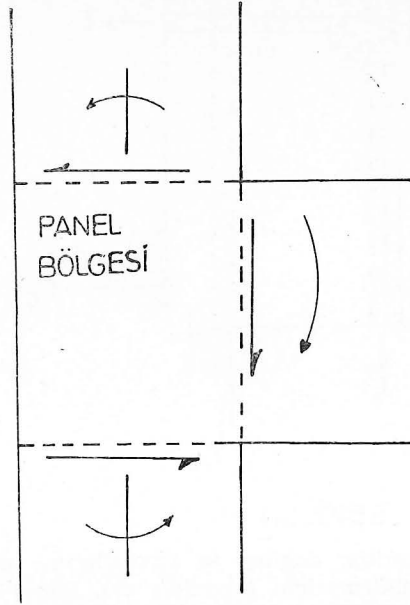
Şekil (1)'de görülen bir betonarme çerçeveye deprem sırasında gelen yatay kuvvetlerin doğurduğu eğilme, kesme ve eksenel yük tesirleri altında, panel bölgeinin davranışı incelenerek problemin tanımına geçilebilir.

Dış aks kolonu ile kirişin kesiştiği noktadaki kuvvetler Şekil (2)'de görülmektedir.



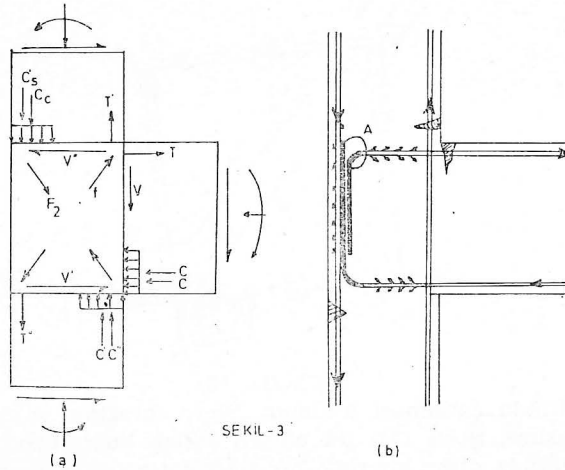
ŞEKİL - 1

Burada nokta-nokta gösterilen bölge «Panel Bölgesi» olarak tanımlanır. Bu bölgedeki donatı ve betondaki gerilmeler detaylı



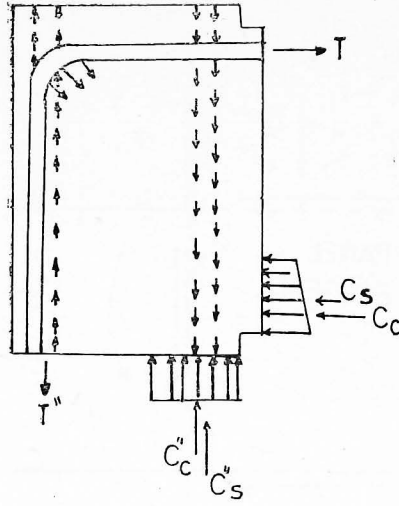
ŞEKİL (2)

bir şekilde Şekil (3)'de görülmektedir (Ref. 4.) Panel bölgesinde bu kuvvetler sonucu betona gelen gerilmeler Şekil (4)'de görülebilir. (Ref. 1)



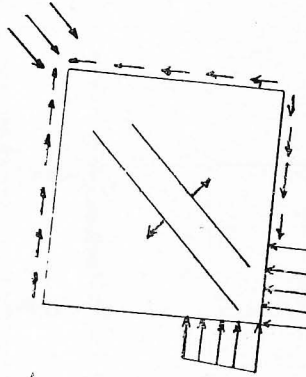
ŞEKİL-3

Burada donatıdan dolayı panel bölgesindeki betona gelen gerilmeler ve diğer basınç gerilmelerinin dağılışı görülmektedir.



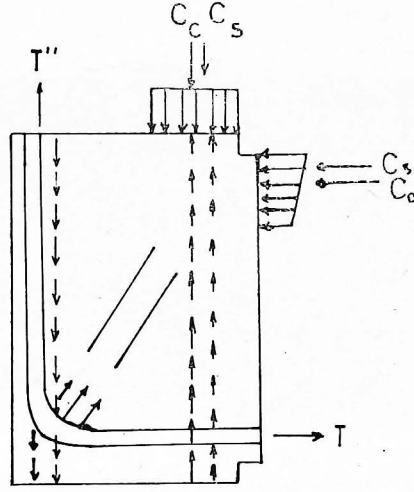
ŞEKİL (4)

Gösterilen gerilim dağılışı ve kuvvetlerin etki alanları tek doğrultulu bir yükleme için geçerlidir (*). Panel bölgesinde eğilme momentinden dolayı olan tesirler önemsiz bir düzeyde olur. Şekil (4)'de görülen gerilmeler sonucu panel bölgesindeki beton aynı betonun safi kesme taşıma gücünün tesbitinde kullanılan yarma deneyi (split test)'ne benzeyen gerilme dağılışı altındadır. Şekil (5) Panel bölgesinin diyagonale dik doğrultuda oluşan çekme geril-



ŞEKİL (5)

meleri altında çatlaması beklenir. Diğer taraftan yükleme doğrultusu değişirse, Şekil (1). İlk oluşan çatlak doğrultusuna 90 derece dik doğrultuda diğer bir çatlak oluşması ve ek yerindeki betonun dört parçaya ayrılması, bunların birbirlerine sürtünerek aşınmaları, ufalanmaları deprem süresinin uzaması ile beklenmelidir. Şekil (6).

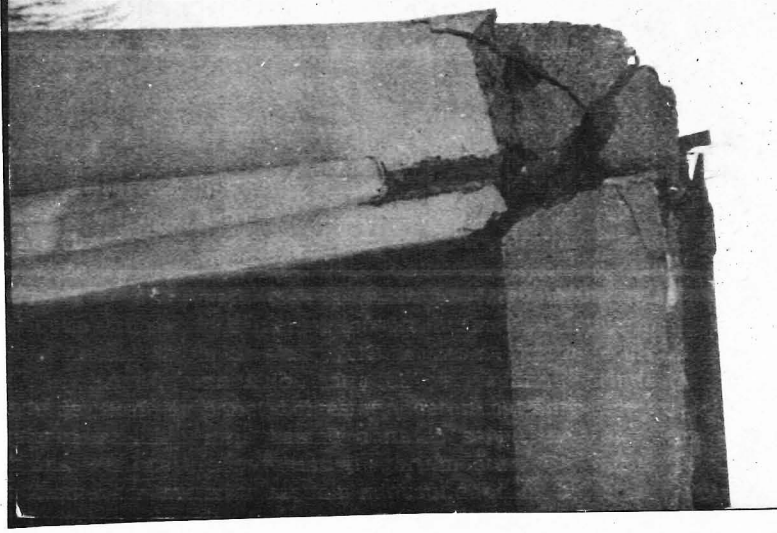


ŞEKİL-6

Anlatılan mekanizmaya benzer bir durum 1970 Gediz depreminde bir benzin istasyonu garajındaki kolon-kiriş ek yerinde görülmektedir. (Resim (1). Panel bölgesindeki beton x-şeklinde çatlama olarak dört parçaya ayrılmıştır. Bu sonuç tamamen burada anlatılan mekanizmanın sonucu olmuştur. Bu şekilde çatlamış panel zondaki betonun kesme gerilmesi taşıması imkânsızdır. Kesme gerilmelerinin alınması için etriye konulmaması sonucu çatlaklar gittikçe açılıp büyümüştür. Bir doğrultuda çatlama tamamen olmuş, diğer doğrultuda ise henüz başlamış ve pek fazla açılmadan deprem bitmiştir.

Kirişin çekmeye çalışan donatısı Şekil (3b)'de görüldüğü gibi panel bölgesi betonunda ankraj yapılmaktadır. Donatının büküldüğü A noktasında, donatıda çok önemli bir gerilim birikimi vardır ve bu noktadaki betona yüksek basınç gerilmeleri aktarılmaktadır. A noktasındaki betonun bu yüksek gerilmeler altında kırılıp ezilmesi ile donatının ankrajının yetersiz kalması mümkündür. Donatı daha sonra betondan sıyrılmaya başlayacaktır. Kirişin çekme donatısının sıyrılmaya daha fazla gerilmelerle akması ve deformasyon yapmasını imkânsızlaştırır. Kirişlerde tam duktiliteye varmak için donatının akması ve kalıcı deformasyon bölgesine girmesi gereklidir. Donatı panel bölgesinde yeterli olarak ankraj edilmemişse veya bir zayıflama olursa, donatı akmaz ve

(*) Bütün yükleme süresi içinde yüklemekten dolayı olan tesirlerin yönü, basınç ve çekme gerilmesi alan bölgeler değişmiyor.



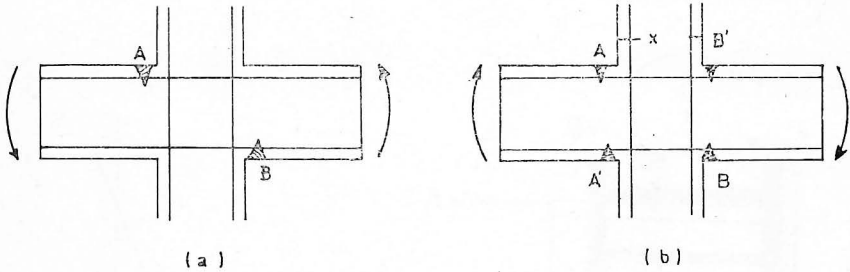
RESİM (1)

kalıcı deformasyon bölgesine girilmeden yerinden sıyrılabilir. Böylece kirişin dönme kapasitesine tam olarak erişilemeyecektir. Kiriş donatısının sıyrılması ile kolondan ayrılarak düşebilir. Kiriş üst donatısının kolona girdiği yerdeki betonda çekme gerilmeleri vardır. Bu nedenle de donatının büküldüğü A-noktasına kadar betonla donatı arasında aderans çok az olacaktır. (Şekil (3)). Bu bölgedeki beton ile donatı arasında yeterli aderans olmaması nedeni ile gerekli aderans boyu A-noktasından sonra hesap edilmelidir. Alt yüzdeki donatı basınç bölgesine girdiği için çok daha iyi bir durumdadır. Ancak bu üstünlük yüklemenin yönü değişirse tamamen kaybolabilir. Kiriş donatısının panel bölgesi dışında kolonun dış yüzündeki bir beton çıkıntısı içinde ankraj edilmesi daha iyi olduğu deney sonuçlarında görülmüştür. (Ref. 4). Kiriş donatısına çekme veya basınç olarak devamlı değişen gerilmelerin gelmesi ile beton ve donatı arasındaki aderansta çok hızlı bir azalma olacaktır. (Ref. 5) Kiriş çekme donatısının A noktasından sonra yeterli aderansı sağlanmalıdır. Donatıyı sadece kolonun betonunun paspayı veya 3-5 santim kalınlığında betonun örtmesi ankraj için yetersizdir.

Kolon-kiriş ek yerlerinde deprem kuvvetleri altında ortaya çıkabilecek çeşitli durumlar kısaca şöyle sıranabilir: 1) Panel bölgesinde betona gelen kesme gerilmeleri, betonun alabileceğinden fazla olabilir ve betonun çatlamasına sebep olur. Kolondaki eksene.

yüklerin betonun kesme kuvveti taşıma gücünü artırdığı kabul edilmektedir. Ancak bu durum kolondaki eksenel yüklerin miktarına bağlıdır. Kolonlardaki eksenel yükler $0.15 N_0$ ile $0.4 N_0$ arasında olmaktadır. N_0 kolonunun taşıyabileceği maksimum eksenel yüküdür. Ref. 4'deki deneylerde $0.16 N_0$ kadar bir eksenel yük taşıyan nünunelerde betonun kesme gerilmesi taşıma gücünde bir artış görülmemiştir. 2) Kiriş çekme donatısının panel bölgesine girdiği nokta ile A noktası arasındaki aderansın azalması, panel bölgesindeki betonun kayma kırılması yapması gibi nedenlerle kiriş donatısının panel bölgesindeki betondan sıyrılmaya başlaması kirişin görevini yerine getirmesini engelliyecektir. 3) Yine A noktasında kiriş donatısı panel bölgesinin köşesindeki betonu ezebilir. 4) Kolon panel bölgesi içinde uzayan kiriş donatısı ve kolon donatısının kolondan fırlamaları (beton paspayını kırarak) mümkündür.

Eğer kirişin birleştiği kolon bir iç aks kolonu ise, Şekil (7), dört doğrultudan gelen donatılar ve beton panel bölgesindeki betonu yeterli bir şekilde kısıtlayıp yukarıda bahsedilen 1) nolu davranışa engel olabilirler (*)



ŞEKİL-7

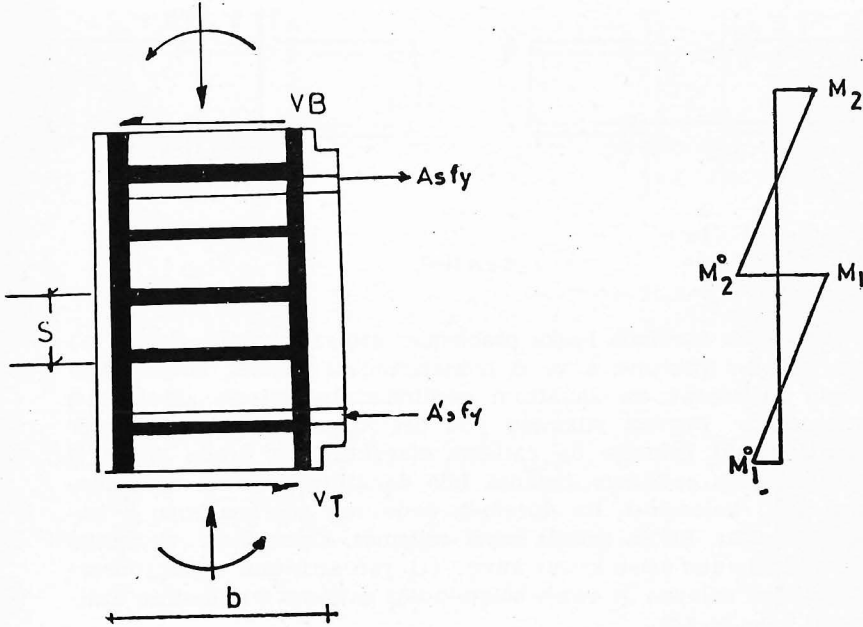
Ancak bu durumda başka problemler ortaya çıkabilir. Şekil (7a)daki gibi bir yüklemeye A ve B noktalarındaki çekme bölgesindeki betonu çatlatacak ve donatının gerilimlerinin betona aktarılması güçleşecektir. Deprem yükünün yön değiştirmesi sonucu A' ve B' noktalarındaki betonda da çatlama olacaktır. Bu arada A ve B noktalarındaki çatlaklar kapansa bile donatının betonla olan aderansı zayıf kalacaktır. Bu durumda donatının aderans boyu x kadar olacaktır. Bu da yeterli kabul edilemez. Kolon-kiriş ek yerine bütün kirişlerden gelen kesme kuvvetleri, yan kirişlerin sağlayabileceği kısıtlama dolayısı ile panel bölgesindeki çatlama tehlikesinin azalmasını önleyecektir.

(*) Bu durum ancak çok şiddetli depremlerde ortaya çıkabilir.

Kolon - Kiriş Ek Yerlerinin Hesabı :

Önceki kısımda kolon-kiriş ek yerlerinin deprem kuvvetleri altında gösterebilecekleri davranışlar incelenmişti, şimdi ortaya serilen problemlerin çözümü yapılacaktır.

Kolon-kiriş ek yerindeki beton panelde oluşan kesme kuvvetlerinin özellikle şiddetli depremlerde betonun taşıyabileceğinden fazla olması sonucu betonun çatlayabileceği belirtilmişti. Çatladıktan sonra betonun kesme gerilmelerini taşıması güçleşir. Kesme gerilmelerinin konulan etriyeler tarafından alınması gerekmektedir. Kesme kırılması mekanizması sonucu, gevrek bir madde olan betonun kesme kuvveti taşıma gücünün kaybolması nedeni ile, konulacak etriyelerin beklenen bütün kesme gerilmelerini alması gerekir. Ancak kolon-kiriş ek yerinde kesme kuvvetlerini karşılamak için etriyesi olan kolon-kiriş ek yeri nünunelerinde yapılan deneylerde (Ref. 4) panel bölgesinde beton çatladığı zaman bütün etriyelerin, özellikle kiriş basınç donatısı seviyesinde olan etriyelerin akma gerilmesine varamadığı görülmüştür. Bu durum etriyelerin kesme gerilmelerini taşıma konusunda tam bir etkinlikle çalışmadıklarını gösterir. Panel bölgesine etkiyen maksimum kesme kuvvetleri şöyle hesaplanabilir. Şekil (8)



ŞEKİL (8)

$$V_1 = A_s f_v - V_B \quad (1)$$

$$\begin{aligned} V_2 &= A_s f_v - V_T \\ V_B &= (M_1 B + M_2)/h_2 \\ V_T &= (M_1 B + M_1 T)h_1 \end{aligned} \quad (2)$$

Buradaki V_B ve V_T her bir kolonun alt ve üst başlarının taşıyabilecekleri maksimum moment (moment etkisnel yük karşılıklı etki diyagramından alınabilir) lerin toplamının her bir kattaki kolonun serbest boyuna bölünmesine eşittir. Maksimum kesme kuvveti V 'nin tamamen etriyeler tarafından alındığı kabul edilirse

$$V = (A d f_v)/s \quad (3)$$

Burada A donatının en kesit alanı, d panel bölgesinin genişliği, s etriye aralığı, f_v donatı akma gerilmesidir. Yukarıda belirtilen etriyelerin hepsinin tam olarak etkili olmaması durumu karşısında (3) nolu denklemin sağ tarafının $\frac{2}{3}$ ile çarpılması ve gerekli etriye alanının ona göre hesaplanması önerilmektedir (Ref. 4 L).

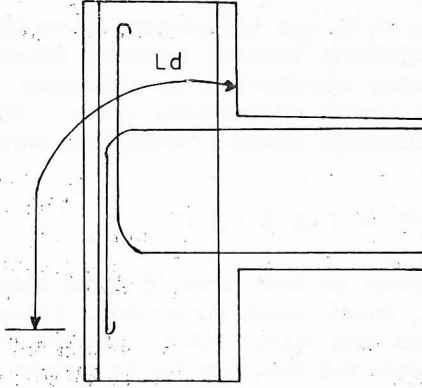
Bu formülden hesaplanan s etriye aralığının 8-10 santimden az olmaması, donatının beton ile kaynaşması bakımından gereklidir. Kullanılacak donatının $\varnothing 8$ mm veya daha fazla olması etriye aralıklarının betonun dökümüne ve sıkıştırılmasına engel olmasını önleyecektir.

Panel bölgesine gelen kesme kuvvetinin tamamının donatı tarafından alınması kabul edilirken, kesitteki kesme gerilmelerinin belli bir miktarı aşmaması gerekir. Meselâ Amerikan Betonarme - 1971 yönetmeliği herhangi bir kesitte donatının taşıyabileceği kesme gerilmesini $2.1 \sqrt{f_c}$ olarak sınırlamıştır. Bu sınırlamanın nedeni kayma gerilmelerinin tamamı donatı tarafından taşınsa bile betonda çok geniş çatlakların oluşmasını önlemektir. Yukarıda verilen limit değer, tek yönlü yükleme deneyleri sonucu çıkarılmıştır. Ref. 6'da kesitlere gelen momentlerin (+) ve (-) devresel yüklemeler halinde değiştiği betonarme kiriş nünunelerinde, kesitlerde kesme kırılması halinde maksimum gerilmelerin $1.6 \sqrt{f_c}$ civarında kaldığı görülmüştür. Bu değer kirişlerin depremlerde maruz kalacakları etkilere çok benzer şartlarda bulunmuş olması nedeni ile daha geçerli kabul edilmelidir. Benzer görüşler Ref. 5' de de belirtilmekte, etkileme yönü değişen devresel kesme gerilmelerine maruz kesitlerde betonun kesme gerilmesi taşıma gücünün normal yüklemelere göre daha düşük olduğu belirtilmektedir.

Kolon içinde ankraj yapılan kiriş donatısının aderans bakımından yeterli olması gerekir. Herhangi bir donatının ankraj uzunluğu aşağıdaki formülden hesaplanabilir. Şekil (9).

$$L = (D f_v) / A U_u \quad (4)$$

Burada d donatının çapı, f_v donatı akma gerilmesi, A donatının en kesit alanı, U_u betonla donatı arasındaki maksimum ortalama aderans gerilmesidir.



ŞEKİL (9)

U_u kullanılan donatının düz veya dişli olmasına ve betonun taşıma gücüne bağlıdır. Amerikan Betonarme - 1963 yönetmeliğine göre U_u aşağıdaki şekilde hesaplanır (Ref. 7) :

$$\text{Dişli donatı } U_u = 6.4 \sqrt{f_c'} / D \leq 56 \text{ kg/cm}^2 \quad (5)$$

$$\text{Düz donatı } U_u = 3.2 \sqrt{f_c'} / D \leq 18 \text{ kg/cm}^2 \quad (6)$$

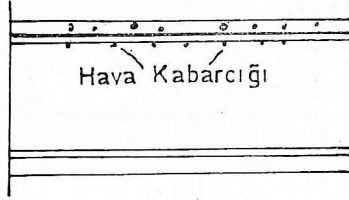
Ref. 2'de yapılan deneylerde dişli donatı için ortalama 49 kg/cm², düz donatı için 18 kg/cm² limit aderans gerilmesi bulunmuştur. Değerler Amerikan Betonarme - 1963 yönetmeliğindeki değerlere uymaktadır. 1971 Amerikan Betonarme yönetmeliğine göre gerekli aderans boyu için aşağıdaki formüller kullanılmalıdır (Ref. 3) :

$$L_d = .00569 D f_v \quad (7)$$

$$L_d = (.0594 A f_v) / \sqrt{f_c'} \quad (8)$$

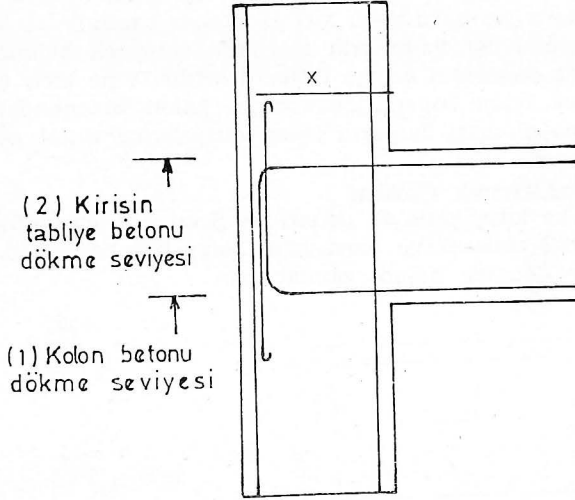
Eğer dişli donatı kullanılırsa $L_d \geq 30$ cm, depreme dayanıklı yapılarda $L_d \geq 40$ cm, donatı kirişinin üst düzeyine yakınsa $L_d = 1.4$ defa artırılır, kullanılan donatıda $f_v \geq 4.2$ ton/cm² ise yine $2 - 4.2/f_v$ kadar L_d artırılır. Aynı zamanda donatının kolona giriş noktasında akma gerilmelerine vardığı anda bu gerilimin yeterli ankraj boyu ile beton içerisinde dağıtılması istenir. Bu işlemler için (4) nolu denklem kullanılabilir. Eğer donatı etriyelerle kısıtlanmış beton içinde ankraj edilmişse, hesaplanan L_d uzunluğunun $2/3$ 'ü ile yetinilebilir.

Donatının kirişin üst yüzeyinde olması halinde aderans boyunun % 40 artırılması gereği, taze betondaki hava kabarcıklarının betonun vibre edilerek sıkıştırılması sırasında yukarı doğru çıkıp üst seviyedeki donatının etrafında birikmesi betonla donatı arasındaki aderansı azaltacaktır. Aderans boyunun artırılma nedeni budur. Şekil (10).



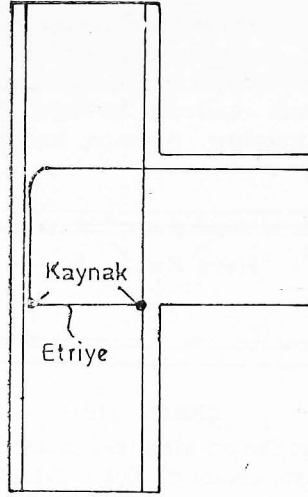
ŞEKİL (10)

Benzer bir durum kolon-kiriş ek yerlerinde beton dökülmesi işlemi sırasında ortaya çıkabilir. Şekil (11)'de görüldüğü gibi bir beton dökme sırası takip edilirse kirişin üst seviyesindeki donatı için yukarıda bahsedilen durum ortaya çıkar ve kiriş donatısının x mesafesi kadar olan kısmında aderans zayıflar, bükülme noktasında da gerilim birikimi olacaktır. Aderans boyu hesaplarında x kısmının hesaplara katılmaması faydalıdır. (Ref. 4).



ŞEKİL (11)

Önce kolon betonu kolon yüksekliğinin yarısına kadar, sonra da kirişler, döşeme ve kolonun geri kalan betonu dökülmelidir. Böylece x mesafesinde ortaya çıkabilecek aderans zayıflığı problemi önlenebilir. Kiriş donatısının kolon donatısına kaynaklanması da faydalı olur. Bu takdirde ankraj boyu daha kısa olabilir. Şekil (12).

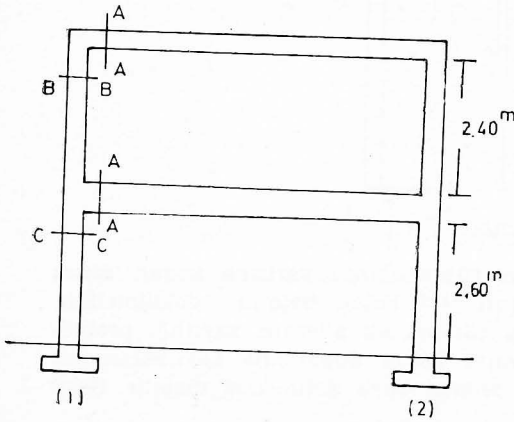


ŞEKİL (12)

Kiriş çekme donatısının panel bölgesindeki A noktasında, Şekil (5); betonu ezmesini önlemek için donatı bükülürken çok geniş çaplı bir daire ile bükülmesi, meselâ donatı çapının altı veya sekiz katı büyüklükte bir daire arki meydana getirerek bükmek uygundur. Böylece donatının ezilme ihtimali azalır. Yine kiriş çekme donatısının ve kolon boyuna donatısının kolon betonundan fırlayıp beton dışına çıkması bunların kolon etriyelerine tesbit edilmesi ile önlenebilir.

Sayısal Örnek Çözüm :

Kolon ve kiriş kesit ve donatıları Şekil (13)'de görüldüğü gibi olduğu kabul edilerek ve buna göre kolon-kiriş ek yerindeki gerekli etriye donatısı hesabı yapılacaktır.



$$A-A \begin{array}{|c|} \hline 20 \\ \hline 40 \\ \hline \end{array} \begin{array}{l} A_s = 38 \text{ cm}^2 \\ A'_s = 2.8 \text{ cm}^2 \end{array}$$

$$B-B \begin{array}{|c|} \hline 35 \\ \hline 35 \\ \hline \end{array} 4 \# 16 \quad M_{max}^B = 50 \text{ t-cm}$$

$$C-C \begin{array}{|c|} \hline 40 \\ \hline 40 \\ \hline \end{array} 6 \# 16 \quad M_{max}^C = 700 \text{ t-c}$$

Görüldüğü gibi 1 no'lu eksenindeki kolonlarda ortaya çıkabilecek maksimum momentler bilinmektedir. Kolonlarda bu momentlere varıldığı zaman, kolon-kiriş ek yerinde oluşacak maksimum kesme kuvvetleri şöyle bulunur :

$$H_1 = (M_{\max}^c)/h_1 = (700 \text{ t-cm})/130 \text{ cm} = 5.4 \text{ ton}$$

$$H_2 = (M_{\max}^b)/h_2 = (540 \text{ t-cm})/120 \text{ cm} = 4.5 \text{ ton}$$

Kolon - kiriş ek bölgesindeki betona kirişlerden gelen maksimum kesme kuvvetleri hesaplanırken, kirişin hem çekme hem de basınç donatısının aktığı anda alabileceği maksimum kuvvetlerin kolon-kiriş ek bölgesine etkideği kabul edilir. Şekil (14). Kiriş donatısından panel bölgesine gelen kuvvetler şu şekilde bulunur :

$$V_T = f_v A_s = 2.2 \times 3.8 = 8.4$$

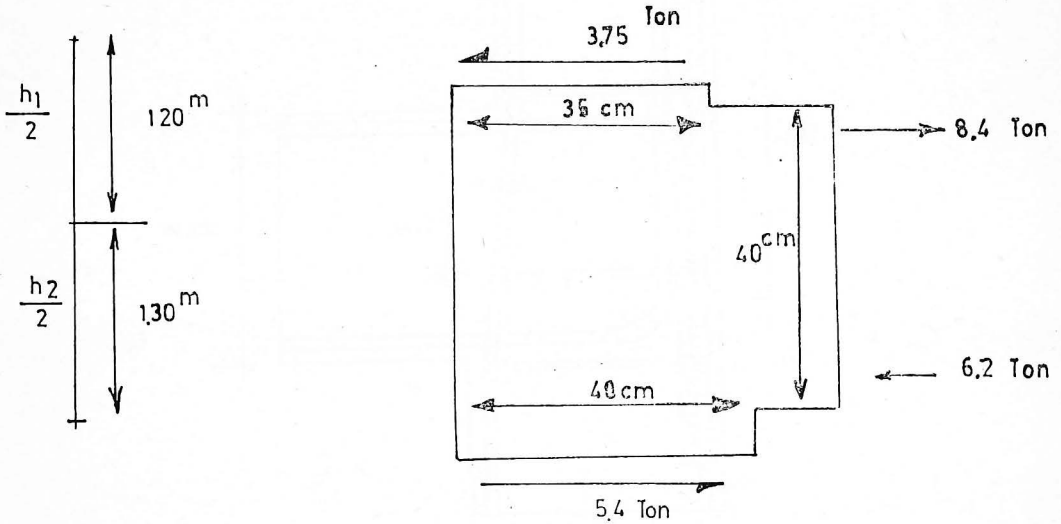
$$V_B = f_v A_s = 2.2 \times 2.8 = 6.2$$

Kolondan gelen kuvvetler ile kirişlerden gelen kuvvetler aynı anda oluşmamaktadır. Ancak bunlar herbir kuvvetin varabileceği maksimum değerlerdir. Böylece hesaplarda mümkün olabilecek maksimum kuvvet kullanılarak emniyetli tarafta kalmak istenir.

$$H_1 - V_B = 5.4 - 6.2 = 0.8 \text{ ton}$$

$$H_2 - V_T = 4.5 - 3.75 = 0.75 \text{ ton}$$

Bunlardan 4.65 kesitte beklenen maksimum kesme kuvvetidir, kesitteki beton panele kolon ve kirişlerden bu miktardan daha büyük kesme kuvveti aktarılamaz, çünkü bu kuvvetleri aktaracak olan kolon ve kiriş elemanlarının kendilerinin daha fazla kuvvet taşımaları olanaksızdır.



ŞEKİL(14)

Kesme kuvvetinin bir bölümü beton tarafından taşınabilir. Ancak yukarıda anlatılan nedenler sonucu bu kuvvetin tamamının enine donatı tarafından taşınması panel bölgesinin şiddetli depremelerde parçalanıp dağılmasını önleyecektir. Panel bölgesi ne kadar sağlam ise kolon ve kirişlerin yüksek miktarlarda deformasyon yapmaları o kadar kolaylaşır.

Bu kesme kuvvetini taşıyacak gerekli etriye aralığı kullanılan donatı çapına bağlıdır, (3) nolu formülden hesaplanır. Eğer $\varnothing 8$ mm, $\varnothing 10$ mm, $\varnothing 12$ mm'den birisi kullanılacak olursa etriye aralıkları şöyle olacaktır :

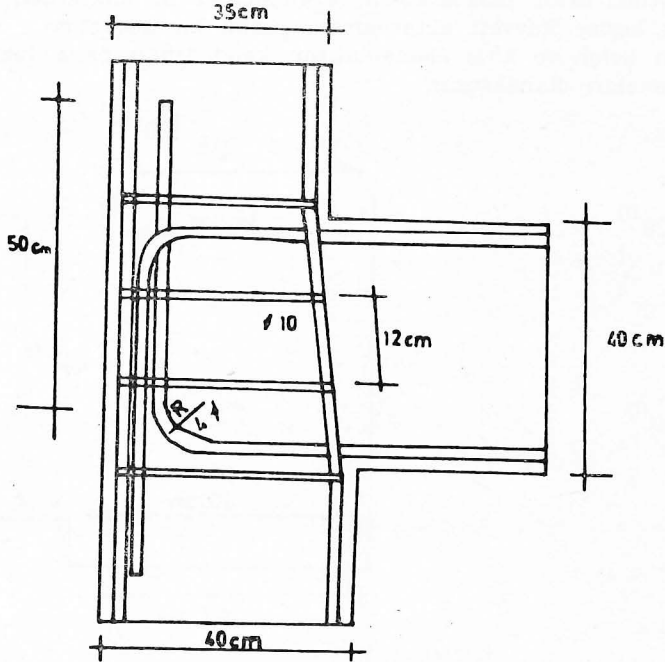
	s (cm)
$\varnothing 8$ mm	9.0
$\varnothing 10$	13.9
$\varnothing 12$	20.3

Etriye aralığının 8-10 santimden az olmaması gerekir. Burada $\varnothing 10/12$ cm iyi bir çözüm olarak kabul edilebilir.

Kiriş donatısının ankrajı için (4) nolu formül ve U_u 18 kg/cm² seçilerek, eğer kiriş donatısı $\varnothing 16$ mm ve St-I ise :

$$L_d = (1.6 \cdot 2200) / (4 \cdot 18) \leq 50 \text{ cm}$$

olması gerekir. Kiriş donatısının kolon içinde büküldüğü noktadan itibaren en az 50 cm kolon içinde uzaması gerekir. Şekil (15).



ŞEKİL (15)

Eğer (7) ve (8) nolu formüller kullanılsa idi L_d 20 ve 22 cm bulunacaktı, fakat ilgili yönetmeliğe göre L_d 40 santimden fazla olmalıdır. Yukarıda hesaplanan 50 cm bu nedenle yeterli kabul edilebilir,

Betonun ezilmemesi için de giriş donatısının bükülmesi sırasında çapının 8-6 \emptyset kadar olması gerekir.

S O N U Ç :

Kolon-kiriş ek yerlerinin detaylandırılması betonarme yapıların depreme dayanıklılığını önemli ölçülerde artıracaktır, kolon ve kirişlerin beklenen davranışları gösterebilmeleri ek yerlerine sıkıca bağlıdır, ek yerlerindeki detayların yeterli olması kolon ve kirişlerde taşıma ve deformasyon kapasitelerinin tam olarak kullanılması için gereklidir.

REFERANS :

1. Bertero V. V. «Lecture Notes on Earthquake Resistant Design of Reinforced Concrete Structures» International Institute of Seismology and Earthquake engineering, 1971-72 Tokyo-Japan.
2. Karaesmen, Ersoy, Yaltkaya «Soğukta Burulmuş Nervürlü Torçeliklerin Özellikleri ve Bu Tip Çeliklerle İnşaa Edilmiş Yapı Elemanlarının Mukavemet ve Davranışları» Ortadoğu Teknik Üniversitesi 1969, Ankara.
3. American Concrete Institute «Proposed Revision of ACI 318-63 Building Code Requirements for Reinforced Concrete» ACI Journal Feb. 1970.
4. Park, Pauley «Behaviour of Reinforced Concrete External Beam-Column Joints Under Cyclic Loading» 5 WCEE Roma 1973 Preprint No. 88.
5. Wight, Kanoh «Shear Failure of Reinforced Concrete Columns Subjected to Cyclic Loading» 5 WCEE Roma 1973 Preprint No. 94
6. Krawinkler, Popov «Hysteretic Behaviour of Reinforced Concrete Rectangular and T-Beams» 5 WCEE Roma 1973 Preprint No. 28.
7. American Concrete Institute «ACI Standard Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 318-63» 1963 USA.

Türkiye'de Kırsal Konutların Son Yıllardaki Tahripkâr Depremlere Mukabelesi (***)

(1969 - 1972)

Ersin ARIOĞLU (*)

Köksal ANADOL (**)

SYNOPSIS

As it is known Turkey is situated on a highly active seismic zone. In the paper the characteristics and the influences of the three destructive earthquakes (Gediz, Burdur, Bingöl) occurred during the last four years in Turkey and having magnitudes greater than 6,3 are presented in a standard form. Then, the structural performance of rural dwellings during these earthquakes are described and at the end, economic and earthquake resistant design criteria for regional prototypes are discussed.

(*) İnş. Y. Müh. (İTÜ) - Proje Grubu Başkanı - Yapı Merkezi

(**) Y. Mimar (DGSA) - Araştırma Grubu Başkanı - Yapı Merkezi, İstanbul.

(***) ARIOĞLU. E. - ANADOL. K : «The Structural Performance of Rural Dwellings During Recent Destructive Earthquakes in Turkey (1969-1972)» Fifth World Conference on Earthquake Engineering. Roma 1973. Paper No. 57. Session 2A.
(Bu tebliğ Roma'da 25-29 Haziran 1973 tarihlerinde toplanan 5'inci Dünya Deprem Mühendisliği Konferansı'nda «Son Tahripkâr Dünya Depremleri» 3. Bölümünde sunulmuştur,

Ö Z E T :

Bilindiği gibi Türkiye çok aktif bir deprem kuşağı üzerinde bulunmaktadır. Tebliğde, önce son dört yılda Türkiye'de meydana gelen magnitüdü 6,3'den yukarı 3 tahripkâr depremin karakteristikleri ve etkileri standart bir form içerisinde sunulmuş, sonra kırsal konutların bu depremlerdeki yapısal performansları belgelenmiştir. Tebliğin sonunda, ekonomik ve depreme mukavim bölge prototiplerin dizayn kriterleri vazedilmiştir.

G İ R İ Ş :

Dünyada her yıl şiddeti 5'den büyük 800 deprem meydana gelmekte ve bu depremlerden doğan toplam maddî zarar 6 milyar dolar olarak tahmin edilmektedir. Dünya nüfusunun % 39'u deprem tehdidi altında yaşamakta, bu nüfusun % 72'si de kırsal konutlarda oturmaktadır («Kırsal Konut» terimiyle yazarlar : a - Mühendislik hizmeti sunulmaksızın, b - Yalnız bölgesel malzeme ve teknoloji kullanılarak, c - İçinde yaşayanın kendisi tarafından inşa edilmiş yapıları kastetmektedirler).

Günümüzde, modern mühendislik, yapıların deprem sorunlarını büyük ölçüde çözümüye yolundadır. Oysa kırsal konutların deprem problemleri henüz bu yapıların dinamik analizlerinin yapılmasında ortaya çıkan zorluklardan dolayı, yeterli seviyede aydınlığa kavuşturulamamıştır. Buna rağmen konuya gözlemler ve deprem sonuçlarının yorumlanması ile ampirik olarak ve deneysel metodlarla da bilimsel olarak yaklaşmak ve bir çözüm getirmek mümkündür. Diğer taraftan problemin zorluğu yanında çözümde kolaylık sağlayacak bazı hususların varlığı da gözden uzak tutulmamalıdır. Şöyle ki, a) kırsal konutlar dünyanın her tarafında aynı tür malzeme ve inşaat teknolojisiyle inşa edilirler (taş, kerpiç, ahşap, primitif inşaat teknolojisi), b) Asırlar boyu bölgenin deprem tecrübeleri sonunda nesillerin oluşturduğu ve birbirine devrettiği, âdeta içgüdüsel asismik inşaat yöntemleri mevcut bulunmaktadır. Birinci husus geliştirilecek asismik kırsal konut projelerinin geniş bir uygulama alanı bulmasını sağlayacaktır. İkinci husus, probleme süratli ampirik yaklaşımlar getirirken, deneysel yöntemler konusunda bir çok önerinin kolaylıkla elenmesini sağlayacak ve netice verici önerilerin ilham kaynağını teşkil edecektir.

Bu nedenlerle yazarlar Türkiye'deki son 3 tahripkâr depremi belgelerlerken, gözlemlerini ucuz kırsal konutların deprem mukabeleleri üzerinde yoğunlaştırmışlardır.

STANDART DEPREM BİLGİ FORMLARI HAKKINDA :

Türkiye'deki son 3 tahripkâr deprem hakkında toplu bilgi, aşağıda belirtilen prensiplere göre Tablo I, II ve III'de verilmiştir.

Depremlerin zaman, episantr koordinatları ve hiposantr derinlikleri (C. G. S. Coast and Geodetic Survey) yayınlarına göre verilmiştir. Magnitüdlere için max. ve min. değerler veren istasyonlar belirtilmiş, en altta ise muhtelif istasyonların magnitüd değerlerinin aritmetik ortalaması verilmiştir. Depremlerin ivme değerleri yazarların deprem bölgesindeki gözlemlerinde tespit ettikleri karakteristik hasarlar üzerinde yapılan hesapların sonuçlarına istinad ettirilmiştir (8). Depremlerde açığa çıkan enerjiler, $E = 11,4 - 1,5 M$ Guttenberg - Ritter formülünde ortalama magnitüd nazarı dikkate alınarak hesap edilmiştir. Deprem hissedilme alanı istatistikî bilgilerin ışığında değerlendirilmiştir. Ardçı depremler için tablolarda ana şoku takiben ilk üç ay içinde kaydedilen magnitüdü 4'den büyük ardçı depremlerin sayısı ve magnitüdlerin üst sınırı belirtilmiştir (C.G.S. yayınlarına göre). Magnitüdü 4'den küçük bir ön deprem yalnız Bingöl depreminde ve ana şoktan bir gün önce hissedilmiştir. Yer hareketlerine ait bilgiler yazarların gözlemlerine, hasar listeleri ise, T. C. İmar İskân Bakanlığı yayınlarına göre tanzim edilmiştir (4-5). Deprem bölgelerinin jeolojik ve tektonik yapıları hakkında bilgi (Ref. 6) dan yorumlanmıştır. Sismik aktivite hakkındaki bilgiler Ref. 1'den alınmış ve bölgede olan şiddetli 4 depremin episantr ve magnitüd ve episantrdaki şiddetleri tablo halinde verilmiştir. M. S. 11-1964 periyodu için elde edilen deprem tekerrür ve magnitüd bağıntıları sismik aktivitenin altında verilmiş ve formülün geçerli olduğu bölge koordinatları tasrih edilmiştir (2). Tablolardaki izosismik eğriler ve bölgenin tipik kırsal konutları hakkındaki bilgiler yazarların deprem bölgelerindeki gözlemlerinden elde ettikleri bilgi yığılmasına istinat etmektedir.

KIRSAL KONUTLARIN GEDİZ DEPREMİNDE YAPISAL PERFORMANSLARI :

Kırsal konut tipi	Toplam kırsal konut sayılarına oranı			
	Yıkılmış	Hasarlı	Hasarsız	
Ahşap çerçevesi (A tipi)	% 15	% 80	% 19	% 1
Ahşap çerçevesi (B tipi)	% 75	% 9	% 41	% 50
Yığma kârgir (Tuğla-Taş)	% 8	% 30	% 50	% 20
Diğerleri	% 2	% 40	% 35	% 25

Bölgedeki yapıların % 81'i ucuz kırsal konutlardır. 128 tipik kırsal konutun gözlenmesi sonunda elde edilen prototip karakteristikleri Tablo. 1'de özetlenmiştir. Şekil 1, 2 ve 3 çeşitli yapılardaki deprem hasarlarını, Şekil 4 ve 5 düşük mukavemete sahip ahşap çerçevesi (A tipi) kırsal konutları, Şekil 6 ve 7 uygun dinamik şartlar altında yüksek mukavemete sahip (B tipi) ahşap çerçevesi kırsal konutları göstermektedir. Şekil 7'de, (deprem deneyleri için) yapılar tarafından projelendirilmiş «Bağdadi» tipi ahşap çerçevesi kırsal konut görülmektedir.

KIRSAL KONUTLARIN BURDUR DEPREMİNDE YAPISAL PERFORMANSLARI :

Kırsal konut	Toplam kırsal konut sayısına oranı			
	Yıkılmış	Hasarlı	Hasarsız	
Yığma (Kerpiç)	% 78	% 32	% 38	% 30
Yığma (Taş-Tuğla)	% 20	% 33	% 52	% 15
Diğerleri	% 2	% 35	% 42	% 23

Bölgedeki yapıların % 72'si ucuz kırsal konutlardır. 72 tipik kırsal konutun gözlenmesi sonunda elde edilen prototip karakteristikleri Tablo II'de özetlenmiştir.

Şekil 8, 9 ve 10 sırayla kum kraterlerini ve yıkılmış iki yığma yapıyı (taş-tuğla) göstermektedirler. Şekil 11 ve 12'de yıkılmış kerpiç yığma yapılar ve Şekil 13, 14'de de tamamen yıkılmış yapılar arasında ayakta kalabilen, az hasarlı prototipler görülmektedir.

KIRSAL KONUTLARIN BİNGÖL DEPREMİNDE YAPISAL PERFORMANSLARI :

Kırsal konut	Toplam kırsal konut sayısına oranı			
	Yıkılmış	Hasarlı	Hasarsız	
Yığma (Taş)	% 70	% 5	% 67	% 28
Yığma (Kerpiç)	% 27	% 22	% 67	% 11
Diğerleri	% 3	% 37	% 48	% 15

Bölgedeki yapıların % 93'ü kırsal konutlardır. Bölgede 196 tipik kırsal konutun gözlenmesi sonunda elde edilen prototip karakteristikleri Tablo III'de özetlenmiştir.

Şekil 15 yer hareketlerini, Şekil 16 ve 17 şehir tipi yığma yapılarıdaki karakteristik deprem hasarlarını, Şekil 18 ve 19 yıkılmış ve hasar görmüş yapıları ve Şekil 20, 21 ve 22'de hasarsız prototipleri göstermektedir.

S O N U Ç L A R :

Kırsal konutların gözlenen deprem mukabelelerinden, aşağıdaki yapısal prensipler ve kriterler vazedilebilir :

GEDİZ PROTOTİPİ :

A Tipi : Bu tip inşaat kesinlikle terk edilmelidir.

B Tipi :

1. Sert zeminde, taş veya beton mütemadi sömel üzerine inşa edilmelidir.
2. Ahşap çerçevenin birleşme noktaları itina ile inşa edilmiştir.
3. Ağır çatıdan kaçınılmalıdır.
4. Ahşap çerçeveler sömellere ve çatıya iyice bağlanmalıdır.

BURDUR PROTOTİPİ :

1. Sıkıştırılmış alüvyonlu zeminde, taş veya beton mütemadi sömel üzerine inşa edilmelidir. Sömellerin altında asgari 20 cm. kalınlığında büyük çakıllı bir tabaka bulunmalıdır.
2. Kerpiç, asgari % 5 çimento ve % 10 harç ile stabilize edilmiştir.
3. Ana duvarlar, her kat boyunca asgari 3 defa, birbirine sağlam olarak bağlanmış sert ahşap hatıllarla çevrilmelidir.
4. Hafif örtü malzemeli ahşap çatı kullanılmalı ve çatı üst hatıllara sağlam olarak bağlanmalıdır.
5. Duvarların köşelerde birbirine raptedilmesine özel bir itina gösterilmelidir.

BİNGÖL PROTOTİPİ :

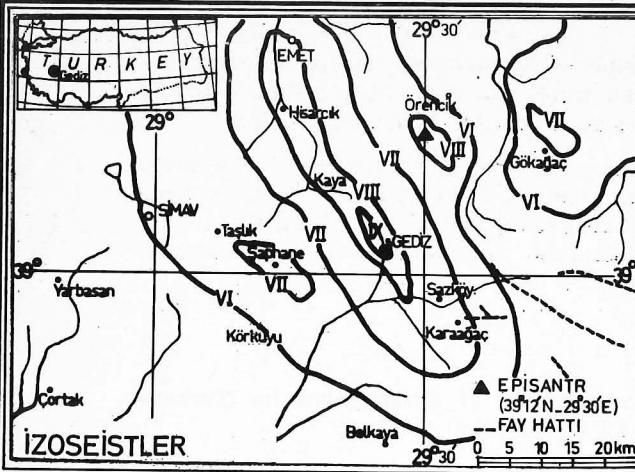
1. Sıkışmış alüvyonlu zeminde 20 cm.'lik bir çakıl tabakası üzerine oturan radye jeneral veya mütemadi sömel üzerine inşa edilmelidir.
2. Duvar inşaatında kullanılan taşların boyutları oranlı olmalıdır. Köşeli taşlar tercih edilmelidir. Kerpiç % 10 çimento ile stabilize edilmelidir.
3. Ana duvarlar betonarme hatıllarla çevrilmelidir.
4. Ağır çatıdan kaçınılmalı ve çatı çerçevesi üst hatıllara sıkıca bağlanmalıdır.

Yukarıda verilen prensiplere ve malzeme, işçilik standartlarına uygun olarak inşa edilen kırsal konutlar, bölgelerinde depreme mukavim ve en ekonomik yapılar olarak kabul edilebilirler.

Tahripkâr depremler sırasında can kayıplarının % 80'i kırsal konutlardaki hasarlardan meydana gelmektedir. Bu nedenle, ucuz kırsal konutların depreme mukavim olarak projelendirilmesi hiç değilse insanlık açısından deprem mühendisliğinin uluslararası önemli bir problemidir.

BİBLİYOGRAFYA :

- (1) ERGİN, K., UZ, Z. : «A Catalog of Earthquakes for Turkey» GÜÇLÜ, U. İ.T.Ü., İstanbul, 1967.
- (2) ERGİN, K., UZ, Z. : «Aftershock Study of the Gediz-Turkey» GÜÇLÜ, U. İ.T.Ü., İstanbul, 1972.
- (3) İPEK, M., UZ, Z. : «Sismolojik Verilere Göre Türkiye'de Deprem Kuşakları» İ.T.Ü., İstanbul, 1965.
- (4) T. C. BAYINDIRLIK : Burdur Depremi Raporu» Ankara, 1972 BAKANLIĞI
- (5) T. C. BAYINDIRLIK : «Bingöl Depremi Raporu» Ankara, 1972. BAKANLIĞI
- (6) HARİTA GENEL MD. : «Türkiye İeoloji Haritası» Ankara, 1963
- (7) ARIOĞLU, E., : «Gediz Depremi, Mart 1970 - Türkiye» Mimar-ANADOL, K. lık 9, Nisan - Mayıs 1971, İstanbul.
- (8) ARIOĞLU, E. : «Gediz'de Gözlenen İki Karakteristik Deprem Hasarı ve bir Teklif: Depremetre» Tebliğ. Gediz Depremi Sempozyomu. İnşaat Mühendisleri Odası. Ankara, 1971.



T Ü R K İ Y E

GEDİZ

28 MART 1970

Zaman (GMT) : 21.02.20
 Episantr : 39,2°N-29,5°E
 Hip. derinliği : 20 Km.
 Magnitüd : 7,75 STR
 6,90 ATH (LV)
 7,3 (Ortalama)

İvme : 195 gal.
 Enerji : 2,24x10²² Erg
 Hiss. alanı : 35x10⁴ Km²
 After shocklar :
 İlk üç ay içerisinde 79
 Aftershock saptanmıştır.
 (4 ≤ M ≤ 5,4)

JEOLOJİK ve TEKTONİK YAPI:

Jeolojik yapı kıtasal neojen devri karakterize eder. Yüksek bölgeler paleozik orijinlidir.

Bölgenin tektonik yapısı kompleksdir. Alpid kuşaktan başlayan fay hattı Gediz'in 20 Km. güneyine kadar yaklaşmıştır. Deprem sonrasında Gediz'in güneyinde genç fay oluşumları gözlenmiştir.

SİSMİK AKTİVİTE:

Yıl	Episantr	Magnitüd	I ₀ (MM)
23.2.1953	38.20N-28.20E	7,55	X
28.2.1855	40.18N-29.10E	7,55	X
1863	38.53N-30.55E	7,55	X
7.12.1953	39.10N-28.50E	5,75	VII
log ₁₀ N=5,51-0,664M / (39°-43°)N-(25°-31°)E			

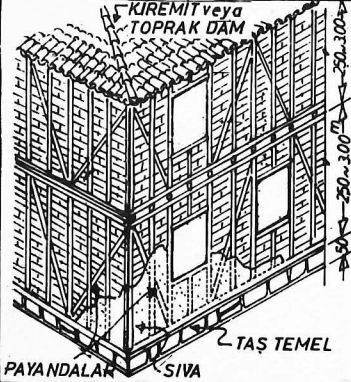
Yer hareketleri:

Gediz-Emet doğrultusunda ki fay formasyonları Gedizden 12 Km. sonra başlayıp ve 6 Km. devam etmiştir. Yer değiştirmeler: yatay 20 cm., düşey 40 cm.

HASAR LİSTESİ:

Ölü	: 1086 kişi
Yaralı	: 1265 kişi
Yıkılan yapı	: 8450 ev
Hasarlı yapı	: 13795 ev
Toplam hasar	: 40x10 ⁶ (₺)

BÖLGEDEN KARAKTERİSTİK BİR KIRSAL KONUT



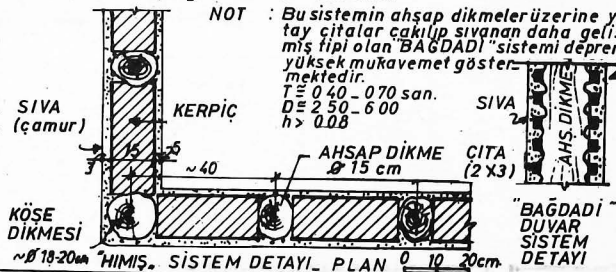
SİSTEM: AHSAP KARKAS (Taş, Kerpiç veya Tuğla dolgulu)
 (Bölge konutlarının % 75'i bu tiptedir)

SİSMİK KARAKTERİSTİKLERİ:

Hakim periyod : T ≈ 0.30 - 0.40 san.
 Düktilite faktörü : D ≈ 1.50 - 1.75
 Damping oranı : h ≈ 0.06 - 0.08

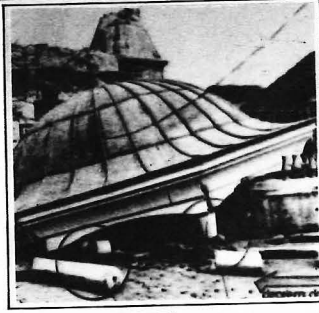
NOT : Bu sistemin ahşap dikmeler üzerine yatay çitiler çakılıp sivanın daha gelişmiş tipi olan "BAĞDADI" sistemi depreme yüksek mukavemet göstermektedir.

T ≈ 0.40 - 0.70 san.
 D ≈ 2.50 - 6.00
 h > 0.08





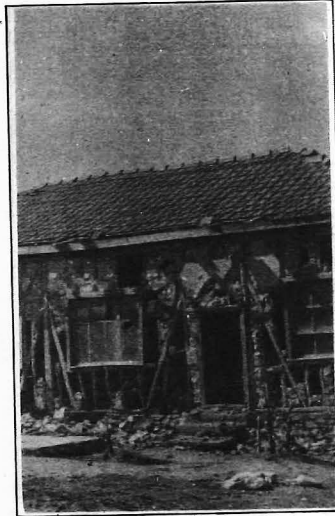
ŞEKİL 1



ŞEKİL 2



ŞEKİL 3



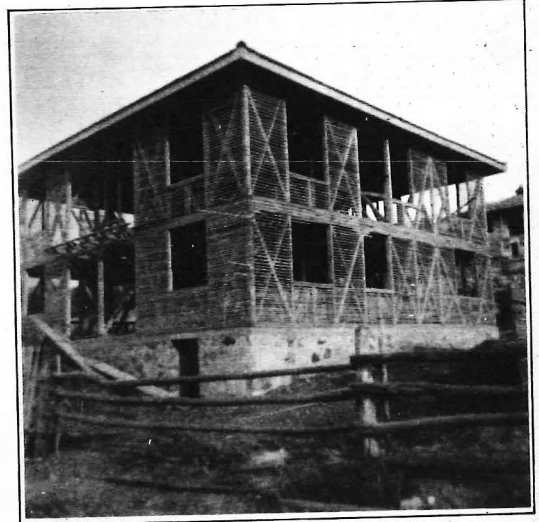
ŞEKİL 4



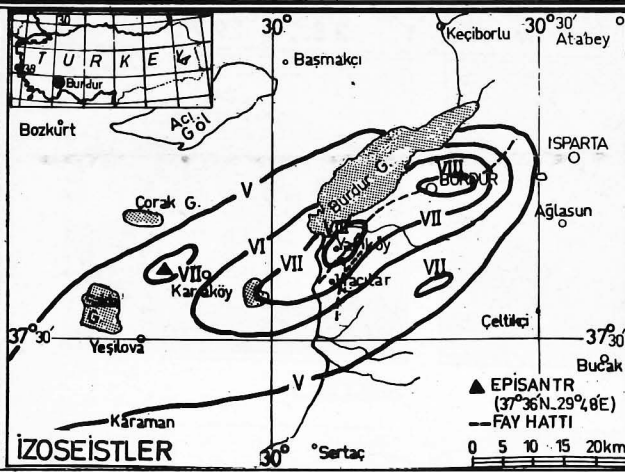
ŞEKİL 5



ŞEKİL 6



ŞEKİL 7



T Ü R K İ Y E

BURDUR

12 MAYIS 1971

Zaman (GMT) :06.25.13
 Epişantr :37,6°N-29,8°E
 Hip. derinliği :8 Km.
 Magnitüd :6,5 KSA
 5,8 ATH (LV)
 6,5 (Ortalama)

İvme :140 gal.
 Enerji :7,08x10²⁰ Erg
 Hiss. alanı :15x104 Km²
 After shocklar :

İlk üç ay içerisinde 38 aftershock saptanmıştır.
 (4 ≤ M ≤ 5,5)

Yer hareketleri:

Hacılar'la Yarıkköy arasında, N 40°E doğrultusunda 1 Km. uzunlukta bir kırık ile kum fışkırtmaları ve kum kraterleri oluşmuştur.

JEOLÖJİK ve TEKTONİK YAPI:

En eski kaya tabakaları mezozoik orijindir. 1000 m. derinlikteki tabakalarda dahi rastlanan neojen, bölgenin karakteristik jeolojik yapısını teşkil eder.

İlk fay hattı 1914 depreminde oluşmuştur. Ancak bugün aktif değildir.

SİSMİK AKTİVİTE:

Yıl	Epişantr	Magnitüd	I ₀ (MM)
1863	38.53N-30.55E	7,55	z
3. 5.1875	38.15N-30.20E	6,96	1x
5. 5.1875	38.10N-30.20E	6,96	1x
3.10.1914	38.00N-30.00E	7,10	1x

log₁₀N=6,28-0,768M / (35°-39°)N-(25°-31°)E

HASAR LİSTESİ:

Ölü	: 57 kişi
Yaralı	: 150 kişi
Yıkılan yapı	: 1524 ev
Hasarlı yapı	: 4878 ev
Toplam hasar	: 10x10 ⁶ (ğ)

BÖLGEDEN KARAKTERİSTİK BİR KIRSAL KONUT

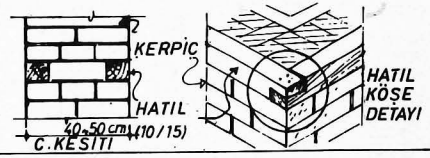
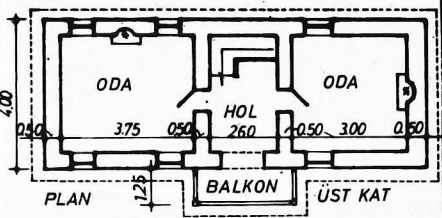


YATAY AHSAP HATILAR (10/15)

SİSTEM: KERPIÇ YİĞMA
 (Bölgedeki konutların % 78 i)
 SİSMİK KARAKTERİSTİKLERİ:

T=0,20-0,30
 D=140-180
 h=0,04-0,06

NOT: Hatılsız yapılar depreme karşı daha dayanıksız oluyorlar.





ŞEKİL 8



ŞEKİL 9



ŞEKİL 10



ŞEKİL 11



ŞEKİL 12



ŞEKİL 13



ŞEKİL 14

T Ü R K İ Y E

B İ N G Ö L

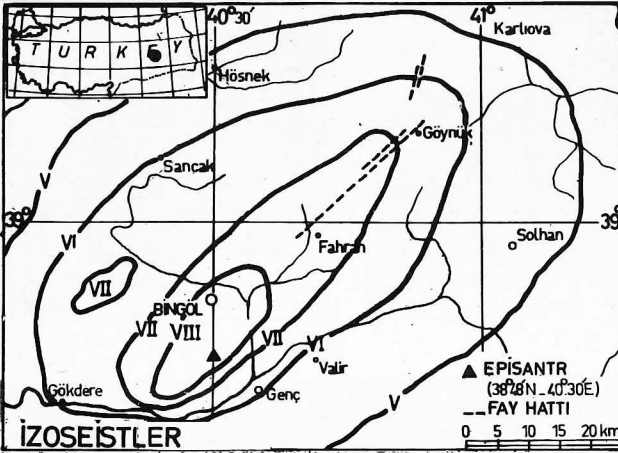
22 MAYIS 1971

Zaman (GMT) :16.43.59
 Episantr :38.8°N-40.5°E
 Hip. derinliği :13 Km.
 Magnitüd :7,2 ATH (LV)
 6,7 UPP
 7,0 (Ortalama)
 İvme :170 gal.
 Enerji :7,94x10²¹ Erg
 Hiss. alanı :27x10⁴ Km²
 After shocklar :

İlk üç ay içerisinde 10
 Aftershock saptanmıştır.
 (4 ≤ M ≤ 5,8) .

Yer hareketleri:
 Bingöl'ün güneyinde bazı kırıklar gözlenmiştir. Maksimum yer değiştirme yatayda 15, düşeyde 5 cm'dir. Bazı yerlerde kum fıskırmaları görülmüştür.

HASAR LİSTESİ:
 Ölü : 755 kişi
 Yaralı : 1322 kişi
 Yıkılan yapı : 5323 ev
 Hasarlı yapı : 6575 ev
 Toplam hasar : 25x10⁶ (\$)



JEOLOJİK ve TEKTONİK YAPI:

Tabakaların esas yapısı metamorfik orijindir. Bingöl sahası ve çevresi 0.40 - 1.50 m. derinlikte kuaterner orijinli kum, çakıl ve gıst depoları ile kaplıdır.

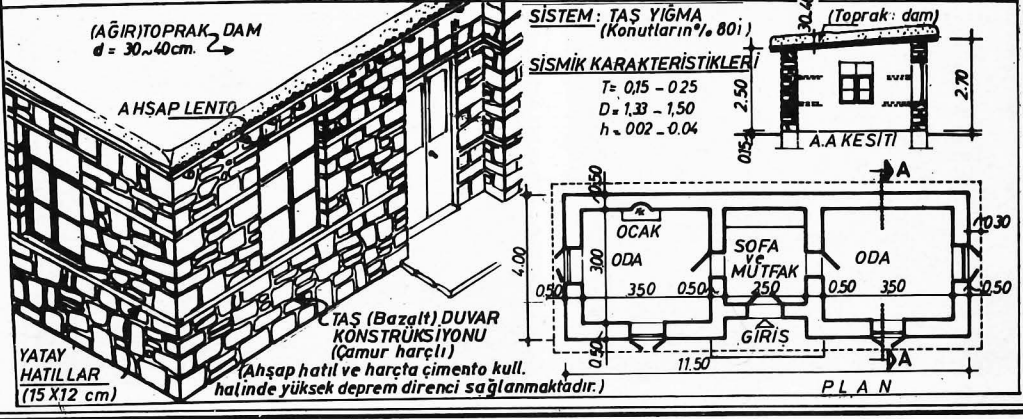
Pliosen orijinli aktif Göynük fayının son depremde Ölü Deniz fay hattı ile irtibatlandığı tahmin edilmektedir.

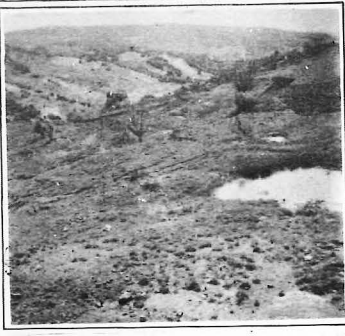
SİŞMİK AKTİVİTE:

Yıl	Episantr	Magnitüd	I ₀ (MM)
27. 3.1875	39,3N-41,0E	6,1	VIII
14.11.1935	39,2N-40,6E	5,8	VIII
17. 8.1949	39,4N-40,9E	6,7	IX
28. 3.1954	39,1N-41,0E	7,0	IX

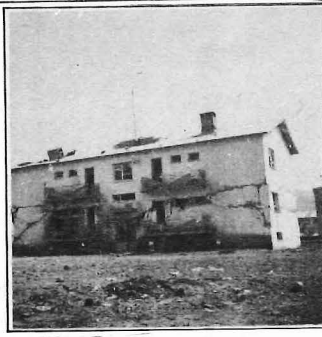
log₁₀N=4,30-0,54M / (35°-39°)N-(38°-45°)E

BÖLGEDEN KARAKTERİSTİK BİR KIRSAL KONUT





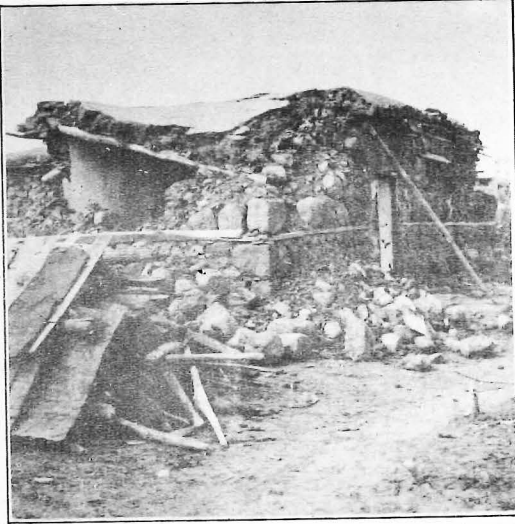
ŞEKİL 15



ŞEKİL 16



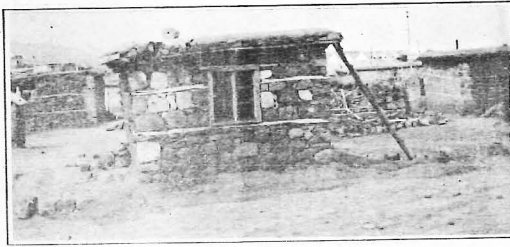
ŞEKİL 17



ŞEKİL 18

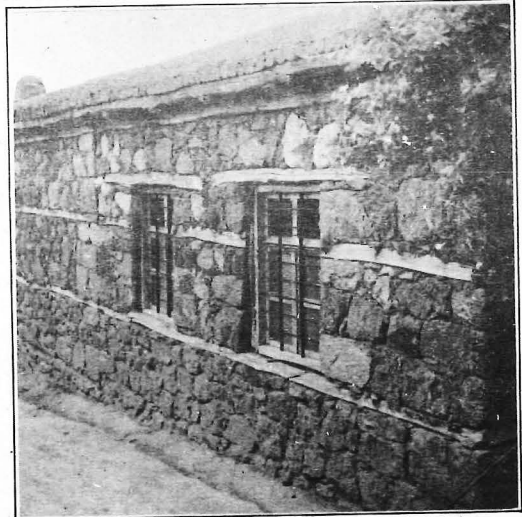


ŞEKİL 19



ŞEKİL 20

21



ŞEKİL 22

İzmit İli Mikrobölgeleme Etüdünde Yapılan Mikrotremor Çalışmaları

Sinan GENCOĞLU(*), Erhan AYHAN(**)

SUMMARY :

In case a seismograph with a magnification over 1000, is operated at any point on ground surface, a continuous record of vibrations is observed. These weak vibrations, generated by natural or man-made sources, are called «Microtremors». Microtremors give useful informations about the dynamical characteristics of the soil, after a thorough analysis. It is a well-known fact that soil - Structure interaction has a great effect on earthquake stresses in the structures.

In this paper, the analysis of microtremor measurements in İzmit and surrounding area during the microzoning investigations, and classification of ground based on this analysis are presented.

Ö Z E T :

Herhangi bir zeminde büyütmesi 1000'in üzerinde olan bir sismograf, yer titreşimlerini devamlı olarak kaydeder. Tabii veya suni etkenlerden oluşan bu zayıf titreşimlere «Mikrotremor» adı verilir. Mikrotremorlar detaylı bir şekilde analiz edildiklerinde, o yerin zeminin dinamik özellikleri hakkında yararlı bil-

(*) Deprem Araştırma Enstitüsü, İmar ve İskân Bakanlığı
(**) Kandilli Rasathanesi

giler vermektedirler. Zemin-yapı etkileşmesinin, yapıya gelen deprem kuvvetleri üzerinde büyük etkisi olduğu bilinmektedir.

Bu yazıda, İzmit ili gelişme sahalarında yapılan mikrozon etüdünde uygulanan mikrotremor çalışmalarının sonuçları verilmektedir.

I. G İ R İ Ş :

Amplitüdü 0.1-1. mikron ve periyodu 0.05-0.1 ve 1-2 sn. olan yer titreşimleri mikrotremor olarak tanımlanmaktadır.

Mikrotremorlar esas olarak, trafik, ağır endüstri makinaları ve bunlar gibi suni etkenler nedeniyle oluşmaktadır. Mikrotremor ölçme ve analizleri yoluyla, zeminlerin titreşim özellikleri incelenebilmektedir.

Sismoloji ilminin gelişmelerine paralel bir şekilde mikrotremor çalışmaları da ilerlemiştir. Mikrotremorlarla ilgili ilk çalışmalar 1907'de Tokyo ve Osaka çevresinde F. Omori tarafından yapılmıştır (1). Bunu takiben U. Inouye, M. Ishimoto ve diğer araştırmacılar da konuyla ilgili çalışmalar yapmıştır. K. Kanai ve çalışma grubunun, mikrotremor karakteristiklerinden zeminlerin özelliklerini bulmak için sistematik çalışmaları mevcuttur (2, 3, 4). Bu özelliklerden, depreme dayanıklı yapı yapımında kullanılacak zemin katsayısının hesaplanılmasında istifade edilmektedir.

Mikrotremorların deprem mühendisliği konularına uygulanılmasında, mikrotremorların özellikleriyle, deprem hareketinin özellikleri arasındaki ilişkinin bilinmesi gereği ortaya çıkmaktadır. Bu gibi özelliklerin saptanmasıyla rezonans olayından, yani yapı esas periyoduyla yapının oturtulacağı zeminin tabii periyodunun aynı olmasından kaçınılabilir.

II. Mikrotremorlar ve Zemin Şartları Arasındaki İlişkiler :

Yapılan çalışmalarla, her zemindeki mikrotremorların kendine özgü bir periyod dağılımı gösterdiği ortaya konulmuştur. Örneğin tek bir tabaka halinde, periyod dağılım eğrisinde 0.1-0.6 sn. ler arasında belirli bir pik görülmektedir. Buna mukabil, kompleks tabakalı bir ortamın periyod dağılım eğrisinde ise, 0.2 sn. den küçük ve 1.0 sn. den büyük periyodlar arasında birden fazla pik görülebilmektedir.

Gerçekte, mikrotremorların periyod dağılım eğrileri büyük ölçüde zeminin ilk tabakasının özelliklerinin etkisi altında kalmaktadır. Mikrotremor özellikleriyle, yani maksimum amplitüd, orta lama, hakim ve en büyük periyodlarla, zemin sınıflaması yapıl-

maktadır. Bu yöntem, K. Kanai tarafından ortaya konulmuştur (5). Kanai, iki analiz yöntemi uygulayarak, zeminleri dört ana gruba ayırmıştır. Uygulanan birinci analiz yönteminde, mikrotremorların en büyük ve ortalama periyodları arasındaki ilişkiler araştırılmakta olup, ikinci yöntemde ise, en büyük amplitüde hakim periyod arasındaki karşılıklı ilişki incelenilmektedir. Böylece, gerek fiziksel özelliklerin tam olarak bilinmemesine ve gerekse en büyük amplitüdün değerinin yalnız zamanla değil, suni etkenler nedeniyle de değişmesine rağmen, çalışılan sahanın özellikleri hakkında bilgi edinebilme olanağı ortaya çıkmaktadır. Her iki yöntemden elde edilen sonuçların karşılaştırılması suretiyle zemin sınıflaması yapılmaktadır.

III. Mikrotremor Ölçmeleri ve Analiz Yöntemi

III. 1. Kullanılan alet

İzmit ili gelişme sahalarında mikrotremor ölçmeleri, Deprem Araştırma Enstitüsü ve Kandilli Rasathanesinin işbirliği sonucunda yapılmıştır. Ölçmelerde kullanılan sismik sistemin blok diyagramı Şekil-1 a. da verilmiştir. Ölçmeler yatay ve düşey olmak üzere her iki bileşende yapılmıştır. Yatay bileşen için aletin sabitleri aşağıda verilmiştir.

Sismometrenin serbest periyodu	0.9 sn.
Sönüm oranı	5.07
Sönüm sabiti	0.47
Sismik D.C. Amplifier gain	\mp 30 dB
Harici kritik sönüm direnci	2.7 k Ω
Servegar'ın voltaj sensitivitesi	100mV/cm.

Sismik sistemin deplasman sensitivitesi Şekil-1. de gösterilmiştir.

III. 2. Ölçme yöntemi

Her ölçme noktasında takriben 3 dakikalık kayıt alınmıştır. Ölçme noktaları arasındaki uzaklık etüdün gayesine ve çalışılan sahaya, yani sahanın meskûn olup, olmamasına göre değişmektedir. Bu çalışmada ölçme noktaları arasındaki yatay ve düşey mesafe bir çok halde 250 m. olarak alınmıştır.

III. 3. Analiz yöntemi

Her ölçü noktasında mikrotremorların hakim periyodunu bulmak için iki analiz yöntemi uygulanmıştır.

III. 3. a. Sıfır kesme yöntemi

Bir çok mikrotremor kayıtlarının analizi için frekans-periyod eğrisi kullanılmıştır. Yöntemin gayesi, sahadaki zeminlerin hakim periyodlarını bulmak ve böylece aynı sahada gelecekte beklenecek depremlerin hakim periyodlarını saptamaktır.

Mikrotremor kaydından herhangi bir iki dakikalık kısım alınarak, sıfır kesme noktaları arasındaki uzaklıklar ölçülür. Bu uzaklıkların iki katı periyod olarak kabul edilir. Bu periyodlar ve her periyoda tekâbüle eden tekerrür sayıları sırasıyla, absis ve ordinatta olmak üzere, noktalanarak frekans-periyod eğrisi elde edilir.

K. Kanai'nin ortaya koymuş olduğu birinci ve ikinci inceleme yöntemleri uygulanarak zeminlerin sınıflandırılmasına çalışılmıştır.

Frekans-periyod eğrisinin çizilmesinde kullanılan tekerrür sayısı ve periyod değerlerinin elde edilmesine bir örnek olmak üzere, Tablo-1. de 108 no'lu ölçme noktasına ait değerler verilmiştir.

Tablo1. 108 no'lu ölçü noktasında periyod ve frekans değerleri

T_i : Keyfi bir periyod, sn

T_i' : Merkezi periyod, sn

N : Frekans (Dalga sayısı)

T_i	T_i'	N
0.055	0.061	—
0.067	0.074	—
0.082	0.091	4
0.100	0.111	1
0.122	0.135	2
0.149	0.165	12
0.182	0.202	8
0.222	0.247	21.5
0.272	0.302	13.5
0.332	0.369	58
0.406	0.451	57
0.496	0.551	70
0.606	0.674	19
0.741	0.823	3.5
0.905	1.006	1.5
1.107	1.230	1.5
1.353	1.503	—
1.653	1.837	—

Mikrotremorların ortalama periyodunu bulmak için $T_0 = t/N$ formülü kullanılmıştır. Burada T_0 ortalama periyod, t toplam analiz süresi (2 dak.) ve N de tekrür sayılarının toplamıdır.

Sıfır kesme analizlerinin yapılmasında İ.T. Üniversitesine ait IBM 1620 kompüteri kullanılmıştır.

III. 3.b. Güç spektrumu analizleri

Yüzey ölçmeleriyle elde edilen mikrotremor kayıtları yatay bileşen için digitize edilmiştir. Örnek aralığı, 0.083 sn. olarak alınmıştır. Güç yoğunluğu spektral fonksiyonunun frekans aralığı 0. - 6.02 cps. dir. Bu nedenle, 0.17 sn. den küçük periyodlu titreşimler güç spektrumunda izlenilememiştir.

Digitize edilmiş kaydın otokorelasyon fonksiyonları hesaplanmıştır. Daha sonra, otokorelasyon değerlerinin Fourier transformu vasıtasıyla güç yoğunluğu spektral fonksiyonları elde edilmiştir. Kompüter hesaplamaları, O.D.T. Üniversitesine ait IBM 360/40 kompüterle yapılmıştır.

IV. Sonuçlar

İzmit ili gelişme sahalarında yapılan mikrotremor ölçmelerinin gayesi, mikrobölgelendirme etüdünde ikinci bir uygulama yöntemi olarak zeminin özellikleri hakkında bilgi edinilmesiydi. Mikrotremor karakteristiklerini bulmak için 45 noktada analizler yapılmıştır.

Mikrotremorların frekans - periyod eğrileri elde edilerek, hakim, ortalama ve en büyük periyodlar bulunmuştur. Bu periyod değerleri ve maksimum amplitüd değerlerine dayanılarak, zemin sınıflamaları yapılmıştır. Sınıflama sonuçları Tablo 2. de verilmiştir.

Sınıflama işlemi, Kanai tarafından verilen Şekil-3a ve 3b. de gösterilen yöntemlere dayanılarak yapılmıştır.

Şekil 4. de, farklı tipteki zeminleri belirleyen bazı ölçü noktalarındaki frekans-periyod eğrileri, Şekil-5. de ise bazı güç spektrumları gösterilmiştir.

Gerek sıfır kesme ve gerekse güç spektrumu analizleri sonucunda elde edilen pik periyodları Tablo 3. de verilmiştir.

Şekil 6. da, her zemin grubuna karşılık ölçü noktalarının sayıları gösterilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere, sahadaki zemin genel olarak III. grup zemin tipini kapsamaktadır.

Aynı sahada Medvedev yönteminin uygulanmasıyla yapılan bölgelendirme çalışması sonucunda, 109, 110, 112, 114, 115 ve 116 no'lu noktaları kapsayan farklı bir zemin grubu ayrılmıştır. Mikrotremor

özelliklerinin incelenmesi sonucunda da, aynı noktalarda böyle bir zemin farklılığı görülmüştür. İzmit ili gelişme sahalarında yapılmış bu mikrobölgeleme etüdünde uygulanan her iki yöntem, yani Medvedev ve Kanai yöntemleri arasında aynı şekilde bir uygunluk 202 ve 301 no'lu ölçü noktalarında da görülmektedir.

Bazı noktalarda görülen uyuşmazlık nedenleri, aynı sahada alınacak başka ölçüler sonucunda araştırılacaktır. Bu araştırma kapsamına, mikrotremorların gece ve gündüze ait amplitüd oranlarındaki değişim de alınacaktır.

Genel olarak her iki yöntemle yapılan sınıflamanın bir uygunluk gösterdiği ve sahadaki hakim periyodunda takriben 0.55 sn. civarında olduğu söylenilebilir.

EK.

Yukarda bahsedilen ve Japon Bina Yönetmeliği'nde belirtilen dört ana zemin grubu aşağıda verilmiştir.

Grup I. Zemin, kaya, sert kumlu çakıl vs.. ihtiva etmekte ve Tersiyer veya daha yaşlı tabakalar olarak sınıflandırılmaktadır.

Grup II. Zemin, kumlu çakıl, kumlu sert kil, loam vs.. ihtiva etmekte ve diluvial veya çakıllı alüvyon olarak, takriben 5 m. veya daha fazla kalınlıkta sınıflandırılmaktadır.

Grup III. Zemin, 5 m. veya daha fazla kalınlıkta alüvyon ihtiva etmektedir. Bu grup, Grup II. den ihtiva ettiği bluff formasyonu (alüvyona nazaran kil oranı az ve iri malzemeli yamaç ve falez teressübatı) ile ayrılmaktadır.

Grup IV. Yumuşak delta depozitleri, çamur ve üst toprak tabakasını ihtiva eden alüvyoner zeminler olup, tabaka kalınlığı takriben 30 m. veya daha fazladır.

REFERANSLAR :

1. F. Omori : On Micro-tremors, Bull. of Earth. Inv. Com. 2 (1908), I-II
2. K. Kanai, T. Tanaka ve K. Osada : Measurement of the Micro-tremors I, Bull. of ERI. Vol. 32(1954), pp: 199-209
3. K. Kanai, T. Tanaka ve S. Yoshizawa : On Micro-tremors IX, Bull. of ERI. Vol. 43 (1965), pp: 577-588.
4. K. Kanai, T. Tanaka ve diğerleri : On micro-tremor X, Bull of ERI, Vol. 44(1966), pp:645-696
5. K. Kanai ve T. Tanaka : On Micro-tremors VIII, Bull. of ERI. Vol. 39(1961), pp:99-114.

Tablo 2. İzmit bölgesinde mikrotremorların periyod, amplitüd değerleri ve zemin sınıflamaları

Ölçme noktası	Periyod (sn) Sıfır kesme metodu			Mak. Amplitüd ()	Birinci teklif	İkinci teklif	Zemin grubu
	Ortala.	En büyük	Hakım				
101	0,47	1.006	0.55	0.453	III	III	III
104	0.50	1.006	0.55	0.383	III	II-III	III
105	0.47	1.006	0.55	0.554	III	III	III
107	0.42	0.823	0.55	0.464	II-III	III	III
108	0.42	0.823	0.55	0.367	II-III	II-III	II-III
109	0.44	1.006	0.39	0.133	II-III	II	II
110	0.34	1.006	0.39	0.177	II-III	II	II
111	0.44	1.006	0.54	0.519	II-III	II-III	II-III
112	0.26	0.823	0.37	0.159	II	II	II
113	0.40	1.230	0.39	0.657	III-IV	III	III
114	0.30	0.673	0.37	0.176	II	II	II
115	0.36	0.823	0.37	0.116	II-III	II	II
116	0.25	0.823	0.37	0.143	II	II	II
202	0.40	1.006	0.39	0.433	II-III	II-III	II-III
204	0.49	1.006	0.55	0.536	III	III	III
206	0.45	1.006	0.55	0.473	III	III	III
208	0.46	1.006	0.55	0.493	III	III	III
210	0.47	1.006	0.55	0.462	III	III	III
212	0.47	1.006	0.55	0.401	III	III	III
214	0.53	1.503	0.55	0.556	IV	III	III
216	0.34	1.006	0.37	0.329	II-III	II-III	II-III
301	0.43	0.823	0.43	0.492	II-III	II-III	II-III
303	0.46	1.006	0.43	0.577	III	III	III
304	0.45	1.006	0.55	0.408	III	III	III
305	0.44	1.006	0.54	0.501	II-III	III	III
306	0.47	1.230	0.55	0.447	III-IV	III	III
307	0.46	1.006	0.55	0.443	III	III	III
309	0.45	1.230	0.55	0.488	III-IV	III	III
311	0.43	1.230	0.55	0.377	III-IV	II-III	III
313				0.892			
315	0.37	1.006	0.40	0.317	II-III	II-III	II-III
402	0.48	1.230	0.55	0.482	III-IV	III	III
404	0.55	1.503	0.55	0.641	IV	III	III
405	0.45	1.230	0.55	0.410	III-IV	II-III	III
406	0.60	1.230	0.55	0.781	III-IV	III	III
408	0.48	1.230	0.55	0.550	III-IV	III	III
412	0.41	1.006	0.55	0.376	II-III	II-III	II-III
414	0.43	1.006	0.40	0.448	II-III	II-III	II-III
505	0.52	1.230	0.43	1.160	III-IV	III-IV	III-IV
507	0.60	1.837	0.55	0.483	IV	III	III
511	0.47	1.230	0.55	0.447	III-IV	III	III
513	0.40	1.230	0.39	0.339	III-IV	II-III	III
514	0.39	1.006	0.39	0.313	II-III	II-III	II-III
608	0.53	1.230	0.37	0.358	III-IV	II-III	III
609				0.430			

Ölçme noktası	Sıfır kesme		Güç yoğunluğu spektrumu		İlk iki tabaka (m)
	Mak.pik	Tali pik	Mak.pik	Tali pik	
101	0.55	0.90	0.75	1.83	0-6,5 A 6,5 - B
104	0.55	0.88			0-6,5 A 6,5 - B
105	0.55	0.88	0.75	0.39	0-6 A 6- B 0-7 A
107	0.55		0.51		7-30 B 0-6,5 A
108	0.55		0.47		6,6-27 B
109	0.39	0.55	0.44		0-7 A 7- B
110	0.39	0.55	0.31	1.0	0-6,4 A 6,4-18,7 B
111	0.54	0.37	0.89	0.49	0-6,5 A 6,5-21 B
112	0.37		0.36	0.58	0-6 A 6-17 B
113	0.39		0.34	0.98	0-6,7 A 6,7-18 B
114	0.37		0.31		0-7,7 A 7,7-32 B
115	0.37	0.55	0.61		0-6 A 6-36 B
116	0.37		0.35		0-6 A 6-20 B
202	0.39	0.55	0.44	0.36	0-6 A 6- B
204	0.55	0.37	0.51	0.75	0-4,7 A 4,7- B
204	0.55	0.37	0.51	0.75	0-4,7 A 4,7- B
206	0.55		0.61		0-6,3 A 6,3- B
208	0.55		0.54		0-7 A 7-31 B
210	0.55		0.51		0-5,8 A 5,8-22B
212	0.55		0.61	0.44	0-7 A 7- B
214	0.55	0.87	0.51	0.70	0-6 A 6- B

Ölçme noktası	Sıfır kesme		Güç yoğunluğu spektrumu		İlk iki tabaka (m)
	Mak.pik	Tali pik	Mak pik	Tali pik	
216	0.37	0.55	0.54	0.41	0-6,5 A 6,5-25 B
301	0.43		0.51		0-7 A 7- B
303	0.43	0.71	0.61		0-6,8 A 6,8- B
304	0.55	0.88			0-6,7 A 6,7- B
305	0.54	0.37	0.49	0.75	0-6 A 6- B
306	0.55	0.37			0-6,5 A 6,5- B
307	0.55		0.49	0.82	0-6,5 A 6,5- B
309	0.55	0.37	0.65		0-6,4 A 6,4- B
311	0.55		0.58		0-5,9 A 5,9-25.5 B
313					0-6,4 A 6,4 B
315	0.40				0-7,6 A 7,6- B
402	0.55	0.37	0.27		0-6,3 A 6,3- B
404	0.55	0.86	0.51		0-5 A 5-28.5B
405	0.55	0.37			0-4,3 A 4,3-29B
406	0.55	0.39	0.58	0.98	0-4,1 A 4,1-25B
408	0.55	0.38	0.44	0.61	0-5,8 A 5,8- B
412	0.55		0.49		0-6,3 A 6,3 B
414	0.40	0.55	0.47	0.82	0-6,8 A 6,8- B
505	0.43	0.72	1.09	1.96	0-5 A 5-28 B
507	0.55	0.37	0.47	0.82	0-5,5 A 5,5-31,2 B
511	0.55	0.86	0.38	0.58	0-5,9 A 5,9-23.3 B

Ölçme noktası	Sıfır kesme		Güç yoğunluğu Spektrumu		İlk iki tabaka (m)
	Mak.pik	Tali pik	Mak.pik	Tali pik	
513	0.39	0.55	0.58	1.63	0-5,5 A 5,5-23 B
514	0.39	0.55			0-6,6 A 6,6- B
608	0.37		0.33	0.54	0-5 A 5-25,5 B
609			0.41	0.70	0-6,2 A 6,2-41 B

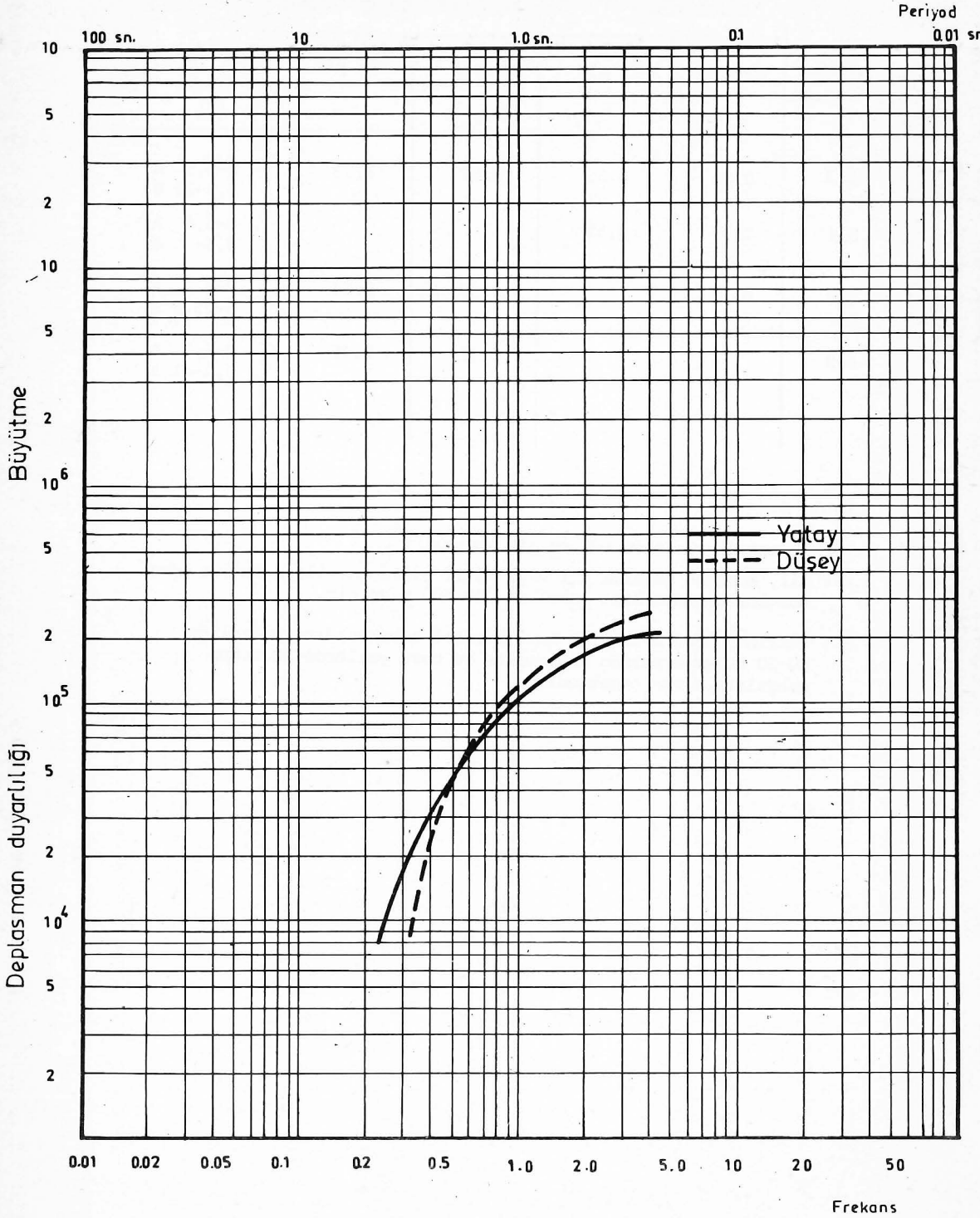
Tablo 3.

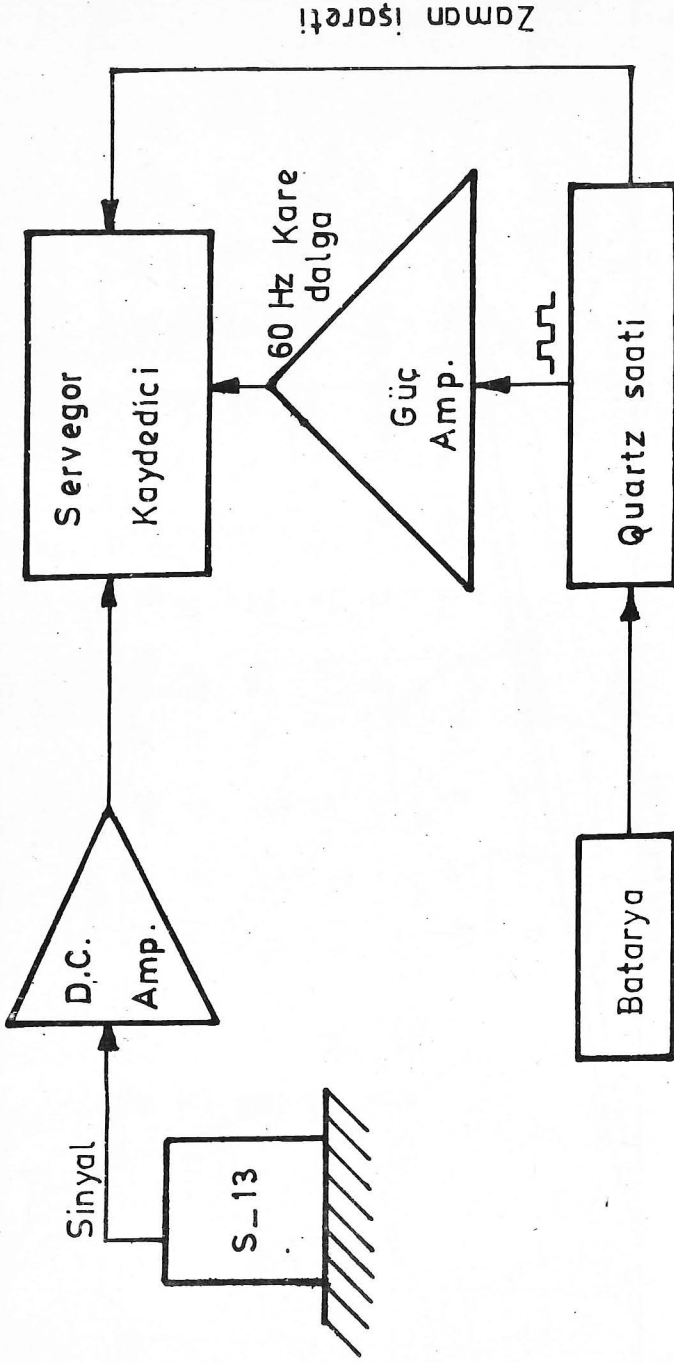
Farklı metodlarla elde edilen pik periyodları

A : Kil, kumlu - çakıllı kil veya killi şisti çakılları ihtiva eder.
Bozulma zonu hızı takriben 400-500 m/sn dir.

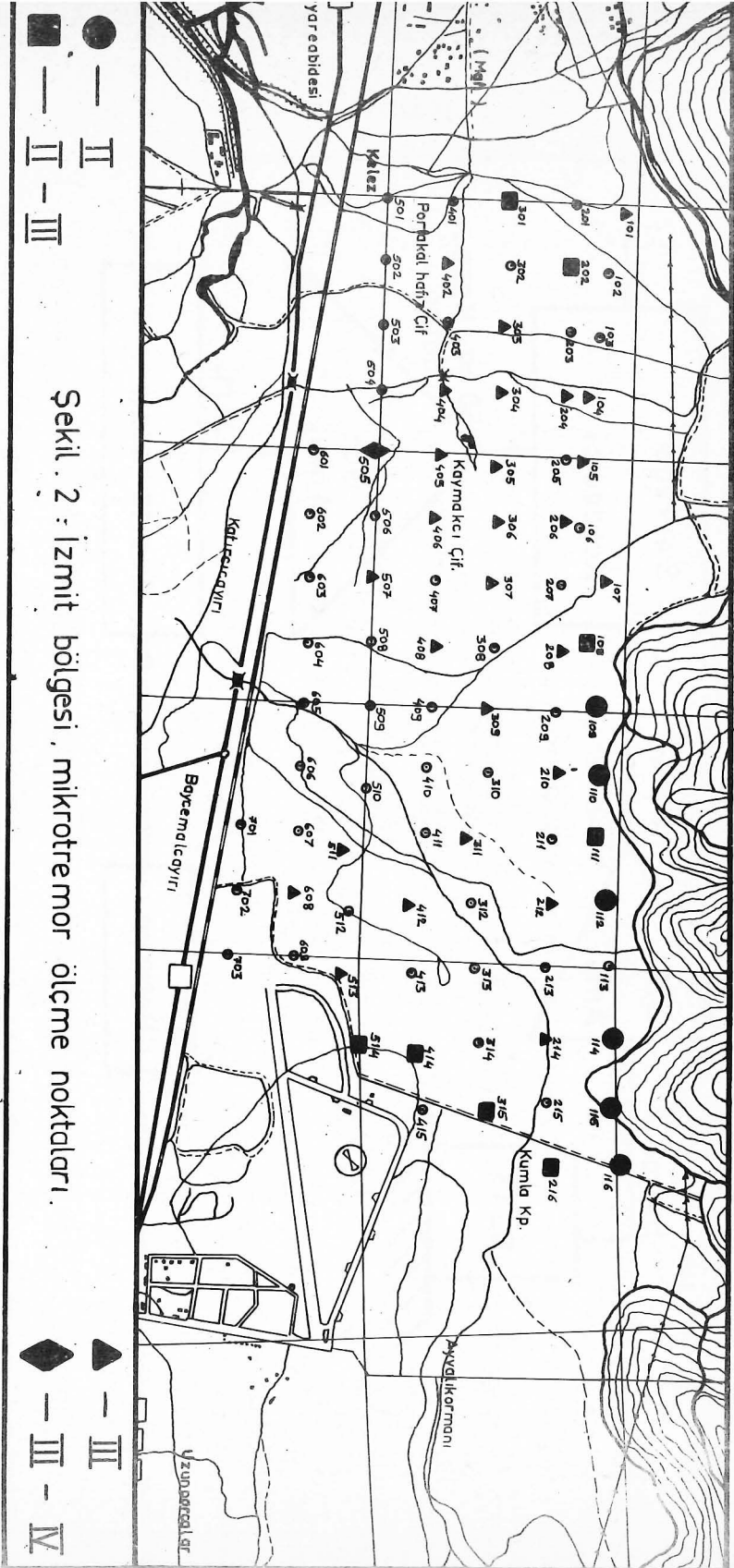
B : Takriben 1500 m/sn hızı havi bir kil tabakasıdır. Kalınlığı
10-20 m.ler arasında değişmekte ve bazı yerlerde 20.m.den
aşağılara devam etmektedir.

Şekil 1: Kaydedicinin toplam mukabele eğrisi.

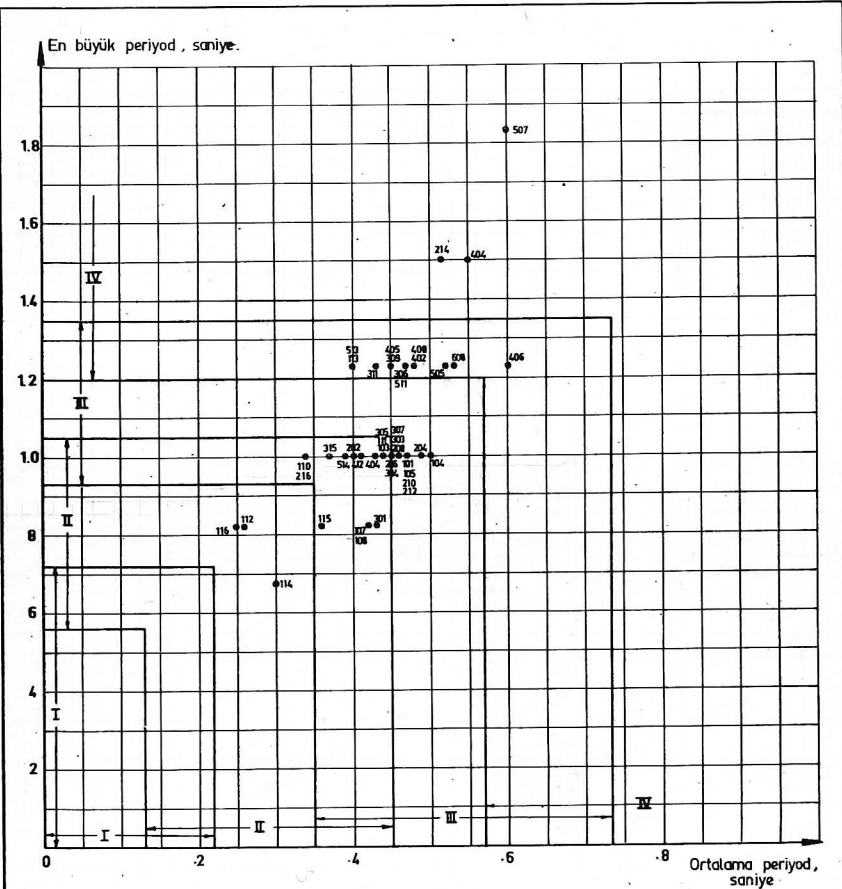




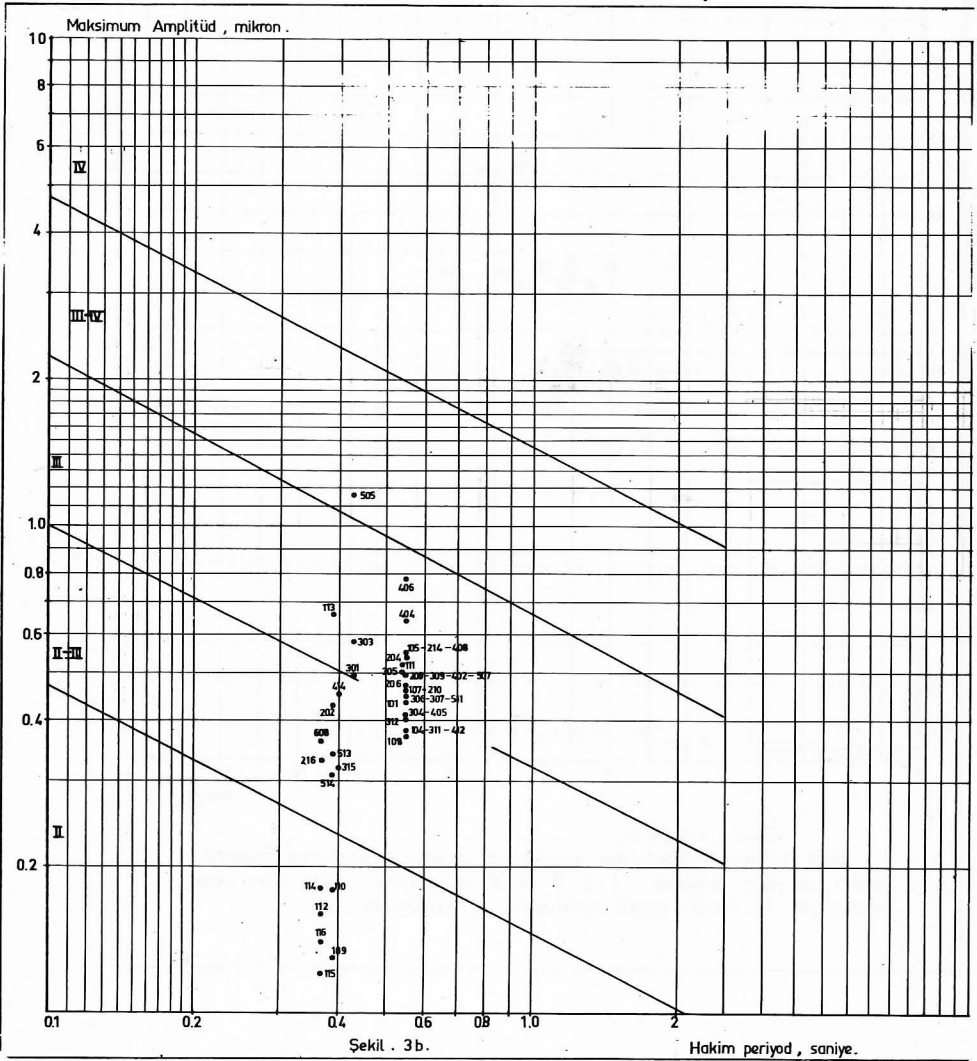
Şekil .1_a : Kayıt sisteminin blok diyagramı

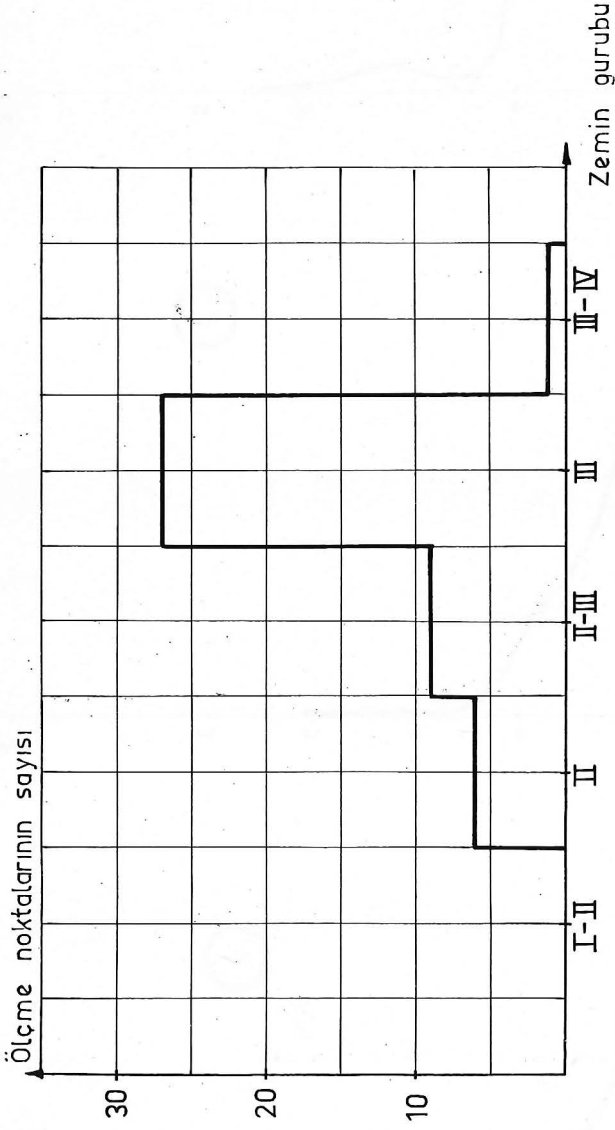


Şekil. 2 : İzmit bölgesi, mikrotremor ölçme noktaları.

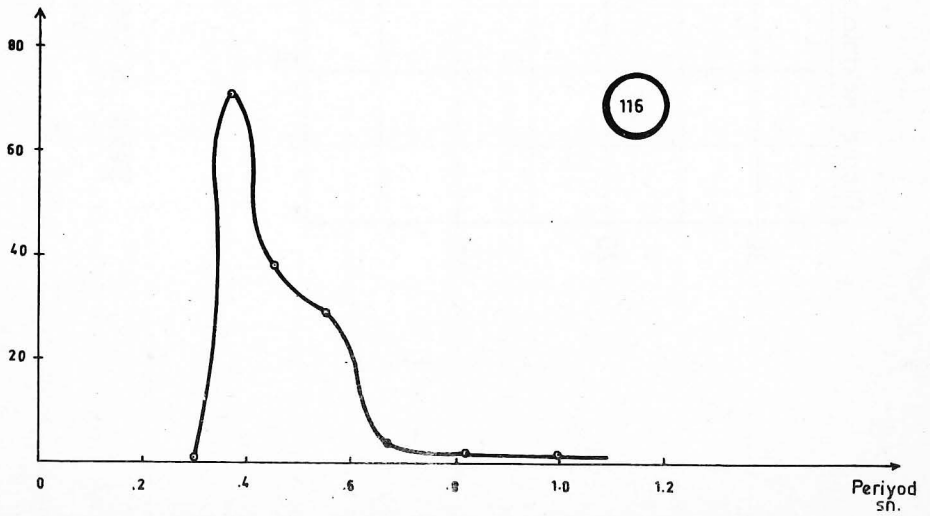
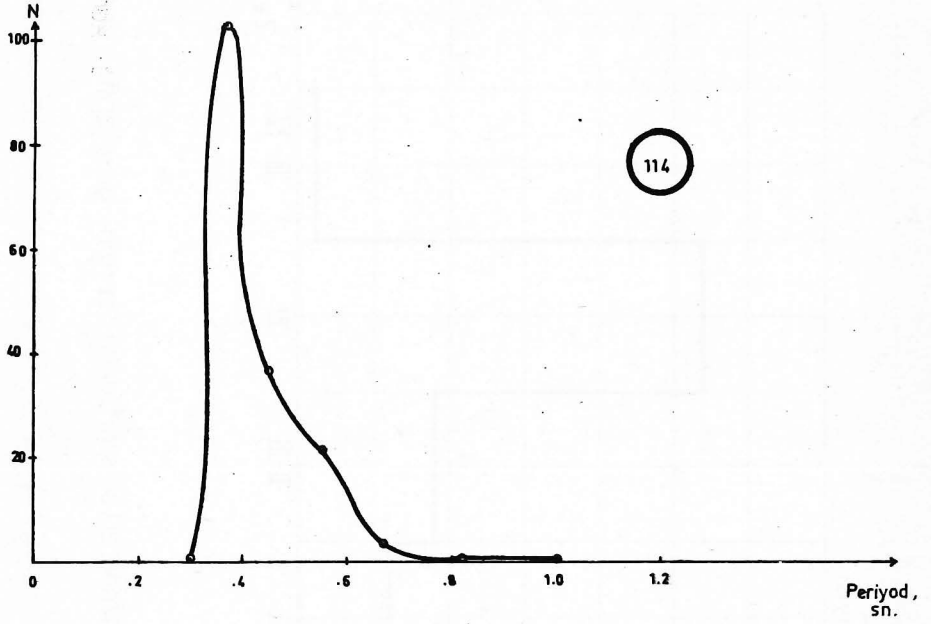
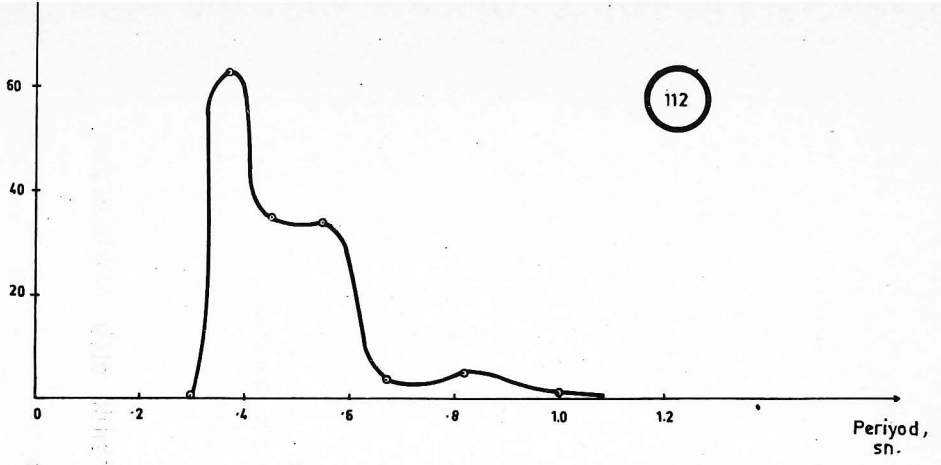


Sekil : 3 a ve b.
 İzmit bölgesi. Mikrotremor ölçüleriyle zeminlerin sınıflandırılmasında birinci ve ikinci teklifler. I, II, III ve IV sembolleri Japon bina yönetmenliğinde kullanılan zemin çeşitlerini göstermektedir.

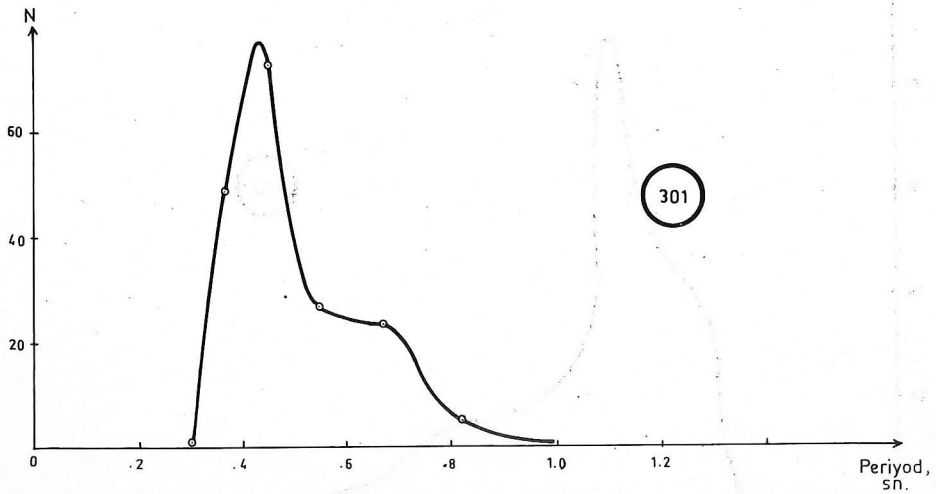
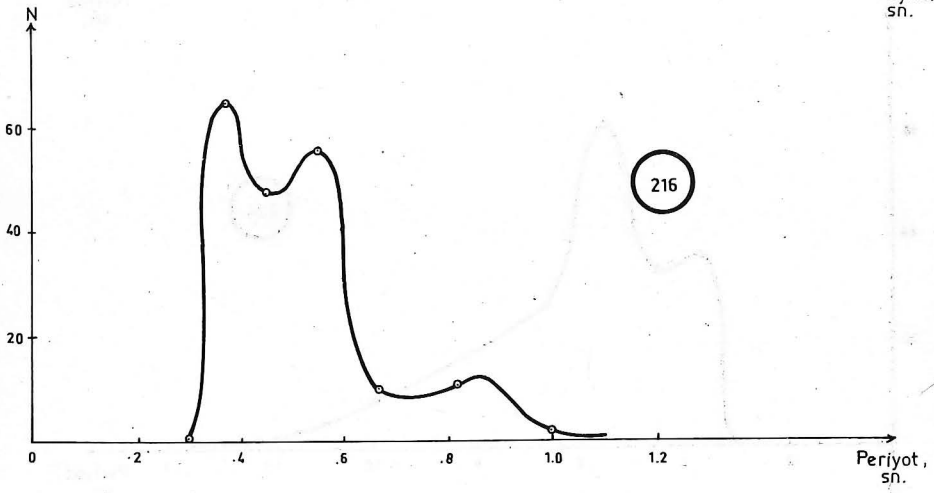
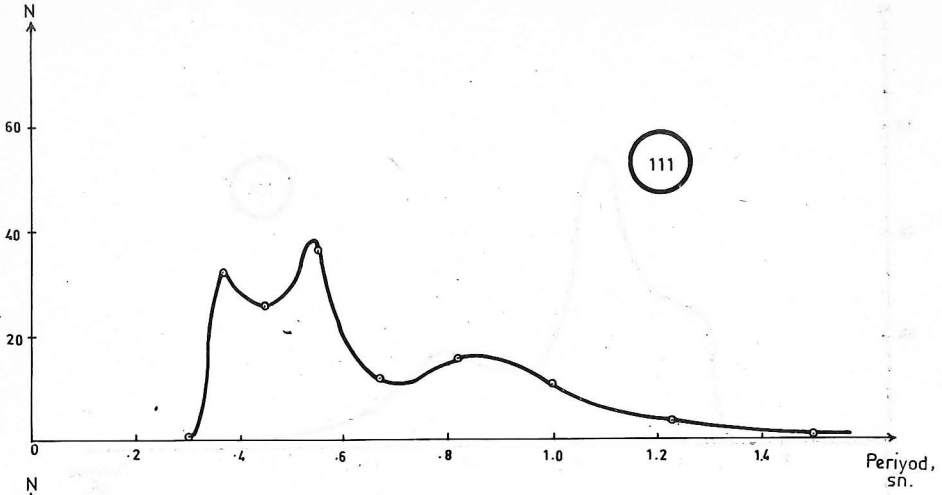


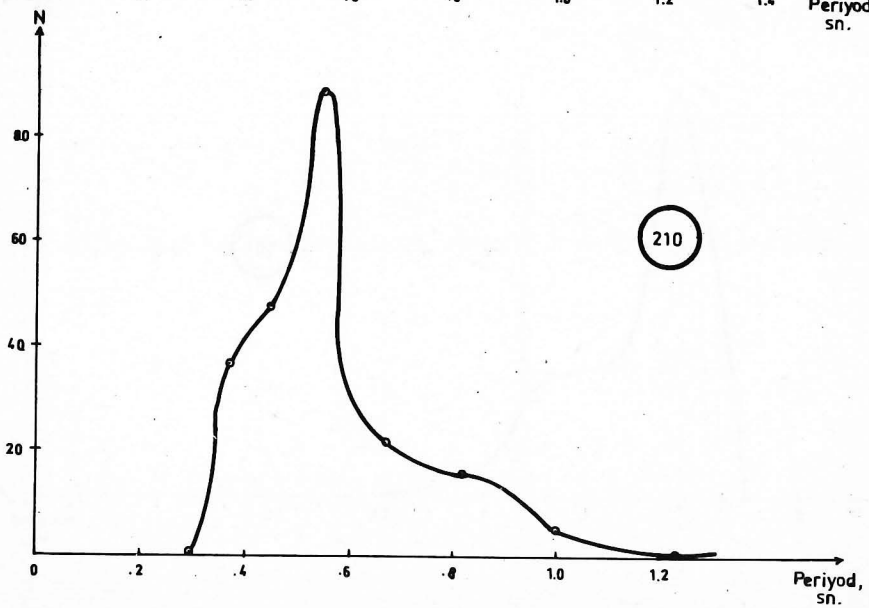
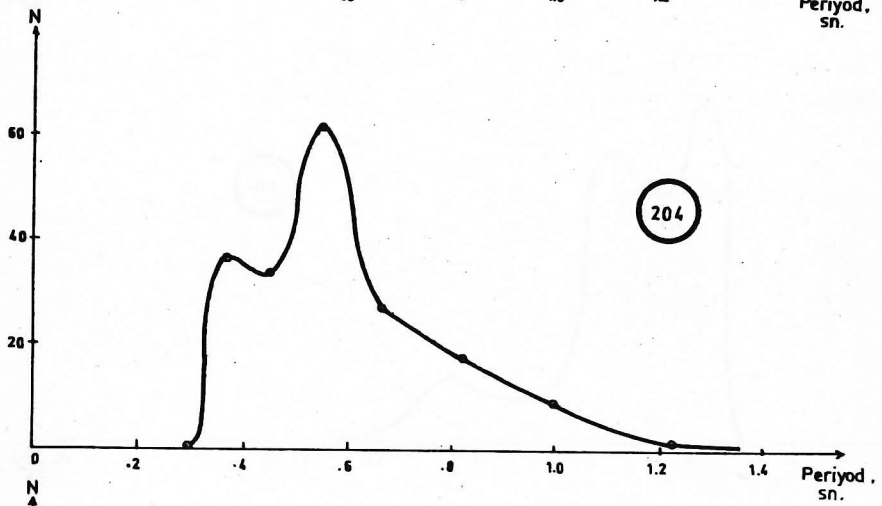
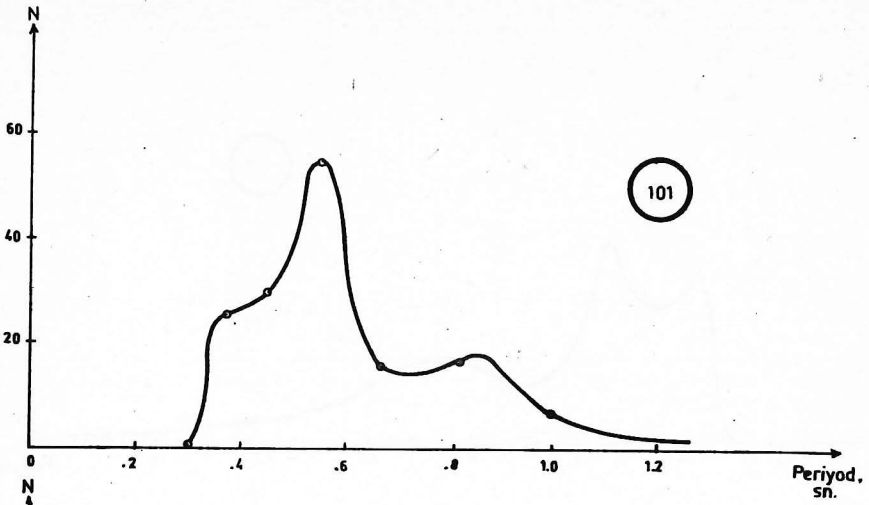


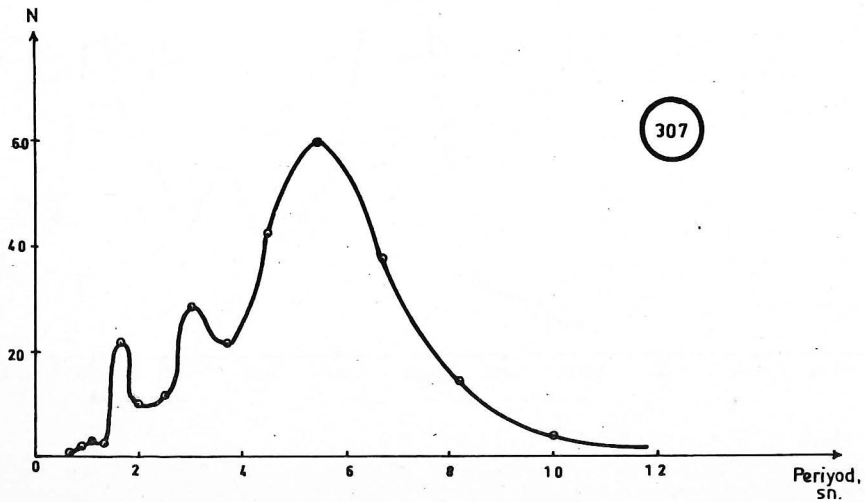
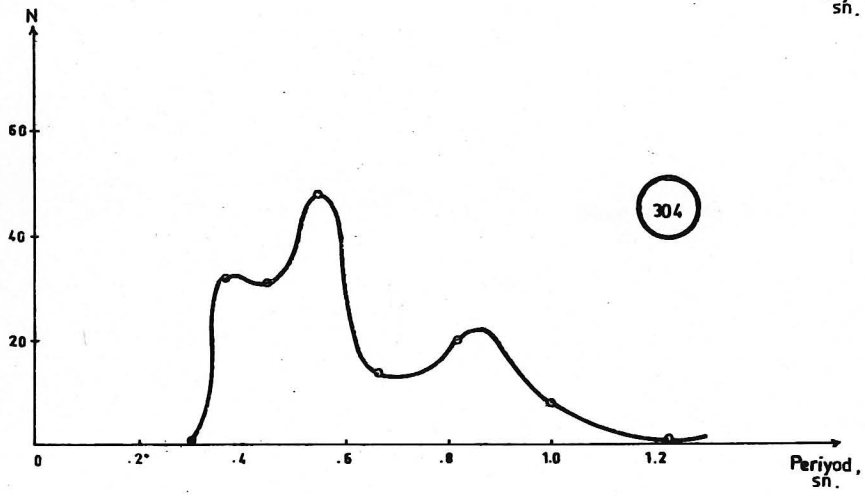
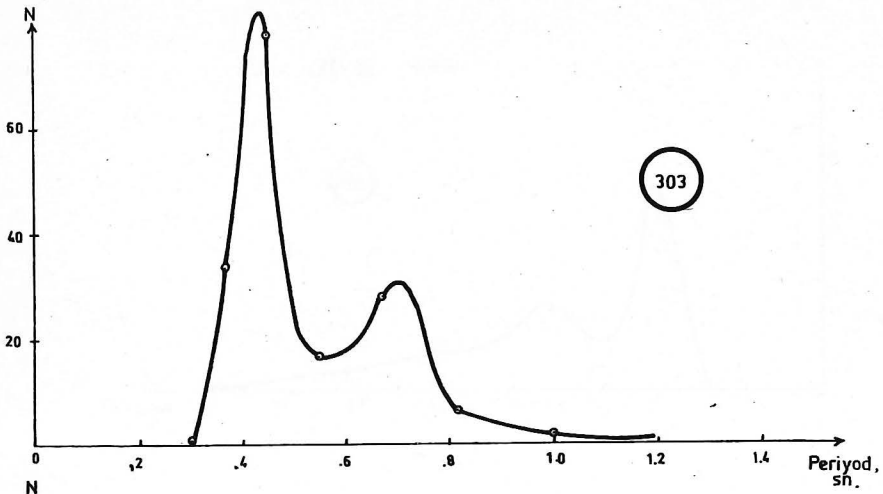
Şekil . 6 : Mikrotremorlarla sınıflanan zemin gruplarına karşılık ölçü noktalarının sayıları .

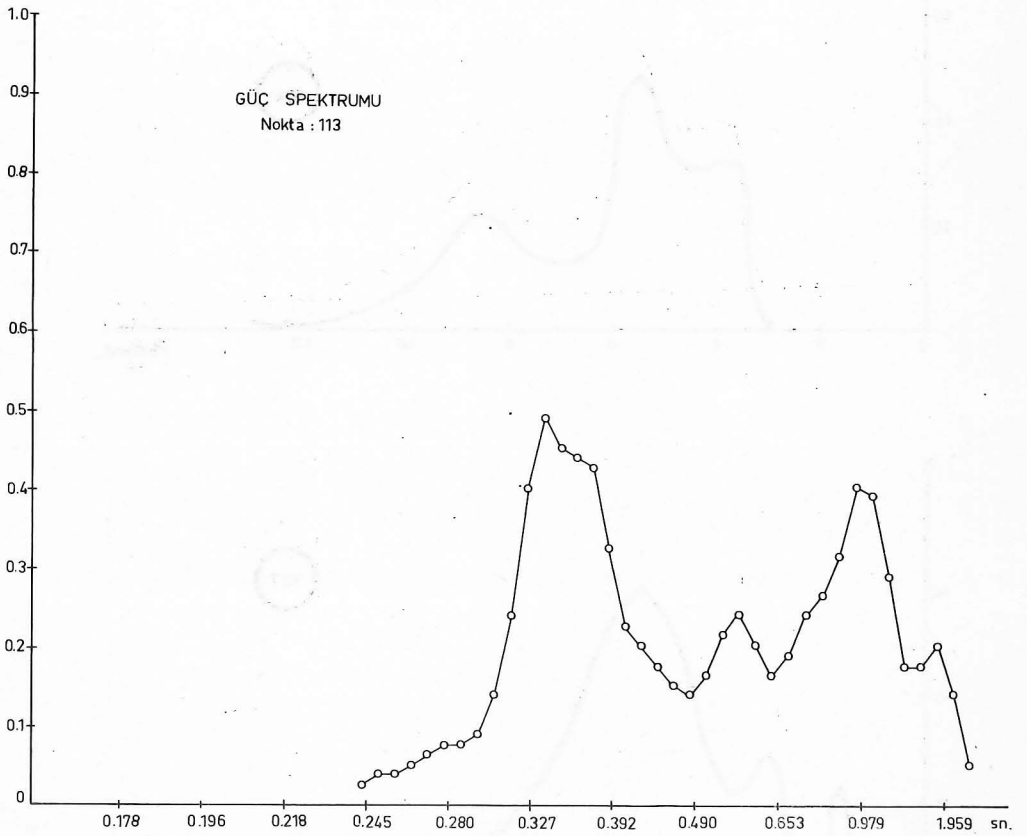
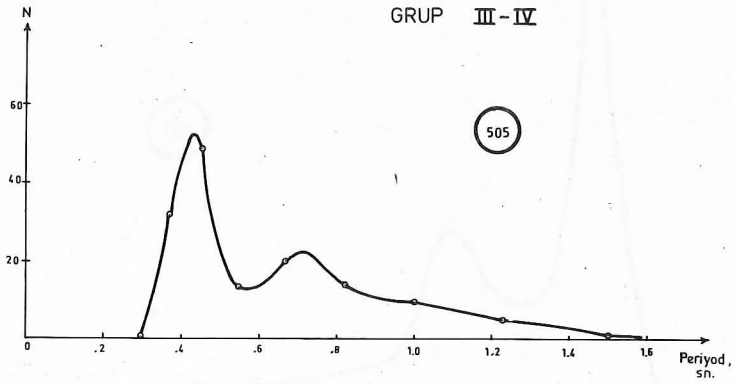


GRUP II-III

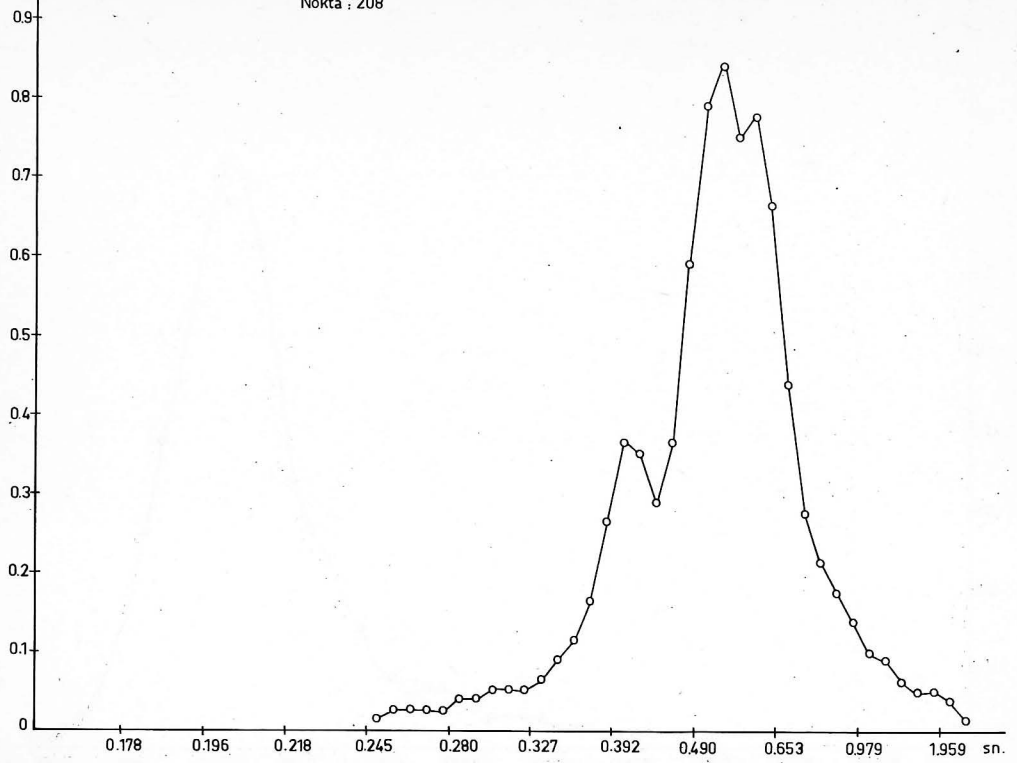




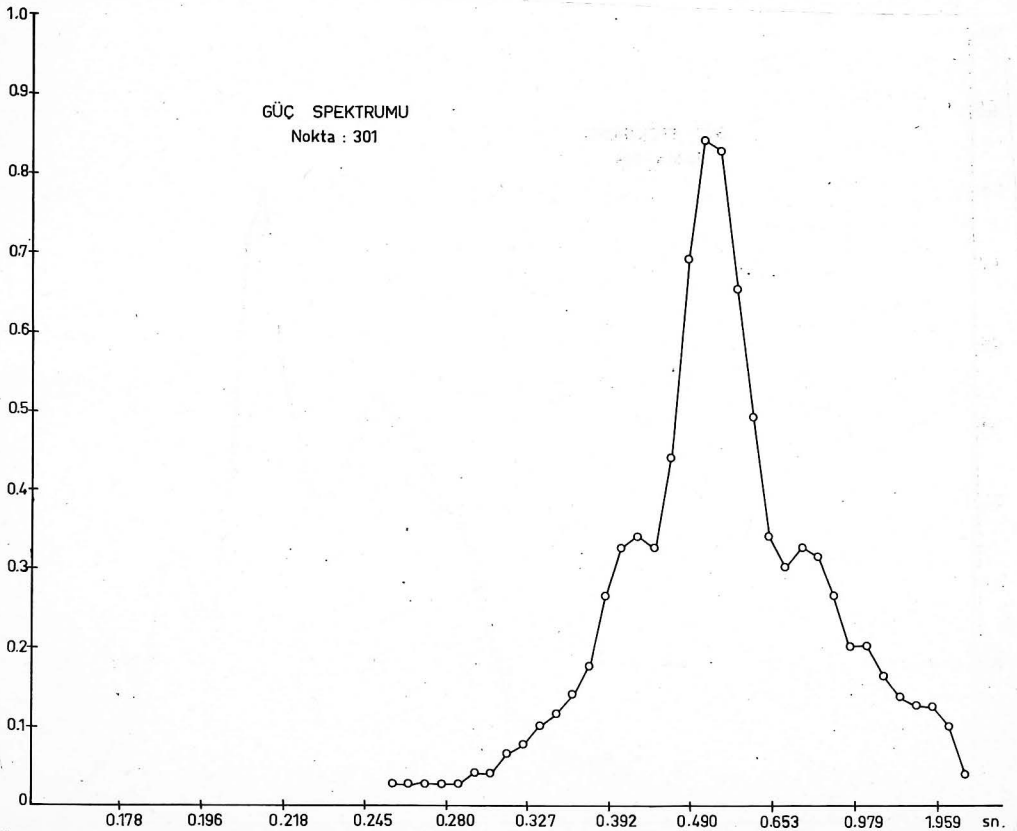




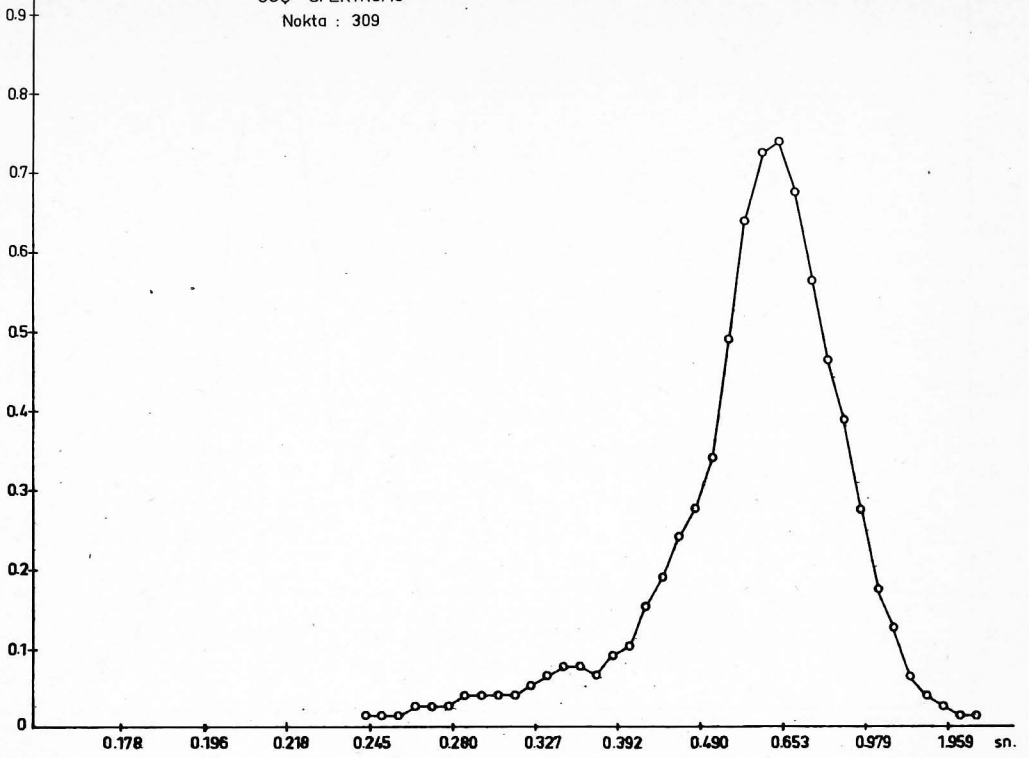
Nokta : 208



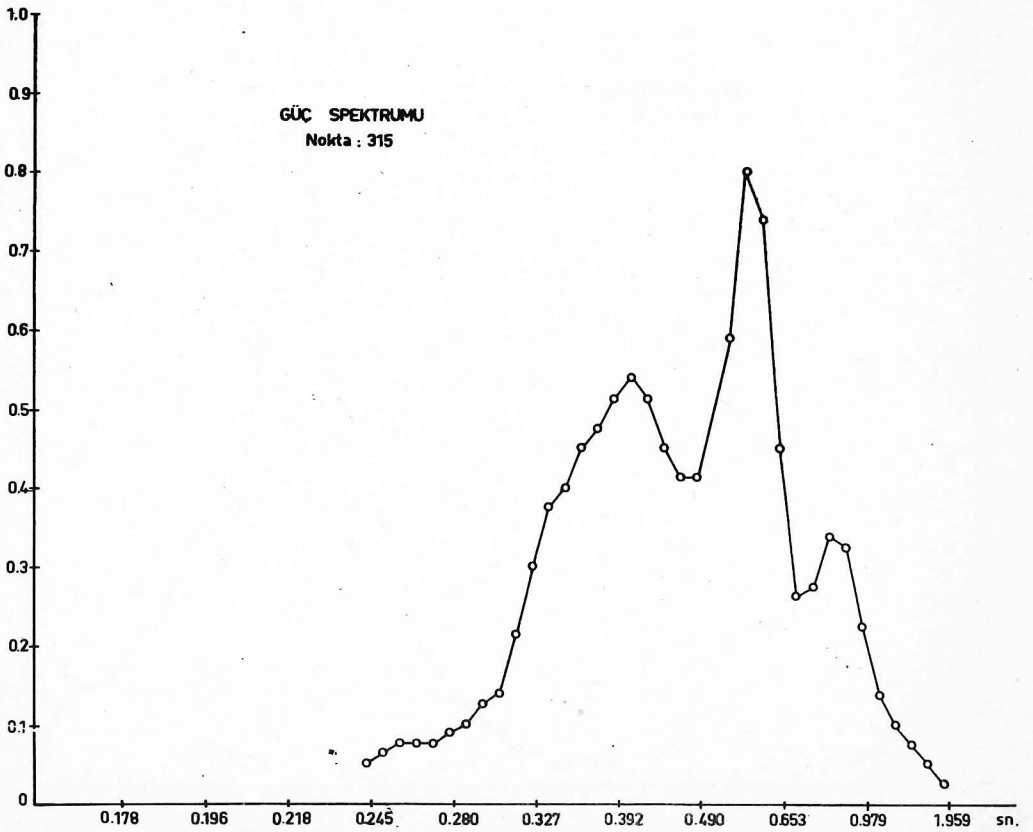
GÜÇ SPEKTRUMU
Nokta : 301

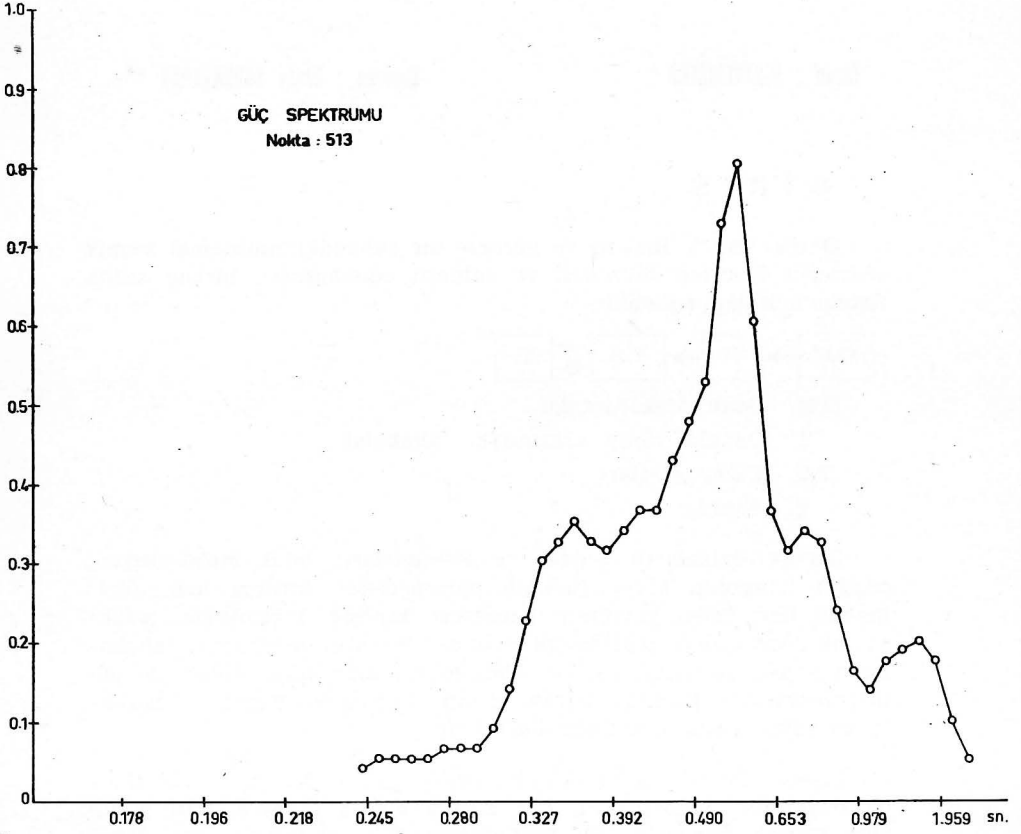


GÜÇ SPEKTRUMU
Nokta : 309



GÜÇ SPEKTRUMU
Nokta : 315





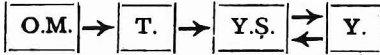
Sovyet Sosyalist Cumhuriyetler Birliğinde Sismik Mikrobölgeleme Metotlarının Geliştirilmesi

Yazan ; V.STHEISBERG *

Çeviren ; Oktay YURDATAPAN **

G İ R İ Ş

Gerek Sismik Risk'in ve gerekse bir sahadaki muhtemel sismik tesirlerin önceden bilinmesi ve tahmin edilebilmesi, birkaç safha içinde mütalâa edilebilir.



O.M. Odak Mekanizması

T. Odakla yüzey arasındaki tabakalar

Y.Ş. Yüzey şartları

Y. Yapılar

Sismik dalgaların Şiddet ve Frekansları; odak mekanizması, odağın kapsadığı alan, dinamik parametreler, kırılma hızı, kırılma madan ileri gelen yayılımın karakteri, kırılma doğrultuları, odakta meydana gelen deplasmanlar, odak ile satıh arasındaki tabakaların yapısı, zemin yapısı ve zeminde yer alan bina tipleri ile belirlenmektedir.. Bundan başka zemin üzerindeki yapıların zeminle karşılıklı etkileri oldukça önemlidir.

Sismik Şiddet doğal olarak sismik şiddet dereceleri ile ifade olmaktadır. (K_c) sabiti, her sismik şiddet derecesi için farklı olup sismik kuvvetin (F) hesaplanmasında kullanılır. (β) dinamik spektrum eğrisinden elde olunur.

(*) UNESCO Danışmanı

(**) İmar ve İskân aakanlığı Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı

$$F = K_c \beta \eta Q$$

(1)

formülünde, ilk iki terim sismisite, üçüncü terim sismik mikrozon, son terim ise deprem anında tabakaların gösterdiği direnç karakteri ile ilgilidir.

Sismik mikrozon'da, yüzey şartları dolayısıyla meydana gelen sismik şiddet artışının tayini hedef alınır. Yüzey şartları, zemin şartlarını ve yeraltı su doyunluğunu ihtiva etmektedir. Topoğrafyanın sismik tesirle olan ilişkisi sayısal olarak saptanamaz. Dik meyilli (12°—15° den fazla) gevşek toprakla örtülü yerler inşaat bakımından uygun sayılmazlar. Standard zemin, ortalama bir sismisitesi olan yani belirli bir sismisiteye sahip zemindir ve I_0 şiddetini haizdir. Kuru, zayıf çimentolu, kırıklı zeminler ile gevşek zeminler (Çakıl, kum, kumlu balçık) standard zemin olarak seçilebilirler.

Sismisite haritasının ölçeği genellikle 1/2.500.000 veya 1/1.000.000 olabilir. Yapılacak sismik mikrozon haritasının ölçeği ise 1/25.000 veya 1/50.000 olmalıdır.

Bir zeminin yumuşaklığı arttıkça sismik şiddetin yükseldiği, yapılan hesaplar sonucunda ortaya çıkmıştır. Yumuşak zeminlerin direnci az ve elastisite modülü küçüktür. Bu sebepten titreşimler şiddetli olup hasar nisbeti, sert zeminlere göre daha fazladır. S. V. Medvedev zeminlerin mekanik özellikleri ile sismik şiddet arasında bir ilginin varlığına işaret etmiş ve bu bağlantı, sismik rijidite metodunun temel unsuru olmuştur.

A. SİSMİK RİJİDİTE METODU

I. GENEL PRENSİPLER

Zeminlerin mekanik özellikleri «Sismik Rijidite» denilen $\rho \cdot v$ ifadesi ile tanımlanır. ρ yoğunluk v ise sismik dalğanın hızıdır. Medvedev kuvvetli depremlerden elde ettiği gözlemler sonucunda,

$$\Delta I_i = 1.67 \log \frac{\rho_0 V_0}{\rho_i V_i} + e^{-0.04 h_i^2} \quad (2)$$

ΔI : Sismik şiddet artışı (Yoğunluğu ρ_i , sismik hızı v_i olan ortamda)

ρ_0, v_0 : Standard yüzeyin yoğunluğu ve sismik dalga hızı.

Formüldeki ikinci terim ($e^{-0.04 h_i^2}$), h_i metre derinlikteki su doyunluğunu ifade eder. Formülde 10 metre derinliğe kadar su seviyesinin mevcudiyetinin sismik şiddeti arttırdığı görülmektedir. Bununla beraber kuvvetli depremlerin analizi, su doyunluğunda sismik tesirin farklı zeminlerde farklılıklara uğradığını işaret etmektedir. Gevşek kumlu, killi zeminlerde suyun bulunması sismik

tesiri büyütür. (10 metreye kadar 1 derece). Tabakanın yoğunluğu ve rijititesi azaldıkça, su doygunluğunun sismik şiddete etkisi artar.

Gevşek bir toprak tabakasındaki titreşimlerin amplitüdü, su seviyesinin yükselmesi ile artmaktadır. Bu durum Ulan-Bator bölgesinde mevsimler arasında su rejiminin değişimleri incelenerek müşahade edilmiştir. Maksimum yağışların meydana geldiği Temmuz ayında su seviyesi sathi kadar yükselmiş, Eylül ayında ise bu yükselme sadece 2 - 3 metre arasında olmuştur. Su tablasının yükseldiği Temmuz - Ağustos aylarında, kırıklı zeminlerdeki titreşimlerin amplitüdü kumlu, balçıklı dolgu tabakalar sebebiyle bariz bir yükselim göstermiştir. (Şekil-1). Kırıklı zeminlerde sismik şiddetin fazla oluşu özellikle kumlu-balçıklı dolgu yüzdesine bağlıdır. Kumlu-balçıklı dolgudaki sismik şiddetin artması ise su miktarının çoğalması ile ilgilidir. Su seviyesinin 1-2 metre olduğu kesif çakıllı tabaklar ve az miktarda balçıklı kum ihtiva eden dolgularda sismik şiddet artışı, su seviyesinin 10 metre olduğu kuru çakıl zonlarına göre 0.5'i geçmemektedir.

Şekil-2'deki grafikte su doygunluğu ile sismik tesir arasındaki ilişki, Dağıstan'ın Makhach-Kale bölgesindeki değişik zeminler için belirtilmiştir. Görüldüğü üzere (2) numaralı formüldeki ikinci terime (8) katsayısını da ilâve etmek gerekmektedir. Su miktarından ileri gelen bu ilâve, zeminin tipine göre 0.2 - 0.3'den 1'e kadar değişir. Sismik tesir ile su taşıyan tabaka kalınlığı (h_1 - h_2) arasında, bazı kabullere dayanarak şöyle bir ilgi ortaya konabilir :

$$\Delta I_w = (e^{-0.04h_1^2} - e^{-0.04h_2^2}) (0.9 - 3 \log V_s) \quad (3)$$

h_1 : Su ihtiva eden tabakanın üst seviyesi.

h_2 : Su ihtiva eden tabakanın alt seviyesi.

V_s : S dalgasının hızı (m/ sec.)

(3) formülünün değişik zeminlerde ne şekilde farklılıklar gösterdiği tahkik edilmelidir. (2) formülündeki ikinci terim yerine (3) formülündeki ifade konulabilir. Şurası muhakkaktır ki rijidite modülü ve kesme kuvveti ile sismik tesirler arasında takribi bir bağıntı mevcuttur. Bu bağıntı deprem episantr'ları yakınında S dalgalarının şiddetli titreşimleri ve hakim yapı tiplerinde kuvvetli tesir gösteren yatay titreşimlerle izah edilebilir. Geçmişte S dalgalarının hareketini belirlemek güç olduğundan, S dalga hızları hakkında hiçbir kayıt da mevcut değildi.

Yerin üst tabakalarında V_p/V_s oranı büyük bir yayılım gösterir. Su doygunluğunun P dalga hızına etkisi oldukça fazla, S dalga hızına etkisi ise azdır. V_p/V_s oranı üst tabakalarda 1 - 1.3 ile 14-15 değerleri arasındadır. Buna göre boyuna dalga hızlarını (V_p) kullanarak S dalgalarının hızlarını tahmin edebilmek güçtür. Ayrıca,

$$V_s = 4 L/T$$

(4)

formülü ile, mikrotremor'lardan elde olunan predominant periyod (T)'u kullanarak S dalga hızlarını tahmin edebilmek de kolay değildir. (L: Tabaka kalınlığı). Bir defa hangi tip sismik dalganın mikro titreşimleri husule getirdiği henüz açıklıkla bilinmemektedir. İkincisi; sathihta bulunan gevşek yapıya sahip bir tabakada titreşimler, genel bir kaide olarak daha şiddetlidir ve uzun periyodlu zayıf mikro titreşimlerin periyodunu, spektral analizi yapılmaksızın tayin edebilmek güçtür.

Bu sebepten tabii şartlarda S dalga hızlarının direkt olarak ölçülmesi gerekir. Geçmiş yıllarda Rusya'da S dalga hızları, Sismik Mikrozon için önem kazanmış ve giderek kullanılmaya başlanmıştır. Sismik rijidite (ρV_s) ile Sismik şiddet artışı (ΔI) arasında, kuru zeminlerde yapılan araştırmalar sonucunda,

$$\Delta I_1 = 1.67 \log [\Phi_0 V_{s0} / \Phi_1 V_{s1}] \quad (5)$$

şeklinde yaklaşık bir bağıntı kurabilmek mümkün olmuştur. Her ne kadar bu bağıntı su ile doymun veya su ihtiva eden zeminler için geçerli sayılamazsa da bu durumda gerçek sismik şiddet artışı ile kıyaslandığında, büyük bir veri dağılımı nedeniyle, sismik şiddet artışı (ΔI) için 0.5-1 arasında, yüksek bir değer elde olmaktadır. Bu nedenle, S dalga hızlarını kullandığımızda, su ile doymunluğu da hesaba katmak lüzumludur.

(2) formülü, beş ve daha az katlı yapılardaki deprem hasarları incelenerek elde olunmuştur. Bu durumda deprem hasarı ile 10 - 15 metre kalınlıktaki zeminin elastik davranışları arasındaki ilgi, tabii periyodu (T_0) 0.1 ile 0.5 saniye arasında olan yapılar için iyi bir yaklaşım göstermektedir. Sismik Rijidite metodunun, meskün sahalardaki teknik uygulaması, küçük şarjlar kullanmak gereği yüzünden mahdut sayıdadır. Bu tip araştırmalarda maksimum derinlik 10-15 metreyi geçemez. Bununla beraber $T_0 > 1$ olan büyük yapıların plânlandığı sahalarda meydana gelecek sismik etkilerin araştırılması için 500-600 metre derinliği gözönüne almak gerekmektedir.

1957 Mexico depreminde, kalınlığı 300 - 500 m. olan Alüvyon üzerine kurulu, $T_0 = 1.5 - 2$ saniye periyodlu ve 10 kattan yüksek, büyük yapılar tamamiyle yıkılmıştır. Oysa aynı alüvyon üzerindeki 2 - 3 katlı binalarda önemli hasar meydana gelmemiştir. Bunun nedeni, yüksek binalar ile zemin hakim titreşim periyodlarının uyuşmuş olmasıdır. (Rezonans.) Bu sebepten sathihtan itibaren ilk 10-15 metre için sismik hızın tayini yeterli değildir. Ana kayaya kadar bütün tabakalardaki S dalga hızının tayini gerekir.

Depremelerin incelenmesi sonucunda yeraltısuyu ihtiva eden sert (Granit, Bazalt, kireçtaşı) ve yumuşak (Kum, balçık) zeminler arasındaki sismik şiddet artış farkının 2-3 ünite olduğu görülmüştür. Tablo-1, değişik zemin ve kayaçların rijitlikleri ile P ve S dalga hızlarını göstermektedir. Yoğunluk ise sert ve yumuşak zeminler için yaklaşık olarak aynı farklılığı korumaktadır. (2 veya 2.5 katı). Oysa zeminlerin mekanik özelliklerindeki farklılaşma, sismik dalga hızlarını büyük çapta etkiler (50-100 misli). Sismik dalgaların hızları normal koşullar altında kolaylıkla saptanabilmektedir. Bu sebepten sismik hız ölçmeleri, sismik rijidite metodunun temel unsurudur.

II. GÖZLEM METODU

Arazide sismik dalga hızları, yüzey profili boyunca veya sonik logu ile ölçülebilir. İlk metod daha uygundur ve daha sık kullanılmaktadır.

1. Uyarım meydana getirilmesi

Uyarım, yani sismik dalga hareketinin meydana getirilmesi için, darbe ile veya dinamitle bir şok hasil edilir. Ancak meskûn sahalarda patlatma yapabilmek güçtür. Belli bir doğrultuda vurular darbe ile sismik dalgalar elde etmek mümkün olduğu cihetle sismik mikrozonda daha sık kullanılan tarz da budur. Bu yöntemle 20-25 metre derinliğe kadar sismik hız değerleri alınabilir.

Zemine bir ağırlık düşürülmesi veya çekiçle darbe vurmak suretiyle sismik dalgalar meydana getirmek de ekseriya kullanılan usuller arasındadır. Meydana gelen sismik enerjinin % 3-5 inin etkili olduğu saptanmıştır. Bu husus, düşürülen kütlenin ağırlığı, düşürme yüksekliği, zemin özellikleri ve plaka boyutları ile ilgilidir. Zemin sertleştikçe yukarıdaki oran da artar. Bu sebepten patlatma veya darbe noktası önceden saptanmalı veya özel bir tabla hazırlanmalıdır. (Şekil-3,) tabla kullanıldığında sismik tesirin artışı göstermektedir. 32 kg. ağırlık 6 m. yükseklikten düşürülünce, 60-80 m. mesafeden gayet net bir P dalga kaydı alınabilmektedir. Ağırlığın düşürülmesi bataryalı bir elektromanyetik cihazla yapılmalıdır.

Tahta bir tablaya veya sert zeminde bir noktaya çekiçle vurmak en basit yoldur. Tabla, yapılacak vuruşun vertikal veya horizontal oluşuna göre dik ya da yatık olarak toprağın 40-50 cm. içine kadar gömülmelidir. 8 kg. lık bir çekiç darbesinin yarattığı sismik tesir yaklaşık olarak 32 kg. lık ağırlığın 1.5-2 m. yüksekten düşürülmesi ile elde olunacak sismik tesire denktir. Çekiçle vuruş sırasında, vuruş anını belirlemek üzere bir zaman başlangıcı (Orjin time) jeofonu, kaynağın 10-20 cm. yakınına konulur. Darbenin şiddeti titreşimlerin dinamik parametrelerini etkiler. Kaynağın şid-

deti ise titreşim süresini az, frekans'ı çok etkiler. Elastik zonda ($R > \lambda$) kaynaktaki şiddet birkaç katına çıktığı zaman, hacim dalgalarında dispersiyon olmadığı için hızlar da az miktarda değişir. (% 5-10). Burada R: Kaynaktan olan mesafe, λ : Dalga boyudur. (Ref: 5-6)

Çekiçle darbe usulü, ağırlık düşürme metodu ile hemen hemen aynı tesire sahiptir. Teknikleri benzer ve direkt olarak sath dalgalarını hasıl ederler. Bu sebepten sismik mikrozonada tercih edilen metodlardır.

2. Gözlem Sistemi.

Bu sistem sismik kayıtlara dayanmaktadır. Cihazın frekansı 10-200 c/s profiller 20-100 m. uzunlukta seçilir ve jeofonlar arasındaki mesafe 1-5 m. dir. Jeofonların birbirinden uzaklığı dalga boyundan az olmalı, yerleştirilecekleri noktalar dikkatle seçilmeli, ilk jeofon; elastik olmayan zon'un dışında ve $R > \lambda$ olmak üzere, patlatma noktasından birkaç metre uzağa konmalıdır.

(ZZ) gözlem sistemi, darbe ve jeofon eksenleri sathı dikey konumlu olmak üzere, P dalgalarının kaydı için kullanılır. S dalga kaydı için (YY) gözlem sistemi kullanılır. Bu sistemde jeofon eksenleri yatay olarak profil boyunca yerleştirilir ve darbe, yayılım doğrultusuna dik yönde vurulur. Bu sistemle alınan ölçülerin doğrultu diyagramlarında minimumlar P, maximumlar ise SH dalgalarının başlangıcını verecektir. (Ref: 11)

P ve S dalgaları esas olarak alınır. Primer, Sekonder dalgalar, bazen de yansıyan dalgalar, zemin özellikleri hakkında gerekli bilgiyi verirler. (Ref: 7, 8)

III. MİKROZON'DA SİSMİK DALGA HIZLARININ KULLANILIŞI

Sismik rijidite metodu ile sathıtan itibaren ilk 10-15 m. derinliğe kadar, zeminin sismik özellikleri hakkında bilgiler edinilebilir. İlk 10 metre içinde sismik dalga hızı kuvvetli bir değişim göstermektedir. (Şekil-4). Tortul tabakalarda V_p ve V_s hızları derinlikle (Z) orantılı bir şekilde artış göstermektedir. (Bununla beraber hız değişimi, tabakanın fiziksel ve mekanik özelliklerine de bağlıdır.) Kısa bir profil içinde ($L \leq 40$ m.) dalga hızı dalga boyuna (λ) eşit kalınlık için hesaplanır. Daha derin tabakalardaki sismik dalga hızları için yansımış ve kırılmış dalgalar kullanılır. Farklı V hızlarını havi birkaç tabakadan oluşan depozitlerde, çeşitli kalınlıkta, değişik tabakalı zeminlerde, her tabakada hızlar birbirinden farklıdır. (V_i). Ortalama hız,

$$V_{ort} = \sum_{i=1}^n V_i L_i / L \quad (6) \quad \text{Veya} \quad V_{ort} = L / \sum \Delta t_i \quad (7)$$

Formülleri ile hesaplanır. (L_i : tabakaların herbirinin kalınlığı
L: Toplam kalınlık, Δt_i : Elastik dalgaların i'nci tabakadaki düşey yayılım zaman aralığı)

Yoğunluk, iki tarzda tayin olunabilir.

1 — Sondajla alınan nümunenin laboratuarda incelenmesi ile.

2 — 8 log'u kullanılarak.
Ortalama yoğunluk,

$$\rho = \sum_1^n \rho_i \cdot L_i / L \quad (8)$$

formülünden hesaplanabilir.

Yatay değişimler mevcut olduğu takdirde, birkaç profil boyunca hız ölçülmeli ve ortalama hız tayin edilmelidir. Heterojenliğin genişliği ve kapsadığı alan (Yatay olarak kapsadığı alan) sismik mikrozonun önemli bir karakteristiğidir. Hız dağılım parametreleri yani standard hata miktarı ise heterojenliğin ölçüsüdürler. Eğer saha tek bir zemin tipinden ibaretse bu takdirde iki dik profil alınması tavsiye olunur.

Standard Zemin

Standard zemin, sismik zon haritalarında, belirli şiddet değeri ile tarif olunan zemindir. Genellikle ortalama bir sismisitesi olan, kuru, kırıklı ve gevşek (Çakıllı, kumlu, kumlu-Balçıklı) yapıda, $\rho = 1.5-2 \text{ gr/cm}^3$ $V_p = 0.9-1.5 \text{ km/sec}$, $V_s = 0.4-0.8 \text{ km/sec}$ olan zeminlerdir. Bazı durumlarda kayalık zeminler (Granit, Bazalt, Kireçtaşı) de standard zemin olarak alınabilirler.

IV. ZEMİNLERİN SİSMİK ÖZELLİKLERİNİN TAHMİNİNDE BAZI YENİ METODLAR

Boyuna dalga hızları, zeminin özelliklerini tanıtmak bakımından yeterli değildir. Gerçek ve takribi değerler arasındaki fark bazen 1 dereceye erişir. Bunun için, sismik dalga titreşimlerinin dinamik parametreleri (Amplitüd, frekans, süre, sönüm) kullanılır.

1. S dalgalarının Kinematik ve dinamik karakteristikleri

A. V. Nikolaev ve A. B. Maksimov'un yaptıkları kabullere göre, sismik dalga hızı: V_s , Maksimum Amplitüd: A_s , Hakim titreşim frekansı: F_s , S dalga süresi: D_s , Sönüm θ_p ve θ_s şeklinde gösterilir.

Parametrik değerler uyarım merkezini değil, zeminin fiziki - mekanik özelliklerini gösterirler veya karakterize ederler. Sismik titreşimle parametrik değerler arasındaki korelasyon katsayısı 0.7 - 0.8

civarında olmalıdır. F_s ve D_s şok suretiyle husule gelen enerjinin değişimlerine karşı duyarsız olup zeminle, odaktan daha çok ilgilidirler. Çeşitli zeminlerde F_s ve D_s parametrelerinin değişimi üç misli olabilir. Enerji değişimi 2 - 3 katına çıktığında F_s ve D_s değerlerindeki değişim sadece % 30 kadardır. P ve S dalga hızları ise % 5 - 10 arasında artar.

Tablo—1, Alma-Ata bölgesinde maximum ve ortalama sismik şiddet artışlarını göstermektedir (Tablodaki parametreler ile, 2-5 ve 9 formülleri kullanılarak ΔI ler hesaplanmıştır.)

TABLO — 1

Parametler	V	V	F	V F	V F ²
	p	s	s	s s	s s
$ \delta\Delta _{\max}$	0.6	1	0.54	0.54	0.44
$ \delta\Delta $	0.24	0.4	0.23	0.21	0.17

Görüldüğü üzere gerçek şiddet değerlerinin en küçük artımı ($\delta\Delta I$), $V_s F_s^2$ parametresi kullanıldığında ortaya çıkmaktadır. Zeminin sismik özelliklerini ifade eden parametreler arasındaki ilgiyi en doğru olarak belirtmesi bakımından aşağıdaki formül tavsiye edilebilir. (Ref. 5, 13)

$$\Delta I_1 = 0.8 \log [\rho_0 V_{s_0} F_{s_0}^2 / \rho_1 V_{s_1} F_{s_1}^2] \quad (9)$$

Frekans değerleri, patlatma noktasından 20 metre mesafeden itibaren ölçülmelidir. Şekil-5 deki nomogramda, S dalga hızları ve frekansları kullanılmak suretiyle, şiddet artışının (ΔI_1) elde edilişi görülmektedir.

J. A. Ershov, maximum Amplitüd (A_{\max}) ve titreşim periyodu (T) ile sismik şiddet artışlarının (ΔI_1) bulunmasını önermektedir. Amplitüd ve periyod değerleri, patlama noktasından 35 metre mesafeden itibaren ölçülmeli, sismik uyarım darbeli ise düşürülecek ağırlık 32 kg. olmalı ve 6 metre yüksekte düşürülmelidir. Buna göre,

$$\Delta I_1 = 3.3 \log [A_{\max_1} / A_{\max_0}] \quad (10)$$

$$\Delta I_1 = 3.3 \log [A_{\max_1} T_1 / A_{\max_0} T_0] \text{ dir.}$$

Tablo-2'de değişik zeminlere ait Amplitüd ve periyod değerleri verilmiştir.

TABLO — 2

Zeminler	A (micron)	T. (Sec.)
Kayalık, yarı kayalık zeminler	0.1 - 0.5	0.02 - 0.035
Kaba Depositler	0.3 - 1.5	0.03 - 0.055
Kumlu, balçıklı, kumlu-Balçıklı zeminler ($H_1 > 6$ metre)	0.8 - 1.6	0.03 - 0.06
Kaba malzemeli gevşek dolgu, kumlu balçıklı, su seviyesi yüksek toprak, dolgu zeminler	1. - 2.3	0.03 - 0.08

2. Yüzey Tabakalarında Rezonans Titreşimleri

Ana kaya üzerinde yer alan tabakalarda sismik dalgalar yayılırken, dalga boyu ile tabaka kalınlığına göre titreşimlerin amplifitüleri artmaktadır. Bu sebepten sismik şiddet artışını belirleyen formüle ΔI_r gibi bir terim ilâvesi düşünülebilir. Şiddet artışının rezonansa yol açabileceği hesaba katılmalıdır. Şayet ana kaya üzerinde homojen bir tabaka gurubu varsa, aşağıda belirtilen metodlarla sismik şiddet artışının tahmini mümkündür.

1 - Ana kaya ve üzerindeki yumuşak, homojen tabakaların sismik rijiditeleri oranı ile (m_i)

2 - Yumuşak homojen tabakaların hakim titreşim periyodundan hesaplanan dalga boyu ($V_i T_i$ ve ana kayaya kadar olan homojen tabakaların kalınlığının (L) oranı ile (S_i).

$$m_i = \rho_i V_i / \rho_0 V_0 \quad S_i = L / V_i T_i \quad (II)$$

m_i ve S_i nin muhtelif değerleri için şiddet artışı (ΔI_r) tablo -3 de gösterilmiştir.

TABLO - 3

m_i	S_i					
	0-0.5	0.1-0.6	0.2-0.7	0.25-0.75	0.3-0.8	0.4-0.9
0.1	0	0.2	1.2	2.5	1.2	0.2
0.2	0	0.2	1.1	1.7	1.1	0.2
0.3	0	0.2	0.9	1.3	0.9	0.2
0.4	0	0.2	0.8	1.	0.8	0.2
0.5	0	0.2	0.6	0.7	0.6	0.2
0.6	0	0.1	0.5	0.5	0.5	0.1
0.7	0	0.1	0.3	0.4	0.3	0.1
0.8	0	0.1	0.2	0.2	0.2	0.1
0.9	0	0	0	0.1	0.1	0

Çok kırıklı ve heterojen tortul tabakalar için ΔI_r 'in hesabı Digital computer ile yapılmalıdır. Bu şekilde toplam şiddet artışı için, $\Delta I = \Delta I_{dv} + \Delta I_w + \Delta I_r$ formülü uygulanır. ΔI_{dv} sismik rijidite, ΔI_w su muhtevası, ΔI_r ise rezonans'tan ileri gelen sismik şiddet artışıdır.

3. Zemin Direncinin Tayini

Kuvvetli bir deprem sırasında zeminlerde, elastik olmayan davranışlar ile birlikte kalıcı deformasyonlar da görülür. Kuvvetli sarsıntı dolayısıyla sıkışma ve bunu takiben toprağın granülümetri'sinde azalma husule gelebileceği gibi gevşek zeminlerde erime ve yapışma gibi durumlar da görülebilir.

İlk olarak D. Barkan ve Ju. Trofimenkov, kuvvetlerin karakteristiklerinin tayini maksadı ile normal statik zemin yüklerini kullandılar. Sismik şiddet artışı, K_{gr} zemin katsayısı ile hesaplanabilir. K_{gr} : Standard zemindeki normal yükü (R_0), şiddet artışının hesaplanacağı zemindeki normal yük'ün (R_1) oranıdır. $R_0 = 2.5 \text{ kg/cm}^2$ değeri standard zemin için baz kabul edildiğinde, zemin katsayısı K_{gri}

$$K_{gri} = 2.5/R_1 \quad [12]$$

formülünden elde olunur. Sismik şiddet artışının sıfır olmasına karşılık R_0 değeri $2 \leq R_0 \leq 3 \text{ kg/cm}^2$ dir $R > 3 \text{ kg/cm}^2$ için $\Delta I = -1$, $R < 2 \text{ kg/cm}^2$ için $\Delta I = 1$ olacaktır.

Vibrasyon testleri dinamik ve statikteki farklılıkları ortaya koymuştur. Zeminlerin dinamik mukabelesi şiddete, frekansa, titreşim süresine bağlıdır. Şekil-6 ve 7 kumlu ve killi ortamlarda hızın rijidite ile değişimini göstermektedir. (Ref: 14-15) İvme gravite değerine erişince, kumlu zeminlerde direnç dört misli azalmakta, kilde ise %40 oranında bir azalma görülmektedir. Zemindeki dirençle ivme arasında şu yaklaşık bağıntıyı vazedebiliriz;

$$S = S_0 - 0.65 \frac{ng}{e V_{s0}} \quad [13]$$

Burada S_0 : Statik direnç, ng : İvme S : Kesme direncidir. A. B. Maksimov'un hesapladığı sismik şiddet artışı (Ref: 37) $V_1 < V_0$ ve $ng=0$ ise,

$$\Delta I = 1.67 \log (V_0/V_1) + 33 (ng)^2_1 [1/V_1 - 1/V_0] \text{ dir.} \quad [14]$$

Kumlu ve balçıklı zeminlerin direnci, ihtiva ettikleri su miktarına göre değişir. Genellikle bu tip zeminlerde su seviyesi yükseldikçe direnç azalır. Şekil-7 rutubet oranları değişik killi zeminlerde sismik şiddete göre rijitliğin değişmesi gösterilmiştir. (Ref:

37). Nemliliğin, özellikle büyük ivme değerleri için zeminin direncine etkisi oldukça fazladır. Aynı etki gevşek zeminlerde sert topraklara oranla daha büyüktür. Şiddeti $I_0=V$ olan bir depremde, balçıklı yumuşak bir zemindeki kalıcı deformasyon özel streinmetrelerle ölçülmüş ve kalıcı deformasyonun; 1.3×10^{-4} olan toplam deformasyonun % 10'u olduğu anlaşılmıştır. (Ref: 16)

Bilindiği üzere bir deprem esnasında zeminin elastik özellikleri, amplitüdü büyük oranda etkilemektedir. Elastik olmayan zemin karakteristikleri (Örneğin, kırılma noktası) ise yapıların denge ve statik durumları üzerinde etkindir. Bundan dolayı, zemin özelliklerinin araştırılmasında tatbik edilecek ana metod, elastik olmayan zemin karakteristikleri ile sismik tesir arasındaki ilişkiyi tam olarak ortaya koymaktır.

Y. İ. Vasilev, gevşek tabakalarda sismik dalgaların yayılışını incelemiş ve zemindeki deformasyonların ölçülmesi konusunda bir metod vâzetmiştir. Sahada yaptığı basınç ve gerilim ölçmelerinde, her cins birikinti malzeme için sismik dalga meydana getiren şoklar kullanmıştır. Bugün aynı ölçüler sadece yumuşak ve gevşek yapıdaki zeminlerde alınmakta ve yerfiziği enstitüsünün imâl ettiği özel sondaj aletleri, tensometreler (Basınç ve gerilim ölçmek için), kayıt amplifikatörleri, ossiloğraflar, fotoğrafli kayıt cihazları kullanılmaktadır. (Ref: 16-17) Kayıt aralıkları, basınç ölçümünde $0.01 - 3 \text{ kg/cm}^2$, gerilim ölçümünde ise $10^{-5} - 10^{-1}$ dir. Zeminin elastiklik limiti, plastisite şartları ve zeminlerin sıkışma şekilleri de araştırılmaktadır. Kalıcı deformasyon belirlediği anda zemindeki yükleri ve kırılma limitlerini ölçmek mümkündür. Zeminin ölçülen elastisite değerleri ile P ve S dalga hızları ve sismik tesirler karşılaştırılarak tefsiri yapılmalıdır. (Ref: 13)

S O N U Ç

Zeminlerin elastik davranışları, direnci ve sismik tesirler arasındaki ilginin belirlenmesi, sismik rijidite metodunun bazı limitler dahilinde kullanılabilmesini mümkün kılmaktadır. Sismik rijidite metodu basit, fakat tesirli ve uygun bir metod olup, S dalga hızlarını direkt olarak ölçmede oldukça faydalıdır. Sismik mikrozon uygulanmasında zeminlerin spektral karakteristiklerini, hakim titreşim periyodlarını tayin etmesi yönünden de sismik rijidite metodunun elverişliliğini belirtmek yerinde olacaktır.

B. DEPREM KAYITLARININ SİSMİK MİKROZON'DA KULLANILMASI

'Sismik' mikrozon'un gayesi, ileride meydana gelecek kuvvetli depremlerde, zeminin ne tarzda titreşimlere maruz kalacağını tahmin edebilmektir. Bu maksatla önce ana kaya titreşimlerini F_0 (w, t), sonra da ana kaya üzerinde yer alan çeşitli zeminlerin tit-

reşim karakteristiklerini $K_i (w, t)$ tayin etmek gerekir. Bunun sonucunda;

$$F_i (w, t) = F_0 (w, t) \times K_i (w, t) \quad (15)$$

ifadesi ile tarif edebileceğimiz zemin titreşimini elde ederiz. Bu rada sismik rijidite ve mikrotremor metodları, $F_i (w, t)$ nin elde edilmesinde kullanılmaktadır. Sadece mikrotremorlardan yararlanmak, zemin titreşimleri hakkında bilgi edinebilmek için yeterli değildir. Nisbeten zayıf, sathi yüksek frekanslı mikrotremor kaynakları, üstteki gevşek yapı ve ince tabakalarda kısa periyodlu titreşimler hasil ederler. Kalın birikinti malzemelerde husule gelen zayıf ve uzun periyodlu titreşimlerin analizi ise mikrotremorlar yardımı ile kolaylıkla saptanamaz. Bu sebepten sismik mikrozonada; aynı bir deprem esnasında, meydana gelen titreşimler, bölgenin bazı kesimlerine aynı anda taşınmaktadır. Bu kayıtlar ileride meydana gelebilecek kuvvetli bir depremin zeminde hasil edeceği titreşimlerin tahmini ve o bölgenin değişik zemin tiplerindeki sismik şiddet artışının tayini gibi sonuçları hedef almaktadır. Birkaç yıllık süre içinde elde olunan uzun titreşimlere ait periyodların mevcudiyeti, istatistik sonuçların güvenilir olması bakımından oldukça önemlidir.

1 - Anakayadaki titreşimlerin tayin edilmesi

Kuvvetli depremlerde, anakaya titreşimlerinin tayininde kullanılan muhtelif metodlar vardır. Bu metodlar içinde en elverişli olanı, bölgede daha önce meydana gelmiş kuvvetli depremlere ait akseleroğramların kullanılmasıdır. Fakat bunun için de o bölgeye ait güvenilir ve yeterli miktarda kayıtların elde mevcut bulunması zorunluluğu vardır. Bu metodun uygulanabilmesindeki belli başlı güçlük, her bölgeye ait yeterli ve güvenilir kayıtların mevcut bulunmamasıdır. Bazen, sismo-jeolojik yönden benzerliği olan bir başka bölgeye ait akseleroğramlar, yeterli veriye sahip bulunmayan bir bölge için kullanılabilirler. Buna Parkfield deprem kayıtlarının, yakın bölgelerdeki bazı depremler için ($M = 5 - 6$, $\Delta \leq 20$ km.) kullanılmasını örnek olarak gösterebiliriz. Episantr mesafesinin $\Delta = 30 - 70$ km., Mağnitüdün $M = 6.5 - 7.5$ olması halinde de El Centro depreminden elde olunan akseleroğramlar kullanılmaktadır. (Parkfield depremi, California U.S.A. 1966, El Centro depremi, California U.S.A. 1940)

Şüphesiz ki tek bir deprem kaydı yeterli bir fikir veremez. Bu sebepten G. Housner ve P. Jennings, California bölgesindeki kuvvetli depremlerin analizi için dört farklı durumda, dört tip sun'i kayıt gurubu vazetmişlerdir. Bu seri yardımı ile bölgede meydana gelecek yeni depremler için gerçeğe en uygun verileri seçebilmek mümkün olacaktır. (Ref: 34)

Geçmiş yıllarda, titreşimlerin tayin metodları, basit geometrik şekilli (Üçgen, dikdörtgen gibi) alanlar ve odak mekanizması karışık olmayan depremlerde uygulanmaktaydı. Odaktaki ortalama kırılma hızı ve deplasman değerleri takribi kabullere dayandırılırdı. (Ref: 38) Oysa bu değerler uzun periyodlu sismik dalgaların analizi ile saptanmalıdır. Bu şekilde odakta meydana gelen uyarıyı belirlemek mümkün olabilir. Ancak bundan sonradır ki odak ile ana kaya arasında S dalgalarının yayılımı ve farklı zemin davranışları hesaplanabilir.

Genellikle yapılar için tehlikeli olan kısa periyodlu ($T = 0.05 - 3 \text{ sec.}$) sismik dalgalar, kırık yayılma hızının özelliği ile belirlenir. Fakat bu özelliklerin hesapla belirlenmesi oldukça güçtür. Amplitüdler ve kuvvetli titreşim spektrumları, zayıf depremlerde elde olunan kayıtlara dayanarak belirlenebilir. Bunun için aşağıdaki metod teklif edilmektedir. (Ref: 24)

a) Örneğin bir A bölgesindeki sismik kayıtların analizi ile gelecekte olması beklenen kuvvetli depremlerin tahmini mümkündür. Tabii bu tesbit, muhtemel bir maximum mağnitüd şeklinde olacaktır.

b) A bölgesindeki ana kaya titreşimlerine ait veriler toplanır. Bu verilerin geniş bir mağnitüd aralığı içinde bulunması arzu edilecektir.

c) Ana kayadaki titreşime ait kayıtların spektral analizleri yapılır. Kayıtların spektrumu düzeltilir. (Smooth). ve aşağıdaki parametreler ile karakterize edilir.

Φ_{\max} : Esas spektral maximum.

F_{\max} : Esas spektral maximum'a tekabül eden frekans.

Δf : Spektrum'un bant genişliği. (0.7 veya 0.5 den başlamak üzere)

β : Bandın alt ve üst sınırları.

d) Odaktaki Mağnitüd ile spektral parametreler arasındaki ilgi tesbit edilir.

e) Elde olunan bağıntılar geniş bir mağnitüd aralığına uygulanır.

f) Spektral parametrelerin M mağnitüdüne uygunluğu belirlenir. Ana kaya titreşim spektrumu ile ($\Phi_0(f)$) mağnitüdün ilgisi de aynı yolla saptanır. r_1 , A bölgesine olan hiposantral mesafe, r_2 , beklenen kuvvetli deprem merkezinin A bölgesine uzaklığı ise, Ana kaya titreşimleri (Φ)_{1,2}

$$\Phi_{r_{1,2}} = \Phi_{r_1} [e^{1/2 \alpha(f) r_1} / e^{1/2 \alpha(f) r_2}] \quad [16]$$

formülü ile hesaplanır. $\alpha(f)$: sismik dalgaların absorpsiyon katsayısı olup şiddetli olmayan depremlerin kayıtlarından elde edilir. (Ref: 24)

2. Zemin Titreşim Karakteristiklerinin Tayini.

Birikinti malzemenin şiddete ve sismik dalgaların frekansına tesiri büyüktür. Dolgudaki titreşim amplitüdünün anakaya titreşim amplitüdüne oranı 6 veya 8'e kadar yükselebilir. Ana kaya üzerinde tek bir tabakanın yer aldığı durumda, dalga boyu (λ) ile tabaka kalınlığı (L) arasında;

$$(m = 1, 2, \dots)$$

$$L = [(2m - 1) / \cos \Theta] \cdot [\lambda / 4] \quad (17)$$

bağıntısı mevcuttur. Serbest yüzeydeki U_1 deplasmanı (rezonans hali) max. olup oran;

$$|U_1/U_0|_{\max} = 2 A e^{-\mu} (1 - e^{-2n\mu} B^n) / (1 - e^{-2\mu} B) \quad (18)$$

$$\text{dir.} \quad L = (m / \cos \Theta) \cdot (\lambda / 2) \quad (19)$$

için, serbest yüzeydeki deplasman minimum olup bu oran ise;

$$|U_1/U_0|_{\min} = 2 A e^{\mu} (1 \mp e^{-2n\mu} B^n) / (1 + e^{-2\mu} B)$$

A: Kırılma katsayısı

$$B: \text{Yansıma katsayısı} \quad \mu = \alpha_s (L / \cos \Theta) \cdot F \quad (21)$$

n: Titreşim süresi

α_s : S dalgasının absorpsiyon katsayısı

F: Titreşim frekansı

Θ : Ana kaya ile üzerindeki tabaka arasındaki açı.

Şekil: 9 da, dalga girişiminin, amplitüd ve titreşim süresini artırışı gösterilmektedir. U_1/U_2 oranı, dalga boyu ve frekansla değişmektedir. Bu oran ayrıca zemindeki durumun spektral karakterini de belirler. Tek bir tabakada 2-3 maximum ve minimum görülecektir. Şekil: 10 zemin davranışlarının; tabaka kalınlığına, sismik rijitliğe, dalgaların geliş süresine ve altındaki tabaka ile zemin arasındaki açığa bağlı oluşunu göstermektedir. Böylece, zemindeki titreşimlerin, gelen dalgaların amplitüd ve frekansına, fiziki ve mekanik zemin karakteristiklerine, tabaka kalınlığına, alttaki tabaka açısına göre değiştiği belirtilebilir. (17) den (20) ye kadar olan formüller SH dalgaları ve P dalgasının düşey bileşen

değeri için çıkarılmıştır. (Ref: 19-21). Çok tabakalı ortamlarda SV dalgasının herhangi bir açı altında gelişi sözkonusu olduğunda, çözüm bir hayli karışıktır. Yatay durumdaki çok tabakalı bir ortamda zemin davranışının hesabı için, digital kompüter'de çözülebilecek özel programlar hazırlanmıştır. (Ref: 21)

Bir tabaka boyunca sismik dalgaların yayılımı, P ve S dalga potansiyeli ϕ_m ve Ψ_m ile tarif olunur. Serbest satıhtaki yatay ve düşey deplasmanlar, tabakanın alt sınırındaki düzlem dalgaların yardımı ile hesaplanabilir. Bunun için Thomson-Haskell metodu kullanılmaktadır. (Ref: 23) Bu metod için şu veriler gerekmektedir:

- Zemin parametreleri; tabaka sayısı, her tabakanın kalınlığı, yoğunluğu, elastik dalgaların yayılma hızları.
- Spektrum parametreleri; Frekans aralığı, frekans kademesi.
- Dalga tipi ve geliş açısı.

Bu verilerden elde olunacak bilgiler ise; serbest satıhtaki yatay ve düşey deplasmanlar, spektrum faz'ı, amplitüdü ve yansıma katsayısıdır.

Şekil: 11, altta bulunan iki tabakalı bir ortamın davranışını göstermektedir. Üst tabaka kalınlıkları ve sismik rijitlikleri değişmektedir. Tablo-1'de üst tabakaya ait parametreler verilmiştir. SV dalgaları sebebiyle zemin davranışı, digital computer yardımı ile hesaplanır. $\theta = 20^\circ$ alınmış, absorpsiyon ise ihmal edilmiştir. (Ref: 24)

Tek tabaka durumuna göre çok tabakalı modelde, zemin davranışı oldukça karışıktır. Çok tabaka halinde zemin davranışının şekil ve niteliği, üstteki toprak tabakası ile pek yakından ilgilidir. Titreşimlerin periyodu ve amplitüdü için de durum aynıdır.

TABLO — 1

Bölge	l_2 (m.)	ρ_2 (gr/cm ³)	V_{p_2} (m/sec)	V_{s_2} (m/sec)
I	50	1.7	500	350
II	20	1.6	400	300
III	10	1.5	350	240
IV	5	1.5	320	200
V	0	0	0	0

Sismik dalgaların absorpsiyonu zemin davranışını arttırır. Zeminde, yüksek frekans görülen kesimlerde amplitüd azalır ve eğri-

si düzleşir. Fourier ve mukabele (Response) spektrumları arasında ise oranlı bir farklılaşma ortaya çıkacaktır. Tek bir tabakadaki titreşimler için predominant periyod yaklaşık olarak $T = 4 L / V$ formülü ile belirlenir. (L: tabakanın kalınlığı, V: sismik dalga hızı) Kalınlığı 2 - 3 metreden 500-1000 metreye kadar değişebilen gevşek tabakalar periyodu 0.05 - 2-3 sec. olan sismik titreşimlerin tesirini kuvvetle hissederler. Sattaki ince tabakalarda ($L = \lambda / 30$) ise elastik titreşimlerin tesiri önemsizdir. Çünkü ince tabakalar, uzun periyodlu elastik dalgaların serbestçe yayılımına elverişlidir. Bununla birlikte, üstteki az dirençli yumuşak toprak tabakaları kuvvetli bir depremde önemli hasar görebilirler. Tabakalarda duraylılık dengesi bozulunca da sismik tesirin azaldığı görülür.

II. Aletsel Gözlem Metodları.

Deprem sırasında aynı anda meydana gelen zemin titreşimlerine ait kayıtlar, bu titreşimlerin etkilerini incelemek için arazinin bazı kısımlarına irca edilir. Gözlemler arazinin değişik zemin yapısındaki kısımlarına, geçmiş depremlerde değişik sismik tesirlere maruz kalmış bölgelerine uygulanmalıdır. Genellikle üç ayrı tip zemin seçilebilir :

1 - Sismisitesi iyi olan zeminler : Kayalık, yarı kayalık zeminler. (Granit, bazalt, kireçtaşı, kumtaşı, Jips, marn) $V_p = 1.7 - 5$ km/sec.

2 - Sismisitesi orta derecede zeminler : Kaba, kırıklı zeminler. (Moloz, çakıl, çakıllı kum). Kalın ($h \geq 100$ m.) gevşek, kuru, kumlu ve killi zeminler. $V_p = 0.9 - 1.5$ km/sec.

3 - Sismisitesi iyi olmayan zeminler : Az kalın (5-30 m.), gevşek kumlu ve killi toprak; siltli, su ihtiva eden ($h < 6$ m.) gevşek dolgu zeminler. $V_p = 0.1 - 0.6$ km/sec.

Verilen bölgede, farklı su muhtevası gösteren ve değişik kalınlıktaki tabakalardan oluşan zeminlerin varlığı halinde, değişik kısımlardaki hakim zemin tipleri üzerinde ölçüler alınır. Diğer sahalarla ilgili bilgiler ise hesaplama metodu ve uygun verilerin interpolasyonu sonucunda elde edilir. Ölçüler, devamlı çalışan bir sismik şebeke (En az iki istasyon) vasıtasıyla alınır. İstasyonların biri kayalık standard zemine yerleştirilir. Standard zemindeki referans istasyonunun deprem kayıtları, bütün araştırma periyodu süresince devam edecektir. Diğer istasyonların yerleri yeterli miktarda deprem kaydı alındıktan sonra (10 veya daha az) değiştirilir. İstasyonlar arasındaki mesafe, episantr uzaklığının %20'si kadar olmalıdır. Aksi halde sismik dalgaların, odaktan alete gelinceye kadarki yayılımını hesaba katmak gerekir.

Kaydedici sismoğrafın periyod aralığı 0.05 saniyeden 3 - 4 saniyeye kadardır Deplasman aralığının 10^{-2} - 10 mm. olmasının sağ

lanması arzu edilir. Deplasman hızı ise 1 mm./sec. den 10^3 mm./sec. ye kadar olmalıdır. Tek bir aletle böyle geniş aralıkların sağlanabilmesi olanaksız bulunduğu için 2 - 3 kanallı değişik duyarlılık cihazlar tercih edilir. (Ref: 25)

Şiddeti $I_0 < V$ olan depremler, alet tarafından aşağıdaki büyütmelerle kayıt yapabilirler.

$$\text{Deplasman için : } V_1 = 1000 - 2000 \quad V_2 = 50 - 100$$

$$\text{Hız için : } V_1' = 50 - 100 \quad V_2' = 1 - 5$$

Sismometrenin tabii periyodu: T_1 , Galvanometrenin tabii periyodu: T_2 , Sismometrenin sönümü: D_1 , Galvanometrenin sönümü: D_2 ile gösterilir. Genellikle;

$$\text{Deplasman için : } T_1 = 2-5 \text{ sec. } T_2 = 0.2-0.1 \text{ sec. } D_1 = 0.5-0.8 \quad D_2 > 3$$

$$\text{Hız için : } T_1 = 2-5 \text{ sec. } T_2 = 0.01-0.008 \text{ sec. } D_1 = D_2 = 0.5-0.8$$

şeklindedir.

İvme aralığı $0.01 \text{ g} - 1 \text{ g}$ olan akseleroğraf aletini $I_0 > V$ olan kuvvetli depremlerin kaydında kullanmak uygundur. Şekil: 12, aletteki hız ivme ve deplasman kayıtlarının elde edilmesi için düzenlenmiş elektrikli devre plânlarını göstermektedir. Buna göre titreşimin yatay bileşeni üzerinde, kısa episantr mesafesindeki maksimum hasar ve şiddetin tayini mümkün olabilmektedir.

III. Verilerin Kullanılış Yöntemleri.

Zemindeki titreşimlere ait kayıtlar elle ve digital computer yardımı ile değerlendirilir. Kayıta maximum şiddet'i gösteren kısımlar, analiz edilmek üzere ayrılır. Civar depremler için de cari olmak üzere ($\Delta \leq 200 \text{ km.}$) maximum şiddetin başladığı nokta, yatay bileşen üzerinde kolaylıkla ayırđedilen S dalgalarının başlangıç noktasına rastlar. Kayıta maximum şiddet gösteren kısım, S dalgasının geliş an'ı ile amplitüd'ün, maximum amplitüdü: (A_{max}) $\frac{1}{3}$ ü olduğu an arasındaki zaman aralığına tekabül eder. Bu zaman aralığı ayrıca titreşim enerjisinin %80'ini de kapsamaktadır.

1 - Verilerin elle değerlendirilmesi :

Amplitüdlar, periyodlar ve titreşim süreleri kayıtlar üzerinden okunur. Bir titreşimin amplitüdü; iki komşu uç noktası arasındaki salınımın yarısıdır. Ortalama amplitüd (A) ve periyod (T) değerleri aşağıdaki ifadelerle belirlenir:

$$\bar{A} = \sum_{1}^{n} (\Delta N/N)_k \cdot A_k$$

$$\bar{T} = \sum_{1}^{n} (\Delta N/N)_k \cdot T_k$$

ΔN : seçtiğimiz aralıktaki amplitüd (Periyod) adedi.

N : Toplam amplitüd (periyod) adedi.

Sismik enerji yoğunluğunun tayininde, incelenen sinüs eğrilerin amplitüdüleri A_i , periyodlar T_i , devam süreleri τ_i , dalgaların yayılma hızı V , deplasman amplitüdü A (T_i ve τ_i saniye, A ve A_i micron, E erg/cm²) ise (Ref: 26)

$$E = 0.085 V/V_s [(A_1^2/T_1^2) \cdot \tau_1 + \dots \dots \dots (A_n^2/T_n^2) \cdot \tau_n]$$

S_i : Spektral amplitüd, A_i : Ortalama amplitüd, n : Salınım adedi ise, yukarıdaki (22) ifadesine benzer şekilde;

$$S_i = \bar{A}_i \cdot n \cdot T/4 \quad (23) \text{ bağıntısı elde edilir. (Ref : 28)}$$

Basit yarı harmonik kayıtların periyodu ile esas kaydımızın periyodu arasında uygunluk görüldüğü durumlarda, yukarıdaki ifadeleri her iki kayıt için aynı tarzda uygulamak mümkündür. Şekil: 13, bir deprem kaydı ile elle çizilmiş grafiğindeki maximum periyodun, digital computer yardımı ile kıyaslanmasını göstermektedir. Elle değerlendirmede, uzun periyodlu salınımları, çok miktarda yüksek frekanslı titreşimlerden ayırabilmek ve tefrik edebilmek oldukça güçtür.

2 - Digital Computer İle Değerlendirme.

Mukabele spektrumu, Fourier spektrumu, öz ilişkinlik (Auto - correlation) fonksiyonu ve güç spektrumu, hesaplamanın gayesine uygun olarak düzenlenen spektrum analizleri ile birlikte ve düzenlenen programa göre computer'e verilir. Sismik titreşimlerin her periyodu için 10 ordinat'tan az olmamak üzere okunan kayıtlarda hata ihtimali de % 10'u geçmeyecektir. (Ref: 29) Şekil: 14 relatif hata (δ_A) ile spektrumdaki titreşimin her periyodu için alınan maximum değerler arasındaki bağıntıyı göstermektedir. Frekans kaymasındaki hata (δ_ω), (δ_A) dan birkaç defa daha küçüktür. Grafikteki sıfır çizgisi çok dikkatle çizilmelidir. Çünkü sıfır çizgisinin gerçek yerinde olmaması halinde, spektrumun düşük frekanslı kısımları etkilenir ve spektrumun esas kısmı üzerinde hafif bir değişme ortaya çıkar. (Bak- Şekil: 15) Eğer sismik cihazlar titreşimin aynı vasıflı bileşenine ait kayıtları almazsa, bu kayıtlar otomatik olarak digital bir komputer aracılığı ile sıfır çizgisinin

altında ve üstünde elde edilir. İntegrasyon sırasında hata limitleri sıfır çizgisini saptırıyorsa, periyod aralığının kayıta analizi yapılan kısımdan daha geniş bir aralıkta olduğu sonucu ortaya çıkacaktır.

Genellikle spektrum analizinde Colly-Tukey hesap sistemi kullanılır (Logaritması). Sismik dalgaların spektrumu digital computer yardımı ile ve 0.05-5 sec. lik periyodlar için, 0.01 sec. zaman aralıklarında elde edilir. Son işlem olarak kuvvetli salınım spektrumunun düzeltilmesi gelir. Düzeltmede, aynı aralık içindeki üç veya beş noktanın çıkışması sağlanır. Düzeltme fonksiyonu olarak kullanılan eğri bir kosinüs eğrisidir.

IV. Sismik Mikro-Bölgeleme Tekniği

$$\Delta I_i = 3.3 \log [(A_i)_{\max} / (A_o)_{\max}] \quad [24]$$

$$\Delta I_i = 3.3 \log (\overline{A_i} / \overline{A_o})$$

formülleri ile sismik mikrobölgelemede, çeşitli zeminlere ait sismik şiddet artışları ve tabii periyodlar hesaplanır. Geniş amplitüd aralıklarında elde edilen oranlar, ortalama amplitüd oranlarından daha geniş aralıklı değerler vermekte ve sapmalar, maximum amplitüdü için daha büyük olmaktadır. Farklı metodlarla hesaplanan sismik şiddet artışlarının gösterdiği uygunluk, 1 ünite civarındadır. Pratikte, amplitüd oranlarında görülen sapmaya engel olmak için amplitüd oranlarının ortalaması yerine güvenilir bir tarzda hesaplanan maximum amplitüdülerin kullanılması gerekmektedir. Emniyet limiti için genellikle kullanılan katsayı $P=0.8$ dir. (Ref: 31) Bu yöntem, daha çok değerlerin kullanılması sonucunda sismik şiddet artışını ortaya koyması bakımından elverişlidir. Arzu edilen sayıda kuvvetli hareket kaydı mevcut bulunmaması da bu yöntemin tercih nedenleri arasındadır. Sismik şiddet artışı tamsayı olarak saptanır. Örneğin hesapla elde edilen sismik şiddet artışı değeri $\Delta I < 0.5$ ise bu değer sıfır, $0.5 < \Delta I < 1.5$ ise 1, $\Delta I > 1.5$ ise 2 olarak alınacaktır.

Sismik mikrobölgelemede diğer bir metod, zayıf deprem kayıtlarından o bölge için elde edilmiş, ana kaya üzerindeki muhtemel kuvvetli titreşim spektrumunun ($S_i(f)$) kullanılmasıdır. Tesbit olunan zemin karakteristikleri $K_i(f)$, $S_i(f)$ den elde edilen kuvvetli harekete ait zemin titreşim spektiumu $S_i(f)$, spektrum karakteristikleri $K_i(f)$ ile gösterilirse;

$$S_i(f) = S_i(f) \cdot K_i(f)$$

olacaktır. Bu metod Kamçatka bölgesinde uygulanmış olup (Ref: 24) şekil: 17 de bölgede kayıt cihazlarının yerleştirilişi, ölçü noktaları boyunca jeolojik kesitler, şiddeti III - V olan depremlere ait sismoğramlar gösterilmektedir. Bölgedeki lokal zeminlerin seçimi,

4 Mayıs 1959 da meydana gelerek önemli hasara sebep olan depremin verileri gözönüne alınarak yapılmıştır. Buna göre;

1 — Ana kaya mostraları

2 — Kalın ($L > 100$ m.) gevşek yapılı volkanik çökeltiler ve kuru altüvyon kumlu, balçıklı, molozlu, çakıllı zeminler)

3 — Su ile doymuş gevşek kumlu-balçıklı, nehir vadisi veya sun'i dolgu zeminler.

Üç sismik kayıt istasyonundan biri standard zemine, diğer ikisi ise yakın civara ve her 8-10 kayıttan sonra yeri değiştirilmek üzere yerleştirilmiştir.

Şiddetli bir depremin beklendiği bölgede elde edilen ($M = 2 - 6$) ana kaya titreşimlerine ait fourier spektrumu incelenir. Bu inceleme ve yapılan hesaplar sonucunda o bölgede değişik magnitüd değerleri için ortalama fourier spektrumu ortaya çıkarılır. Şekil: 18 de $M = 8.3$ olan muhtemel bir depreme ait $S_1(t)$ spektrumu ortalama spektrum arasındaki bağıntı gösterilmiştir. Temel veriler yardımı ile sismik dalga kaybı (Emilmesi) hesaplanır. Bu ise ana kaya titreşim spektrumuna eşdeğerdir ve 100 ile 80 km. uzaklıktaki depremler için geçerlidir.

Sert ana kayadaki titreşime ait $S_1(t)$ spektrumu, arazinin muhtelif kesimleri için uygulanır. 1 ve 2 no. lu sismik istasyonlar sert ve katı gabro-diabaz ile kum ve balçıklı şeyl üzerinde kuruludur. 3 ve 4 istasyonları 25-30 m. genişlikteki sahada ve kalınlığı 100 m. olan kumlu-balçık zemine, 5 ve 6 istasyonları da 100-200 m. kalınlıktaki kırıklı bir zon üzerine kurulmuştur. Şekil: 19, sismik istasyonlarda elde edilen satıhtaki titreşimlerin ortalama hız spektrumunu göstermektedir. Şekil: 20 de ise 2 den 7 ye kadar olan noktalardaki zeminlerin spektral karakteristikleri belirtilmiştir. Beklenen şiddetteki depremin oluş ihtimaline (Sismik risk) ait emniyet limiti (0.8) düşey bileşende gösterilmektedir. 2 - 7 noktaları dahil, 2 den 7 ye kadar olan noktalardaki spektrum karakteristikleri $K_i(f)$, o noktalardaki ortalama spektrum ile, baz olarak seçilen 1 noktasındaki ortalama spektrum arasındaki orandan faydalanarak hesaplanır.

$$K_i(f) = \Phi_i(f) \cdot \Phi_i(f) \text{ dir.} \quad (25)$$

Şiddeti büyük olmayan depremlere ait ortalama spektrum $\Phi(f)$, incelendiğinde, spektral karakteristiklerin epeyce kompleks bir yapıya sahip bulunduğu anlaşılır. Örneğin arazide; satıhtaki gevşek zon ile altındaki sert kaya tabakasına ait spektrum eğrisi üzerinde, bariz bir şekilde ayırdedilebilen birkaç maximum ve minimum mevcuttur.

Petropavlovsk - Kamchatsky bölgesi, kompleks bir jeolojik yapıya sahip bulunmaktadır. Tabaka kalınlıkları ile mekanik zemin davranışları yer yer büyük farklılıklar göstermektedir. Tabii bunlara bağlı olarak spektral karakteristiklerde de önemli farklılıklar mevcut olup çok sayıda spektral karakteristiğın değerlendirilmede kullanılması ise oldukça zordur. Bu gibi durumlarda jeolojik veriler incelenerek etüd edilen sahayı birkaç kısma ayırmak en iyi yoldur. Petropavlovsk-Kamchatsky bölgesi bu esasa uygun olarak altı kısma bölünmüştür.

1 — Sert ve az kırıklı kayalık zemin (Andezit, diabaz, şeyl v.b.) Üstteki 15-20 m. de ortalama S dalga hızı $V_s > 1200$ m/sec

2 — Geniş kırıklı, kayalık zemin. Kuru ($h_1 > 5$ m.) ve su seviyesi yüksek ($h_1 < 3$ m.) zonları ihtiva etmektedir. $V_s = 800-1200$ m/sec

3 — Gevşek yapılı kaba volkanik zemin. (Kalınlığı $L_1 > 200$ m.) ve çakıllı-molozlu tortul zeminler (Su seviyesi yer yer 5 m. nin altında) $L_2 > 100$ m. $V_s = 600-800$ m/sec

4 — Gevşek, volkanik zemin (Kalınlığı $L = 70-200$ m.) ve çakıllı molozlu tortul zeminler ($L = 15-100$ m.) su seviyesi yer yer 5 m. nin altında $V_s = 500-600$ m/sec

5 — Gevşek volkanik zemin (Su seviyesi $h > 5$ m.) ve 10-80 m. kalınlıkta suya doymuş zemin. ($h_1 < 3$ m., $V_s = 400-500$ m/sec)

6 — Çok gevşek yapıda volkanik zemin (Volkanik kum, kumlu-balçık) ve suni dolgu toprak ve silt, kuru ($h_1 > 5$ m.) ve su ile doymuş ($h_1 < 3$ m.) zeminler. (Kalınlık $L = 4-20$ m., $V_s < 400$ m/sec.)

Şekil: 21 yukarıdaki altı zemin tipine ait spektral karakteristikleri göstermektedir. Ortalama değerler kalın, alt ve üst limitler kesikli çizgilerle ifade edilmiştir. Şekil: 22 de magnitudü $M = 8.3$, episantr mesafesi $\Delta = 80$ km. ve odak derinliği $H = 20-60$ km. olan şiddetli bir depremin, bu altı tip zeminde meydana getirdiği ortalama hız spektrumları gösterilmiştir. Herbir spektrum eğrisi, $S_1(f)$, kuvvetli deprem spektrumu ve $K_1(f)$ spektral karakteristikleri hesaplanarak $S_1(f)$,

$$S_1(f) = S_1(f) \cdot K_1(f)$$

formülü ile elde edilmiştir. Aynı şekilde (Şekil: 22) bölgenin mikro bölgeleme haritası verilmiştir.

SONUÇ :

Mikrobölgelemede varılmak istenen netice, kuvvetli harekete ait titreşim spektrumunun elde edilmesidir. Böyle bir metodla, özel sismik ve jeolojik şartlar altında, sismik yönden aktif olmayan böl-

gelerde de iyi sonuçlar alabilmek mümkündür.

Şiddeti büyük olmayan depremlerin verileri yardımı ile o bölgede meydana gelebilecek kuvvetli depremlere ait spektrumların elde edilmesi metodu uygulanarak, yeterli miktarda veri'nin mevcut olması halinde doğruya oldukça yakın sonuçlara varılabilmektedir.

Aletsel olarak yapılacak bir sismik mikrobölgeleme çalışmasında şu hususlara önem vermek gerekir.

1 — Sismik mikrozon haritasına göre hesaplanan bölgesel sismisite değerleri.

2 — Ölçeği 1/100.000 - 1/1.000.000 olan episantı haritası

3 — Makrosismik kayıtlara göre bölgede meydana gelen şiddetli depremleri gösterir harita, kayıtlar ve hasarın dağılımı.

4 — Ölçeği 1/5.000 - 1/25.000 olan bölge planı.

5 — Yeraltı su seviyesi, tabaka kalınlıkları ve litolojiyi gösterir detaylı bir bölge haritası veya 1/10.000 lik mühendislik jeolojisinin amaçlarına uygun tarzda düzenlenmiş bir harita.

6 — Bölgenin ana karakteristiklerini belirleyen lokal jeoloji haritası. Mümkün olduğu takdirde ana kaya derinliğine veya 20-25 m. derinliğe kadar olan tabakaların yapısını gösteren, düşey ölçeği 1/500 - 1/2000; yatay ölçeği, harita ölçeği olan harita.

7 — Sondaj kuyularını ve taş ocaklarını gösteren harita.

8 — Detaylı ve geniş bir bölgeyi kapsayarak düzenlenmiş olan, hafriyatlara ait bir liste (veya listeler)

9 — Nehirleri, yerüstü topoğrafyasını, taraçaları, kuvvetli zemin oturmalarını, aktif heyelanları, karstik durumları, kaya düşmelerini, kurutulmuş bataklıkları, bataklıkları, tektonik yükselmeleri gösteren jeomorfolojik harita.

10 — Yoğunluklar, maximum taşıma güçleri v.b. gibi bölgedeki zeminlerin mekanik özellikleri.

REFERANSLAR

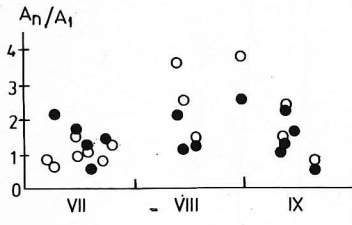
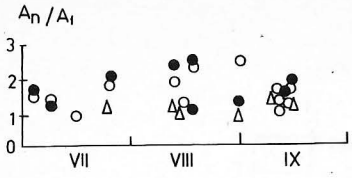
- 1 — S. V. Medvedev. Engineering Seismology. Gosstroyizdat, 1962
- 2 — S. V. Medvedev. Estimation of seismic intensity depending on ground conditions. Proceedings of Geofian 14 (141) 1952.
- 3 — I. A. Ershov. The comparison of seismic wave velocities in the ground with amplitudes and periods of ground vibrations for seismic microzoning. Proceedings of the Institute of Physics of the Earth No. 36(203), 1965

- 4 — A. V. Nikolaev. Seismic properties of grounds. «Nauka», 1965
- 5 — A. B. Maksimov. On seismic rigidities of grounds. In the book «Experimental Seismology», Nauka», 1971
- 6 — A. B. Maksimov. Seismic ground characteristics and correlation between them. In the book «Experimental seismology», «Nauka», 1971
- 7 — I. I. Gurvich. Seismic exploration. «Nedra», 1970
- 8 — F. M. Ljahovizky. The method and seismic data interpretation by the engineering geology mapping. Viems. Moscow, 1970
- 9 — N. D. Krasnikov. Dynamical properties of grounds and determination methods. Stroyizdat, 1970.
- 10 — G. A. Lyamzina. On determination of seismic properties of grounds by using mobile seismic station. Proceedings of the Institute of Physics of the Earth, No. 10(177), 1960.
- 11 — G. I. Petrashen. The materials of quantitative investigation of seismic wave dynamic. Izdatelstvo LGU, 1957.
- 12 — I. E. White, R. L. Sengbush. Velocity measurements in near surface. Geophysics, 18, No. 1, 54, 1953.
- 13 — S. V. Medvedev (...). The recommendations on seismic microzonation. Stroyidzat, Moscow, 1971
- 14 — J. Alpan. Notes on soil engineering. Intern. Inst. of Seismology and Earthquake eng. Tokyo, 1966
- 15 — Sh. Okamoto. Bearing capacity of sandy ground and horizontal ground pressure due to earthquake. Proceedings of International conference on a seismic design in San Francisco. (In Russian), Gosstroyidzat, 1961
- 16 — Yu. I. Vasiljev (...). The experiment of measurements of ground strain by earthquakes. Izvestia AN SSSR, Fizika Zemli No. 11, 1972.
- 17 — Yu. I. Vasiljev (...). The measurement of ground stresses and strain by the propagation of explosive waves. Izvestia AN SSSR, Fizika Zemli, No. 1, 1969
- 18 — E. V. Popova. The peculiarities of seismic intensity on pebble rock. In the book «Seismic zonation of Ulan Bator» «Nauka», 1971.
- 19 — K. Kanai. Relation between the nature of the surface layer and the amplitudes of earthquake. Bull. Earth. Res. Inst. Univ. Tokyo, 30, 1952.

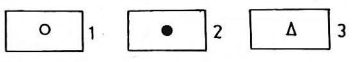
- 20 — A. Z. Katz. Some problems of seismic microzoning methods. Proceedings of the Institute of Physics of the Earth AN SSSR, No: 5, 1959.
- 21 — V. V. Shteinberg. Influence of ground layer on spectrum vibration of ground surface. Proceedings of the Institute of Physics of the Earth, No: 36, (203), 1965.
- 22 — L. I. Ratnikova, A. L. Levshin. The computation of spectral response of thin layered media. Izvestia AN SSSR, Fizika Zemli No: 2, 1967.
- 23 — N. A. Haskell. The dispersion of surface waves on multi-layer media. Bull. Seism. Soc. America, v. 43, No: 1, 1953.
- 24 — V. V. Steinberg. The estimation of spektra vibrations for the territory with certain seismo-tectonic and site conditions. In the book «Seismic research for building» Engineering seismology questions, «nauka», 14, 1971.
- 25 — A. A. Zhigaltzev. V. A. Tokmakov. The multichannels seismograph for recording with low sensitivity. Engineering seismology Bull. No: 9, 1972.
- 26 — I. L. Narsesov (...). The directions on dynamical measurements of seismograms. Proceedings of the Institute of physics of the Earth. No: 17 (184), 1961.
- 27 — M. Amin, N. Ts-Ao, A. Ang. Significance of non-stationarity of earthquake motions. Proceedings 4 World Conference Earth quake engineering Chile, 1969.
- 28 — A. A. Harkevich. Spektra and analysis. Moscow, Fizmatgiz, 1962.
- 29 — N. P. Grudneva (...). Approximate computations of spectra of seismic oscillations. «Vychislitel'nayay seismologiya» 3, 1967.
- 30 — B. M. Naimark (...). The practical methods of transform Fourier calculations. «Teoritcheskayayi vychislitel'nayay geofizika» No: 1, 1972.
- 31 — V. V. Shteinberg. Seismic characteristics of grounds by observations. «Seismic zonation of Ulan Bator». Nauka, 1971.
- 32 — H. Seed - P. Schnabel. Soil and geological effects on site response during earthquakes. Proceedings of the Intern Conf. on Microzonation. Seattle, 1972.
- 33 — I. Idriss - H. Seed. H. Dezfullian. Computer programmes for evaluating the seismic response of soil deposits with non linear characteristics using equivalent linear procedures

Geotectonial Engineering Research Report, University of California, Berkeley, 1969.

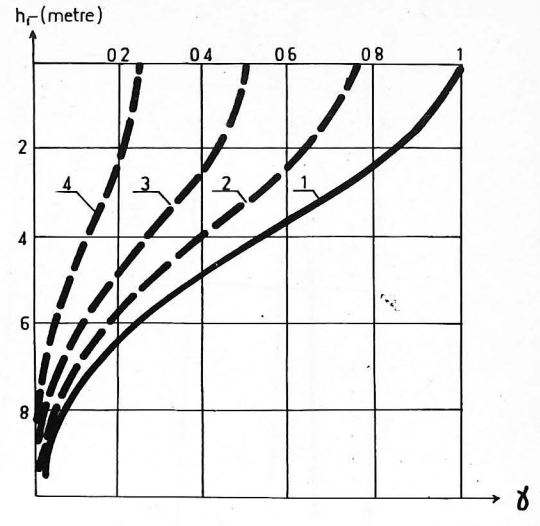
- 34 — P. Jennings, N. Tsai, G. O. Housner. Simulated Earthquake Motions. Proceed. 4 World Conf. Earthquake Engineering Chile, 1969.
- 35 — V. V. Popov. The seismic microzoning of Mahach-Kara territory. Dagestan. Mahach-Kara. 1970.
- 36 — L. Zeevart. Base shear in tall buldings during earthquake July 28, 1957 in Mexico City. «2 nd WCEE Tokyo» 1960.
- 37 — A. B. Maksimov. Investigations of seismic ground properties for seismic microzonation. Thesis, Moscow. 1969.
- 38 — K. Aki. Seismic displacement near the fault. Journ. Geophys. Res. 1969.



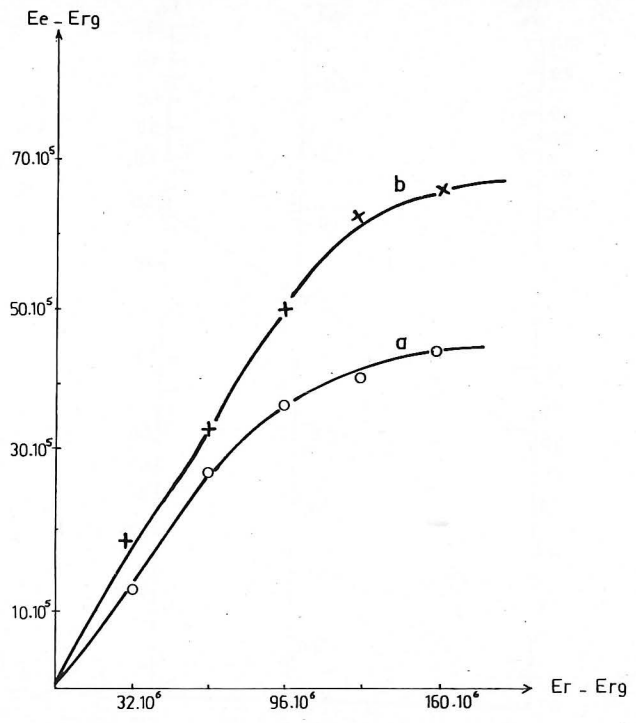
AYLAR



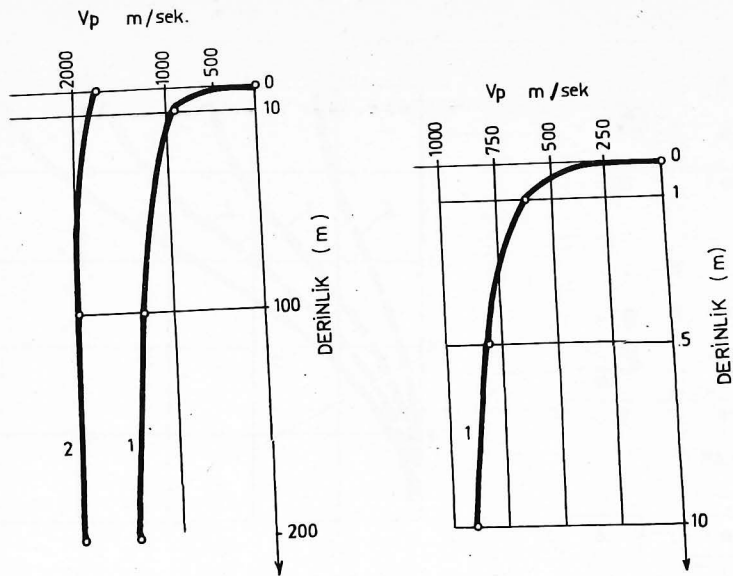
Sekil . 1.



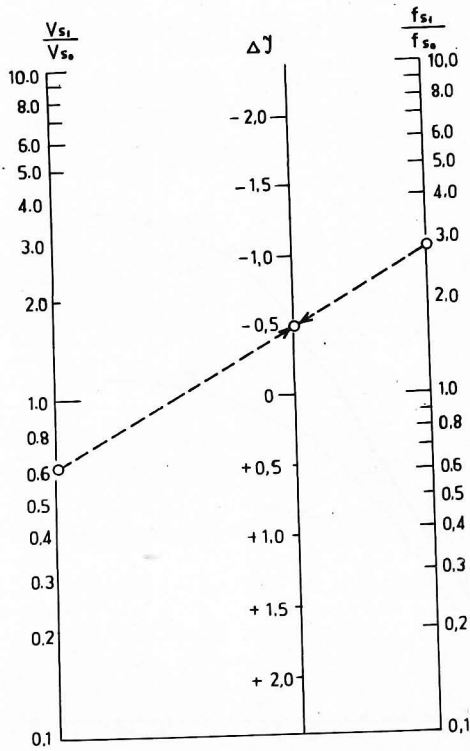
Sekil . 2.



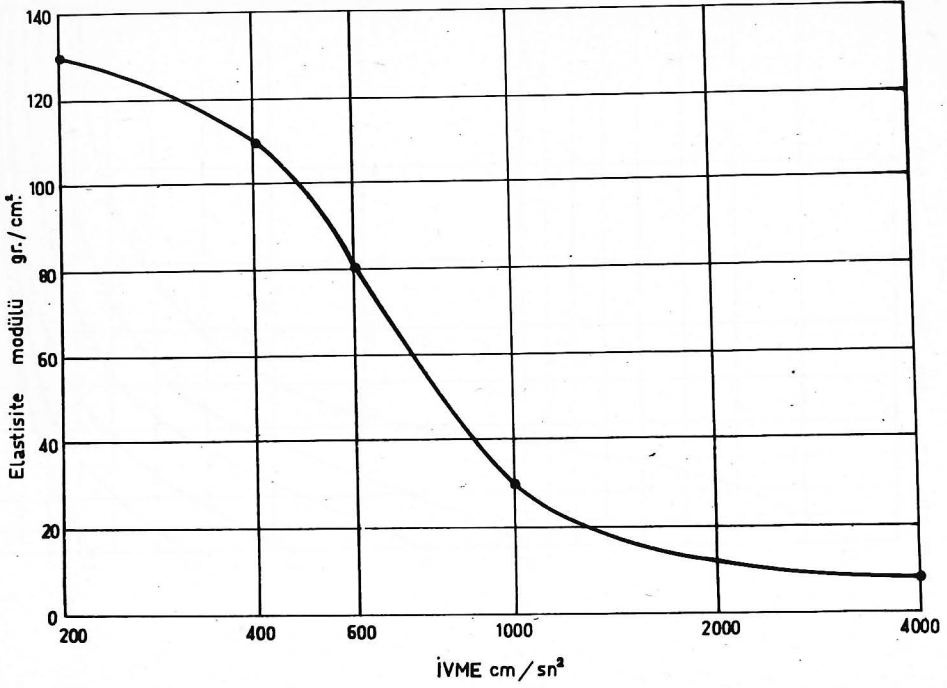
Sekil . 3.



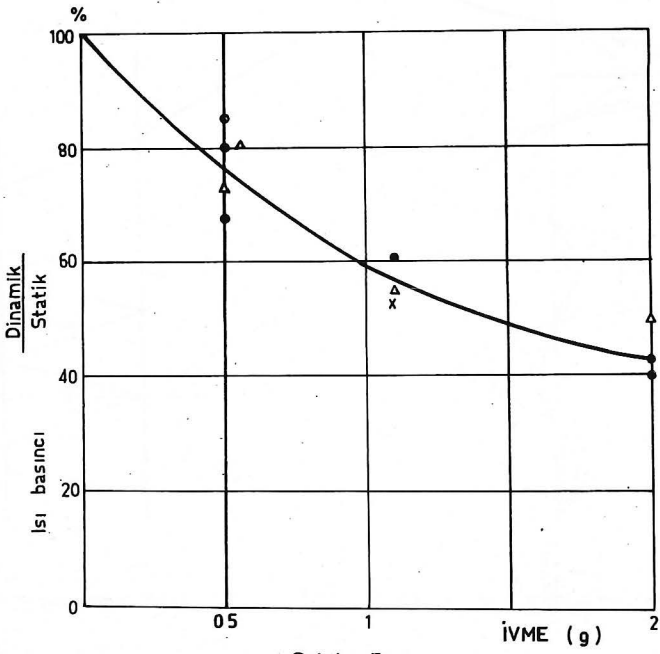
Şekil . 4 .



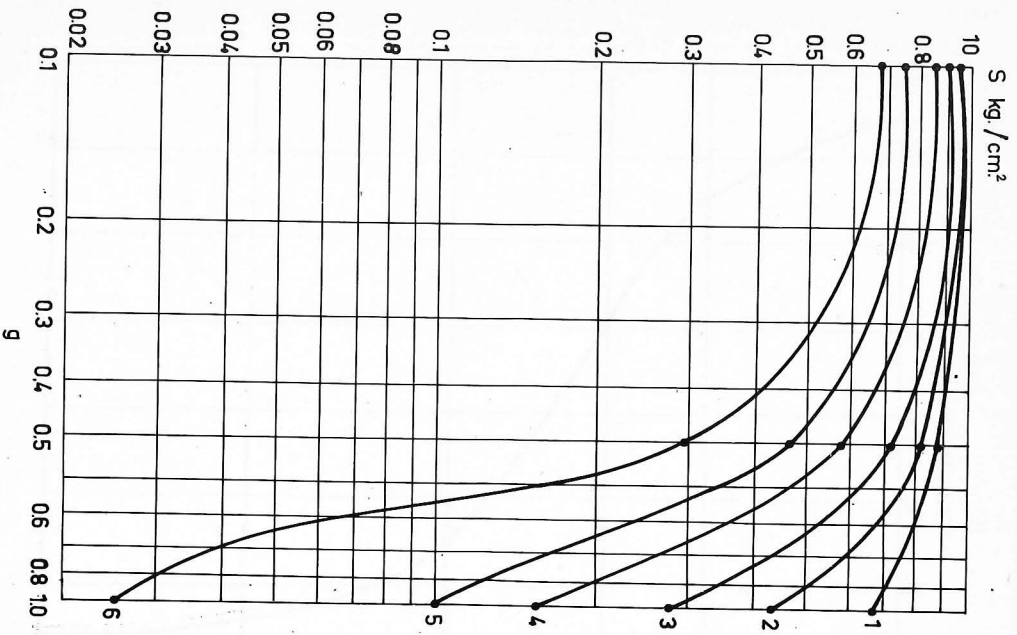
Şekil . 5 .



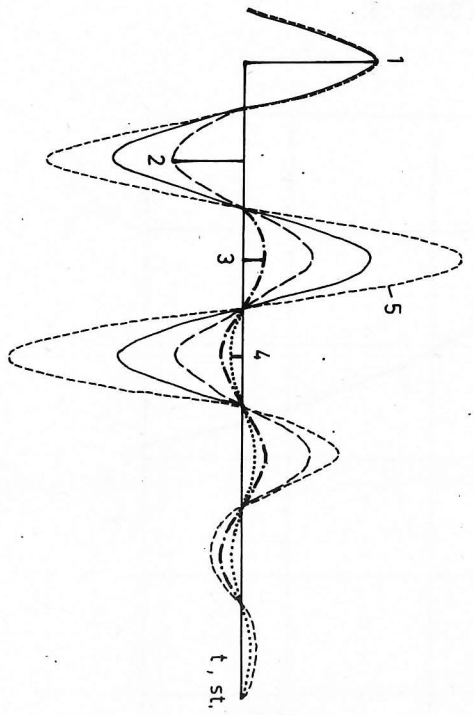
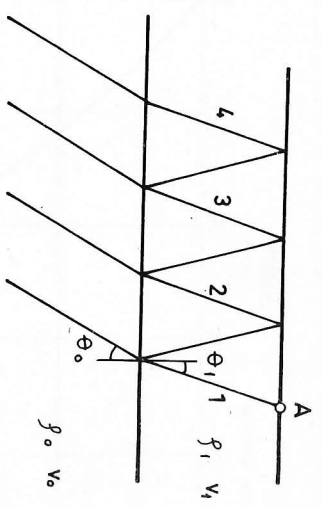
Şekil . 6.



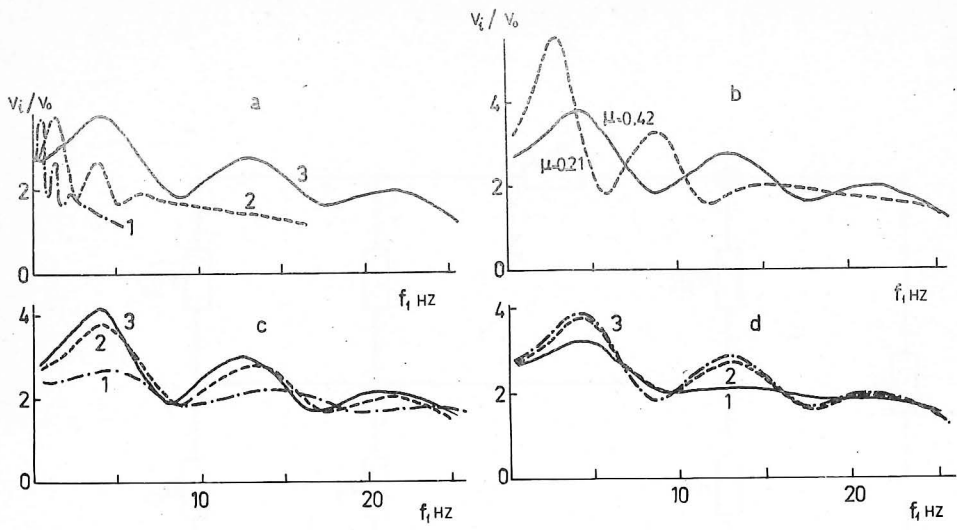
Şekil . 7.



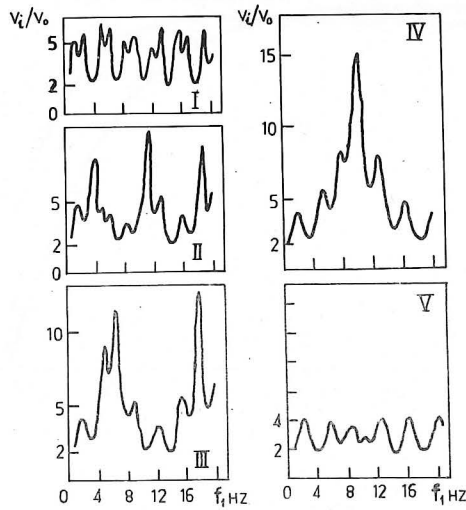
Sekil . 8 .



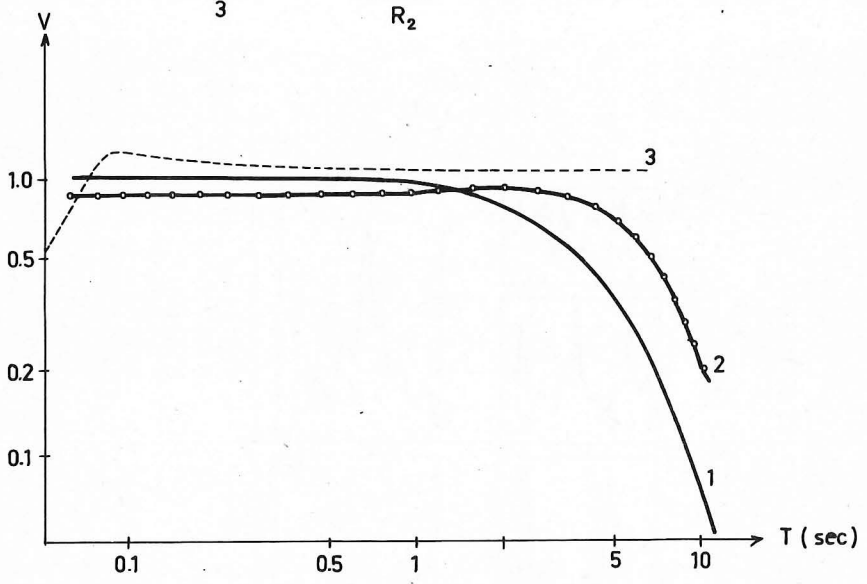
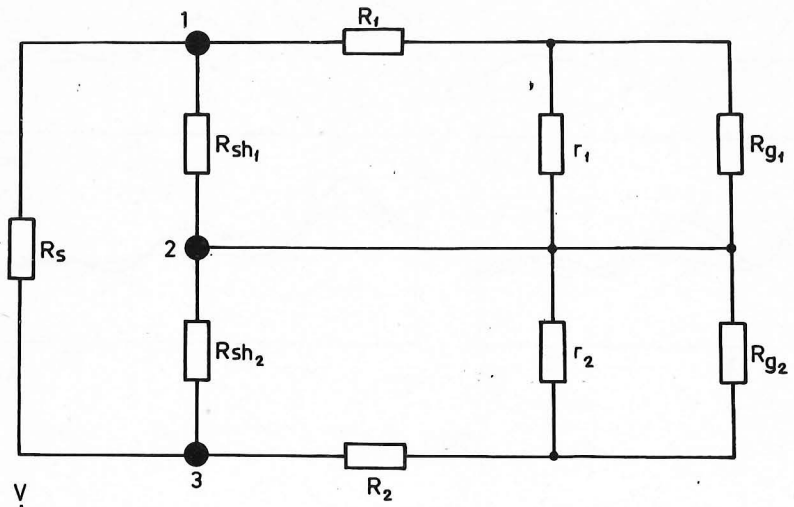
Sekil . 9 .



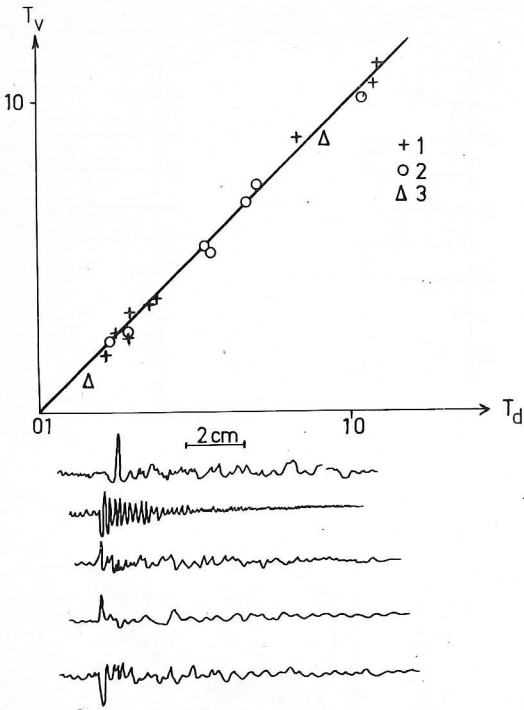
Şekil . 10.



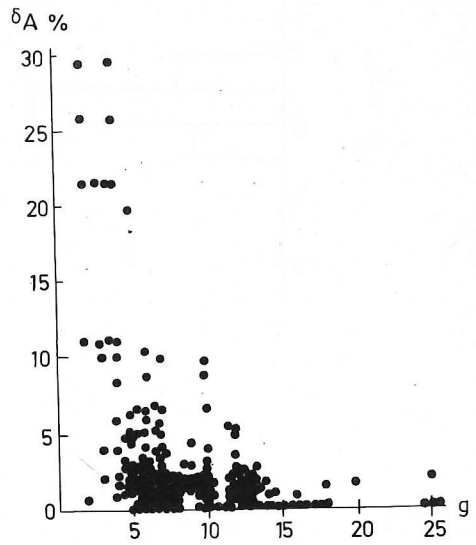
Şekil . 11.



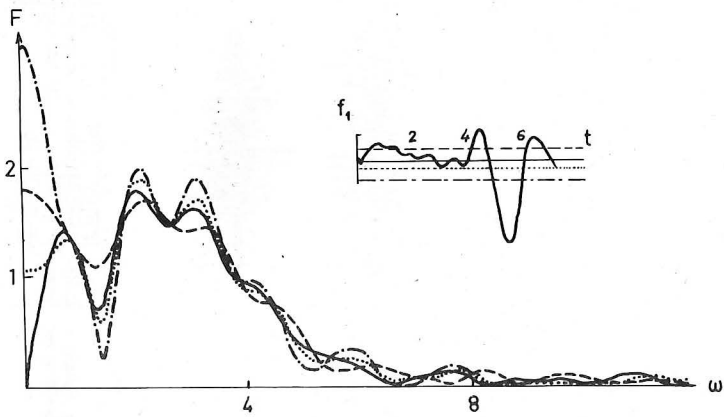
Şekil . 12.



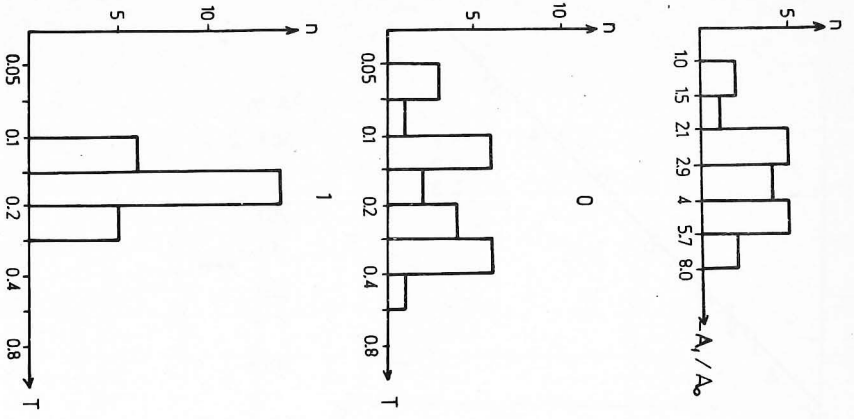
Şekil . 13.



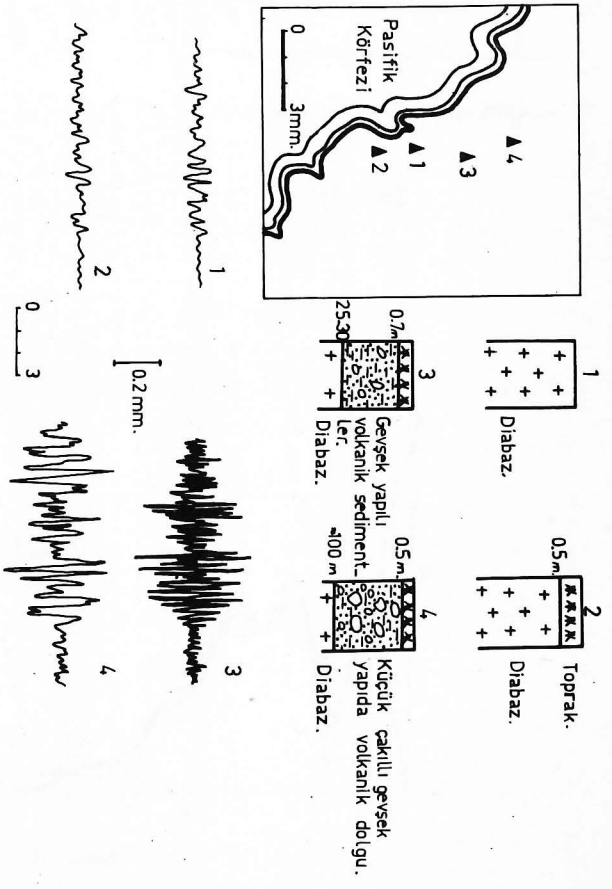
Şekil . 14.



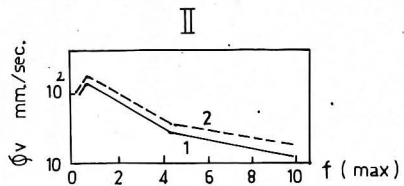
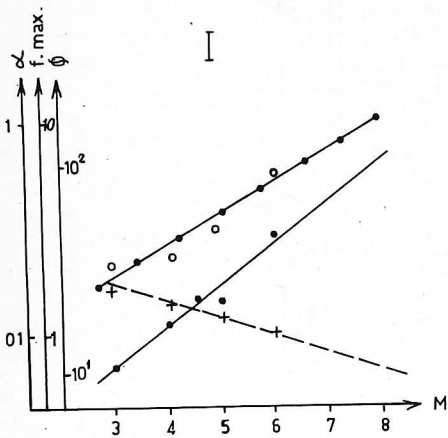
Şekil . 15.



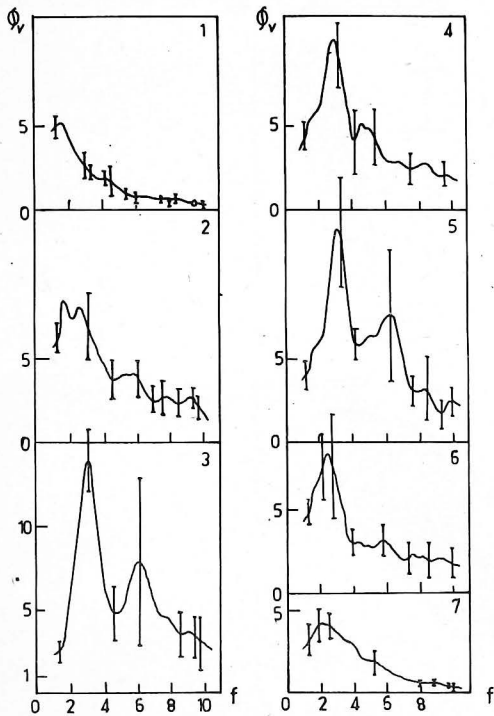
Sekil . 16.



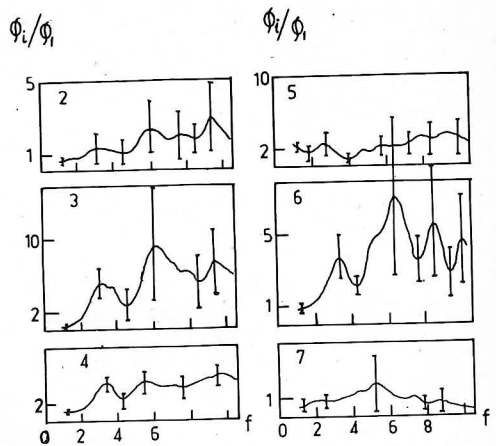
Sekil . 17.



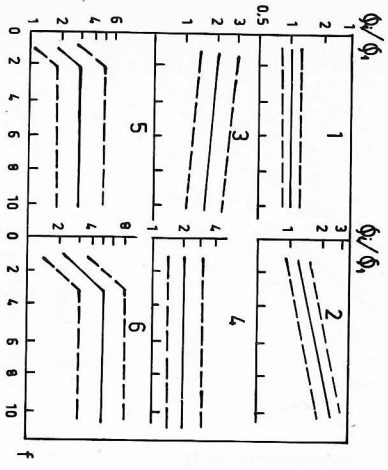
Şekil . 18.



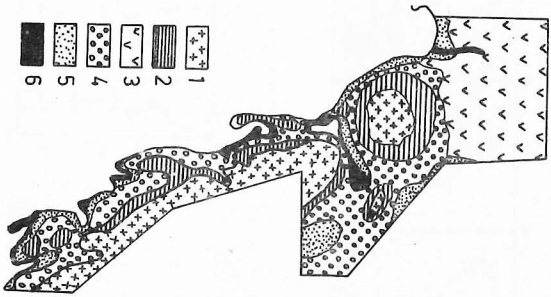
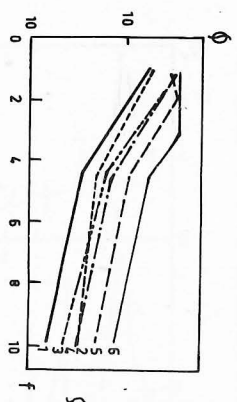
Şekil . 19.



Şekil . 20.



Sekil . 21.



- 1
- 2
- 3
- 4
- 5
- 6

Sekil . 22.

Deprem Esnasında Büyük Toprak Altı Yapılarında Zemin - Yapı İlişkileri

Yazarlar : H. B. Seed (*)
I. M. Idriss (**)

Çeviren :
H. Turan DURGUNOĞLU (***)

Deprem esnasında büyük toprak altı yapılarındaki zemin yapı ilişkilerini veren metotlar gözden geçirilerek, sonuçlardaki muhtemel farklar gösterilmiştir. Sonlu elemanlar metodu kullanılarak zemin özelliklerinin, temel derinliğinin ve taban kaya yüzünün yapı tabanına olan uzaklığının, derin toprak altı yapılarının davranışına olan muhtemel etkisi gösterilmiştir.

ZEMİN - YAPI İLİŞKİLERİNİ İNCELEME METODLARI :

Son senelerde nükleer güç istasyonları, pompa istasyonları gibi büyük toprak altı yapılarının sismik dizaynı ile büyük bir ölçüde karşılaşılmaktadır. Şekil-1 ve 2'de tipik bir misal olmak üzere toprak yüzünden 75ft. (22.9 m.) aşağıda, taban basıncı 9000 psi (4,39 kg/cm²), yüksekliği 120ft. (36.6 m) ve tabii periyodu 0.25 saniye olan bir yapı görülmektedir.

Böyle bir yapının sismik projelendirilmesinde önemli bir husus yapı ile etrafındaki zemin arasındaki ilişkilerin değerlendirilmesidir. Zeminin yapı üzerindeki etkisi ekseriya Şekil-1'de sematik olarak gösterildiği gibi seri halindeki yaylar ve döndürücüler vasıtası ile veya Şekil-2'de gösterildiği gibi zemin-yapı bütünü sonlu elemanlar metodu ile modelize etmek gibi iki yoldan biri ile sağlanır. Her iki metodun kendine has avantaj ve kayıtlamaları olduğu

(*) Profesör, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Kaliforniya Üniversitesi Berkeley.

(**) Woodward - Lundgren ve ortakları, Oakland, Kaliforniya.

(***) İnşaat Mühendisliği Bölümü, Boğaziçi Üniversitesi.

gibi bazen sismik yapı hareketlerinin değerlendirilmesinde de çok değişik sonuçlara sebep olabilirler.

Örneğin Şekil-1'de gösterilen yapı için deprem hareketleri zeminin saatinında verilmiş ve maksimum ivmesi olarak 0.25 g alınmıştır. Kum ve çakıldan ibaret olan zeminin kayma dalgası hızı 1800 fps (549 m/sn) ve kalınlığı 200 ft (61 m) dir.

Zemin üst yüzeyindeki hareketlerin böyle ince bir zemin tabakası için düşey doğrultuda yayılan kayma dalgalarının sonucu olduğu kabulü yapılırsa diğer derinliklerdeki tabakaların maksimum ivmeleri ve buna tekabül eden hareketlerin zamanla değişimi kolaylıkla hesaplanabilir (Schnabel ve diğerleri, 1972). Seçilen bu yer için, 75 ft (22.9 m) derinliğindeki maksimum ivme 0.18 g ve taban kayadaki maksimum ivme ise 0.145 g'dir.

Şekil-1'de gösterilen yay söndürücü modeline, yapının etrafında ve altındaki zemin ivmelerinin aynı olduğu kabulü yapılır. Bura daki şartlar için 0.2 g'lık bir ivme ortalama bir değer olmaktadır. Yay sabitleri, alışlagelmiş metodlarla (Whitmar ve Richard, 1967) ve statik sonlu elemanlar metodu ile hesap edilmiş ve neticede aşağıdaki ortalama değerler bulunmuştur:

$$\begin{aligned} k_h &= 10 \times 10^6 \text{ kıp/ft} &= 16.4 \times 10^6 \text{ t/m} \\ k_v &= 10,5 \times 10^6 \text{ kıp/ft} &= 20.5 \times 10^6 \text{ t/m} \\ k_{\phi} &= 7,5 \times 10^{10} \text{ kıp/ft/rad} &= 1.17 \times 10^{10} \text{ tm/rad} \end{aligned}$$

Yapının sismik davranışlarının değerlendirilmesi % 7 ve % 15'lik sönüm yüzdeleri için yapılmıştır. Bu sönüm değerlerine tekabül etmek üzere yapının tabanındaki maksimum ivmeler 0,38 g ve 0,32 g olarak saptanmıştır.

Aynı yapının davranışı Şekil-2'de gösterilen sonlu elemanlar metodu kullanılarak da hesaplanmıştır. Sistem önceden hesaplanan ve ana kayadaki maksimum ivme değeri 0,145 g olan ve yapısız sistemde 75 ft (22.9 m) derinlikte 0,18 g ve zemin saatinında 0,24 g maksimum ivme değerleri veren bir titreşime tâbi tutulmuştur. Yapının sönüm yüzdesi % 5, zeminin sönüm yüzdesi ise her elemanda teşekkül eden birim kayma deformasyonuna göre değişik olarak seçilmiş, ve bu değerler % 5 ile % 15 arasında değiştirilmiştir. Bu şartlar altında yapının tabanındaki maksimum ivme değerleri yay-söndürücü modeli ile hesaplanan değerlerin yarısından daha az ve ancak 0.16 g olarak bulunmuştur.

Neticede, sonlu elemanlar metodunun zemin-yapı sistemini ve ivme dağılımlarını rasyonel bir şekilde temsil ettiği bilindiğinden kullanılan yay-söndürücü modelinin yapıda teşekkül eden sismik hareketleri esas değerlerinden daha fazla olarak hesapladığı sonucuna varılır.

ZEMİN - YAPI SİSTEMİNİN SONLU ELEMANLAR METODU İLE İNCELENMESİ :

Sonlu elemanlar metodu zemin tipi ve rijitliği, yapının temel derinliği ve kaya tabakasının yapının tabanına olan uzaklığı gibi zemin-yapı sistemindeki değişikliklerden meydana gelen tesirlerin incelenmesinde çok fayda sağlar. Bu değişikliklerden husule gelen etkileri göstermek amacı ile ağırlığı 100.000 kıps (50.000 ton) olan bir yapının davranışı değişik zemin şartları için incelenmiş ve sonuçlar Şekil-4 ile Şekil-9'da sunulmuştur.

Yapının yüksekliği 120 ft (36.6 m) olup değişik tabakaların birim ağırlıkları ve rijitlikleri aşağıda verilmiştir :

Yapının Tepesinden İtibaren mesafe		Ortalama Birim Ağırlık		Ortalama Elâstiklik Modülü		Poisson Oranı
feet	metre	lb/ft ³	t/m ³	k/ft ²	Kg/cm ²	
0— 44	0—13.4	2	0.03	500	268	0,2
44— 70	13.4—21.3	93	1.49	53,000	28,500	0,2
70— 93	21.3—28.3	62	1.00	149,000	80,000	0,2
93—120	28.3—36.6	67	1.04	78,000	42,000	0,2

Zemin özellikleri kohezyonsuz zeminler için Şekil-3'de (Seed ve Idriss, 1971) gösterilen temsili özelliklere göre seçilmiştir.

Sonlu elemanlar metodu ile analizde, kayma modülü ve sönüm yüzdeleri her eleman için teşekkül eden birim kayma deformasyonuna göre tayin edilen nonlinear zemin özellikleri kullanılmıştır. Böylece hesaplanan birim deformasyon değerleri için Şekil-3'den bulunan kayma modülü ve sönüm yüzdesi değerlerinin, bir evvelki hesapta kabul edilen değerlerle uyuşabilmesi için metot bir iterasyon yapılmasını gerektirmiştir. Bu iterasyon metodu hakkında ayrıntılı bilgiler referans 1'de verilmiştir.

Bütün analizlerde, kayada teşekkül eden sismik hareketlerin 1952'de Kaliforniya eyaletinin Kern kasabası Taft istasyonunda meydana gelen 0,16 g maksimum ivmeli depremdeki gibi olduğu kabul edilmiştir.

ZEMİN ÖZELLİKLERİNİN ETKİSİ :

Şekil-4'de yapının 76 ft (23,2 m) derinlikte sıkı bir kum içinde olmasına, Şekil-5'de ise yapının aynı derinlikte kumdan iki misli daha rijit bir kum-çakıl karışımı içinde olması haline ait yapılan değerlendirmelerin sonuçları verilmiştir. Görüldüğü gibi ivmelerin dağılımı her iki hal içinde de hemen hemen aynı olmuş ve dolayısıyla, zemin özelliklerindeki değişikliğin binada teşekkül eden maksimum ivmelere bir etkisi olmamıştır.

Şekil-4'de gösterilen zemin-yapı sisteminde yatay basınçların binanın zeminle temas eden yüzüne ince ve yumuşak bir kil tabakası konarak elimine edilmesi haline tekabül eden değerlendirme Şekil-6'da verilmiştir. Görülüyor ki, bu değişiklikten dolayı yapıdaki ivmelerde çok küçük değişimler olmuş ve yapı civarındaki kum zemine ait hareketlerin genliklerinde ise bazı ufak değişiklikler meydana gelmiştir. Dolayısıyla, bazı hallerde toprak altı yapılarda yatay basınçların etkisi davranıştaki genlikleri fazla değiştiremeyecek şekilde ortadan kaldırılabılır.

YAPININ TEMEL DERİNLİĞİNİN ETKİSİ :

Temel derinliğinin yapının davranışına olan etkisi Şekil-7'de özetlenmiştir. Şekilde temel derinliğinin 25 ft (7,6 m) olması halinde zemin-yapı sistemine ait maksimum ivmeler gösterilmiştir. Görülüyor ki, temel derinliğinin azaltılması yapının tabanında teşekkül eden ivmelerin azalmasına sebep olmaktadır.

KAYA SATHININ YAPI TABANINA UZAKLIĞININ ETKİSİ :

Kaya sathının yapı tabanına olan uzaklığının değiştirilmesine ait sonuçlar Şekil-8 ve 9'da verilmiştir. Şekil-8'deki sonuçlar yapının Şekil-4'de olduğu gibi 76 ft (23,2 m) derinlikte fakat zeminin kaya sathına olan derinliğinin 100 ft (30,5 m); diğer bir deyişle kaya sathı ile yapının tabanı arasındaki uzaklığın yalnız 24 ft (7,3 m) olması hâli içindir.

Her iki halde de yapının tabanındaki maksimum ivmeler aynı değerler olarak hesaplanmıştır.

Şekil-9'daki sonuçlar yapının Şekil 7'de olduğu gibi 25 ft (7,6 m) derinlikte, fakat bu defa kaya sathı ile yapı tabanı arasındaki uzaklığın 15 ft (4,6 m) olacak şekilde zemin derinliğinin 40 ft'e (12,2 m) azaltılması hâli içindir. Bu halde kaya sathının derinliğindeki değişiklik yapının tabanındaki ivmelerde, kayda değer artışlara sebep olmuştur.

SONUÇLAR :

Yukarıda özetlenen hesaplamalar büyük toprak altı yapılarının sismik davranışlarına ait aşağıdaki sonuçları doğurmuştur :

1. Yapının birleştirilmiş kütle modeli ile bitişik zemininde yay söndürücü modeli ile gösterilmesi, bazı durumlarda yapıda teşekkül eden ivmelerin çok yüksek değerler olarak hesaplanmasına sebep olur.

2. Yapının altındaki ve çevresindeki zeminin rijitliğindeki değişiklikler bazen yapıda teşekkül eden ivmelere etki etmez. (Şe kil-4 ve 5'e bakınız).

3. Yapının yan cıdarlarının izolasyonu, diğer bir deyişle etrafındaki zeminle temasta olmaması yapının davranışı üzerinde büyük bir etki yapmamaktadır. Dolayısıyla, bazen yapının çevresindeki zeminin yay şeklindeki bir model ile idealize edilmesine lüzum hasıl olmayabilir. (Şekil-4 ve 6'ya bakınız).

4. Yapının zemin içindeki derinliğinin azaltılması, bazen yapının sismik hareketlerini yapının tabanında teşekkül eden ivmelerdeki artışa rağmen azaltabilir. (Şekil-4 ve 7'ye bakınız).

5. Bazı hallerde, yapı tabanının kaya sathına olan uzaklığındaki değişiklikler yapının sismik davranışına etkide bulunmayabilir.

6. Bazı hallerde, yapı tabanının kaya sathına olan uzaklığındaki değişiklikler yapının sismik hareketlerini artırabilir.

7. Bir toprak altı yapısının altındaki zeminin özellikleri ve bu yapının temel derinliği veya yapı tabanının kaya sathına uzaklığındaki değişikliklerin zemin-yapı ilişkisine etkisi yay-söndürücü modeli ile araştırılmaz. Bu gibi değişikliklerin tesirini araştırmak için sonlu elemanlar metodu büyük bir avantaj sağlamakla beraber, genellikle iyi bir sonuç almak için değerlendirme her zemin elemanı için değişik kayma modülü ve sönüm yüzdesi alarak nonlinear bir analiz yöntemi ile yapılmalıdır.

TEŞEKKÜR :

Yukarıda sunulan sonuçlar «National Science Foundation» tarafından desteklenen «Deprem Esnasındaki Zemin Davranışı» isimli çalışmanın bir parçasıdır. Bu yardıma teşekkürü bir borç biliriz.

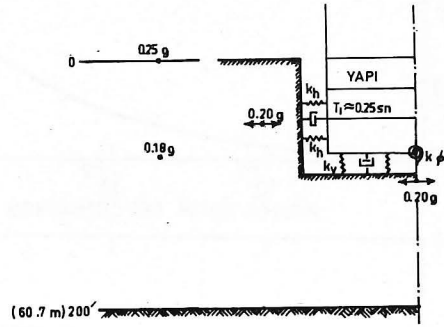
REFERANSLAR :

Idriss, I. M. Lysmer, J. Hwang, R. and Seed, H. Bolton (1973) - A Computer Program for Finite Element Analysis of Soil Deposits With Variable Damping - Earthquake Engineering Research Center Report, University of California, Berkeley, February.

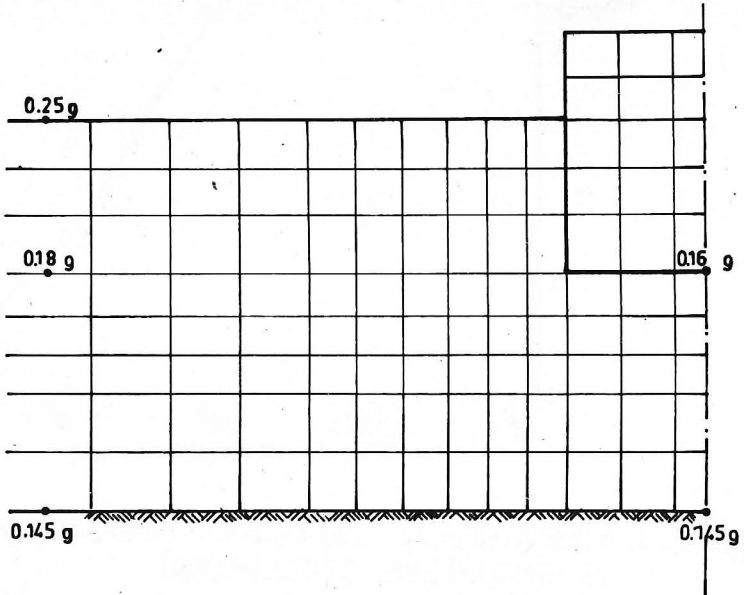
Schnabel, P., Seed, H. Bolton and Lysmer, J. (1972) - Modification of Seismograph Records for Effects of Local Soil Conditions, - Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 62, No. 2 December.

Seed, H. Bolton and Idriss, I. M. (1970) - Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses, - Earthquake Engineering Research Center Report No. 70 - 10, University of California, Berkeley, December.

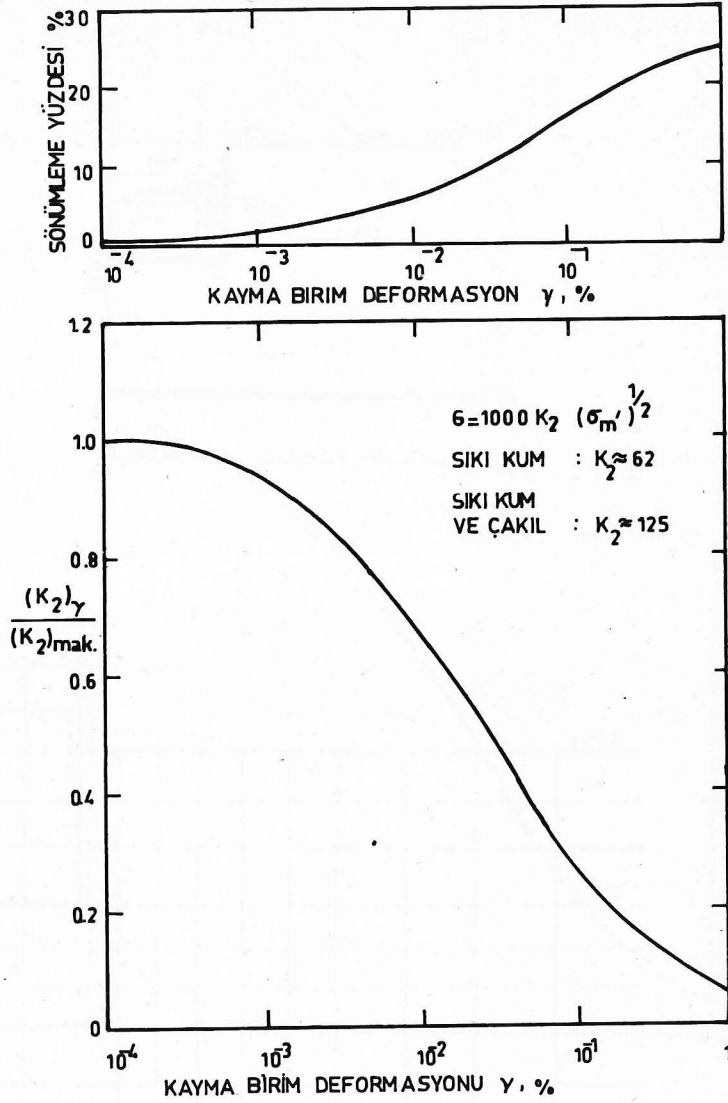
Whitman, R. V. and Richart, F. E. (1967), - Design Procedures for Dynamically Loaded Foundations, - Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 93, No. SM6, November.



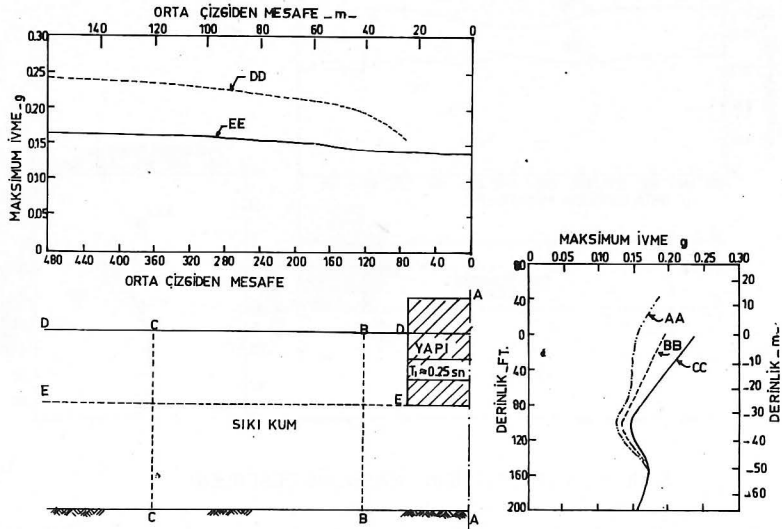
ŞEKİL 1: ZEMİN_YAPI KARŞILIKLI ETKİ MODELİ



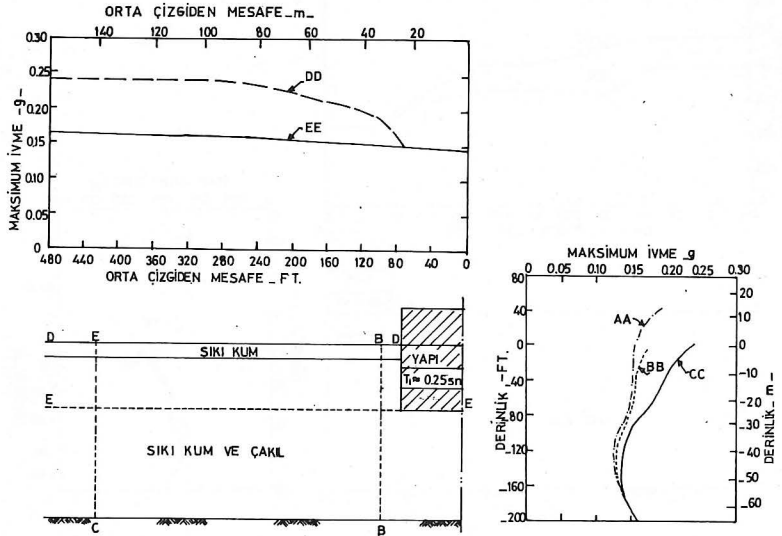
ŞEKİL 2 : ZEMİN_YAPI SİSTEMİ SONLU ELEMANLAR MODELİ



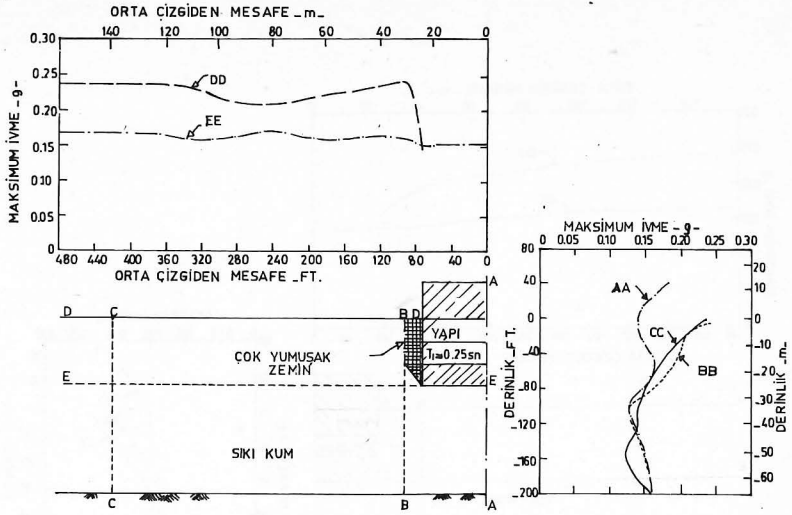
ŞEKİL 3. KOHEZYONSUZ ZEMİNLERİN ORTALAMA KESME MODÜLÜ VE SÖNÜMLEME ÖZELLİKLERİ



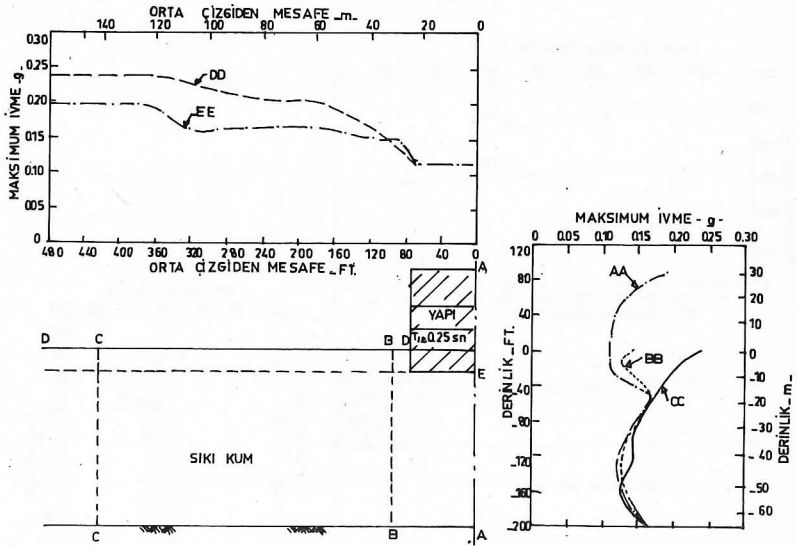
ŞEKİL 4: A_1 HALİ İÇİN DAVRANIŞ DEĞERLERİ



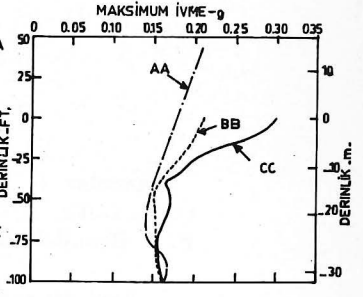
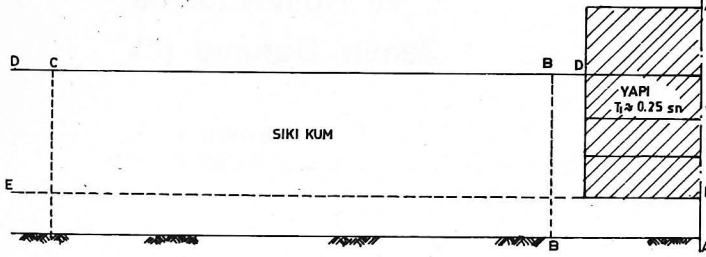
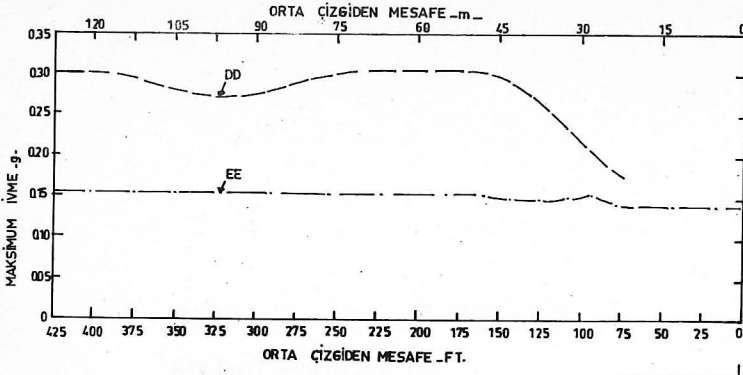
ŞEKİL 5: A_2 HALİ İÇİN DAVRANIŞ DEĞERLERİ



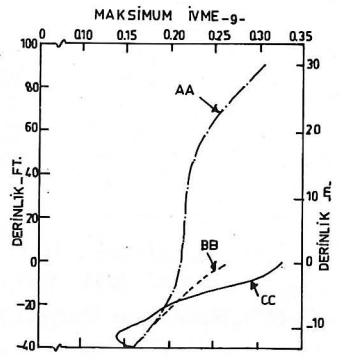
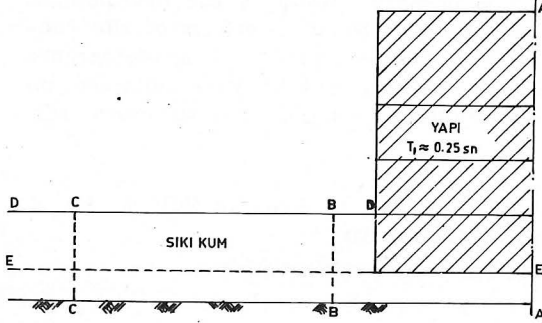
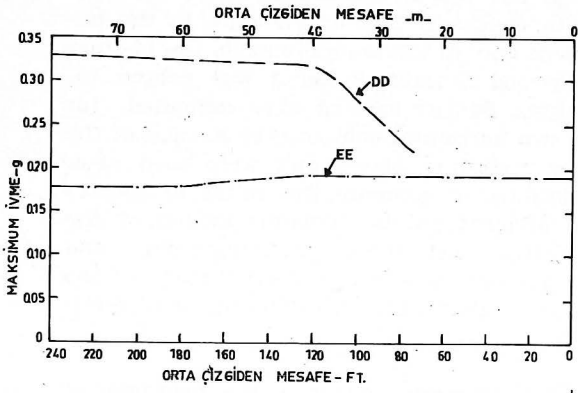
ŞEKİL 6: A_3 HALI İÇİN DAVRANIŞ DEĞERLERİ



ŞEKİL 7: A_4 HALI İÇİN DAVRANIŞ DEĞERLERİ



ŞEKİL 8 : B.1 HALİ İÇİN DAVRANIŞ DEĞERLERİ



ŞEKİL 9 : C.1 HALİ İÇİN DAVRANIŞ DEĞERLERİ

Kuvvetli Deprem Hareketi ve Hollywood'da Zemin Durumu (*)

Yazanlar :
C. M. Duke, J. E. Luco, A. R. Carriveau,
P. J. Hradilek, R. Lastrico, D. Ostrom

Çeviren :
Ersen BUKET (**)

ABSTRACT :

An investigation was made to determine the feasibility of isolating the effects of site conditions on strong earthquake accelerograms. The set of accelerograms recorded simultaneously in 1952 at the roof, in the basement and on the ground outside the 14-story Hollywood Storage Building was chosen for analysis. Fourier spectra were computed for the two horizontal components at each of the three recording places and were used after smoothing to compute the ratios of spectra for adjacent points. Dynamic models of the subsurface conditions, the foundation and the building were established. Certain of the spectral ratios were also determined theoretically.

The primary result is the development of a method of isolating effects of site conditions in Fourier spectra of accelerograms. Good theoretical checks were obtained on soil-structure interaction and structural res-

(*) Makalenin orijinali Bul. Seis. Soc. of Amerika Vol: 60, No: 4, sayfa: 1271, 1289'da yayınlanmıştır.

(**) Hacettepe Üniversitesi Yer Bilimleri Enstitüsü.

ponse in the east-west direction. The absence of bedrock accelerograms prevented the obtaining of a theoretical check on free-field amplification, although plausible bedrock fourier spectra were obtained. The subsurface model should be useful for further analyses.

Ö Z E T :

Konu ile ilgili olarak, kuvvetli deprem akselerogramları üzerinde zemin şartlarının etkilerini ayırma tabkikatını kapsayan bir araştırma yapılmıştır. 1952 yılında böyle bir araştırma için seçilen 14 katlı Hollywood Depo Binasının çatısında, temelinde ve bina dışında kalan zemin üzerinde tümü ile bir seri teşkil eden çeşitli akselerogram kayıtları alınmıştır. Üç kayıt noktasının her birinde iki yatay bileşen için ayrı ayrı Fourier spektrumları hesaplanmış ve düzeltmelerden sonra her noktaya ait spektrum oranlarının hesaplanmasında kullanılmıştır. Ayrıca binanın temelindeki yeraltı şartlarını temsil eden dinamik modeller hazırlanmıştır. Spektrum oranlarının bir kısmı da teorik olarak tayin edilmiştir.

Bu çalışmalardan elde edilen en önemli sonuç; akselerogramlara ait Fourier spektrumlarında zemin şartlarının etkilerini ayırma metodunun geliştirilmesidir. Buna paralel olarak, zemin-yapı ilişkilerini ve doğu-batı doğrultusundaki yapısal mukabeleyi teorik olarak kontrol etme imkânı ortaya çıkmıştır. Ana kayaca ait fourier spektrumları elde edildiği halde ana kayaç akselerogramlarının bulunmaması nedeni ile, ana kayacı örten tabii dolgu tabakası üzerindeki büyütme faktörünün teorik olarak kontrolü mümkün olmamıştır. Analizlerde daha ileri bir seviyeye ulaşılabilmesi için yeraltı modelleri kullanılmalıdır.

G İ R İ Ő :

Amerika'da kuvvetli depremlere ait akselerogramların deprem mühendisliğinde önemli bir yer işgal etmesine rağmen mühendisler, hazırladıkları dizaynlarda zemin etkileri konusunda bir fikir birliğine varamamışlardır.

Hassas ve doğru olarak elde edilen kuvvetli deprem akselerogramları ile deprem mühendisliğinde gerçeğe çok yakın sonuçlar elde edilir. Zemin şartlarının etkileri bu kayıtlarda mutlaka belirtilmelidir. Burada dikkat edilmesi gereken en önemli husus, akselerogramlarda, mevcut zemin şartlarından ötürü oluşan sistematik etkileri tayin etmektir.

Bu makalede, 1952 yılında meydana gelen Kalifornia - Los Angeles - Kern County Depremi sırasında elde edilen, Hollywood Depo binasına ait akselerogramlara uygulanan harmonik analiz tekniğı incelenmiştir. Kayıtlar, binanın temelinden, çatısından ve yapı dışında kalan zeminden, yerinde ve anında elde edilen akselerogramları içerdikleri için çok kullanışlıdır. Örneğın; Mexico City'deki Latin Amerika kulesinin temelinden ve kule dışında kalan zeminden, anında kayıt alma imkânı elde edilmiştir, ancak çatıdan kayıt alınmamıştır (Zeevaert, 1964). Bu nedenle Hollywood deposundan elde edilen kayıtlar daha detaylı ve kullanışlıdır. Fakat burada da dördüncü tip kayıt olan anakaya kayıdı elde edilememiştir.

Zemin şartlarının, akselerogramlar üzerindeki etkilerini daha iyi inceleyebilmek için, yapının, temelin ve yeraltının dinamik modellerinden istifade etmek gerekir. Daha önce yapılmış olan çalışmalarda kullanılan modeller yetersiz olduğundan, bu konuda o zaman kaydedilen ilerleme hızı bugünkine oranla çok düşüktür. Yeterli modellerin hazırlanması, yoğun araştırma ve saha ölçülerini gerektirmektedir.

Çalışmalar sırasında kullanılan en önemli analitik yol, Fourier spektrumudur. Direkt fiziksel ifadeden yoksun olduğu halde mukabele spektrumları için uygun olan fourier spektrumları, salınım hareketine ait harmonik elementin en açık bir ifadesini teşkil ederler. Mukabele spektrumları, tariflerinden de anlaşıldığı gibi, tek kütle osilatörlerinin akselerograma mukabelesini gösterirler, fakat kaydedilen titreşimlerin tümünü temsil etmezler. Verilen bir noktadaki hareket, zamanın fonksiyonu olarak, örneğın $g(t)$, Fourier transformasyonuna eşdeğer olduğu bilinen bir frekans fonksiyonu, $G(\omega)$ olarak gösterilebilir:

$$\begin{aligned} G(\omega) &= \int_{-\infty}^{+\infty} g(t) e^{-i\omega t} dt \\ &= \int_{-\infty}^{+\infty} g(t) \cos\omega t dt - i \int_{-\infty}^{+\infty} g(t) \sin\omega t dt \\ &= P(\omega) - i Q(\omega) \end{aligned} \quad (1)$$

Fourier Transformasyonu alternatif olarak da yazılabilir :

$$G(\omega) = |G(\omega)| e^{i\phi(\omega)} \quad (2)$$

$$|G(\omega)| = [(P(\omega)^2 + (Q(\omega))^2)^{1/2}]$$

$$\phi(\omega) = \tan^{-1} \left[- \frac{Q(\omega)}{P(\omega)} \right] \quad (3)$$

Burada 1. numaralı eşitlik, transformasyonun modülüne (veya amplitüdüne), 2 numaralı eşitlik de faz'a tekabül etmektedir. Modülün birimi (g(t) için), ft/sn, fazın birimi ise radyandır. Son yapılan çalışmalardaki gibi hesaplamalar dijital metodlar uygulanarak yapılırsa ve ivmenin zaman kaydı sınırlı bir süre için ise, Fourier transformasyonu düzgün frekans aralıklarına sahip belli sayıdaki ayrı noktalarla ifade edilen Fourier spektrumu şekline girer.

LİNEER SİSTEM TEKNİKLERİ :

Transfer fonksiyonları sisteminin farklı noktalarında Fourier spektrumları ile ilgili olan, harmonik analizler için zamana bağlı olmayan lineer sistem formuna ihtiyaç vardır (Crandall ve Mark, 1963). Böyle bir sistem, 1952 yılında depreme maruz kalmış olan Hollywood depo binasının yaklaşık olarak bugünkü durumuna tekabül etmektedir. (Şekil-1). Burada, i, Ir, anakayaç içinde oluşan deprem hareketini ve r, R de yapının üst kısmının (çatısının) hareketini ifade etmektedir. Küçük harfler zamanın fonksiyonu olarak ifade edilen hareketi, büyük harfler ise frekansın fonksiyonu olarak ifade edilen hareketin Fourier spektrumlarını temsil etmektedir.

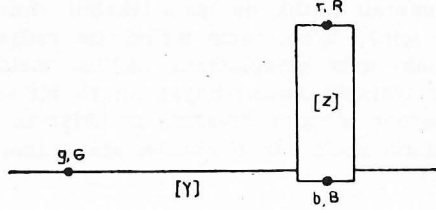
Bu çalışma sadece yatay akselerogramları ve yatay mukabeleleri kapsamaktadır. Şekil 1. de gösterilen sistemin iki ucunda meydana gelen ve belli bir yatay doğrultuda oluşan hareketler arasındaki ilişki, şu eşitlik ile ifade edilebilir:

$$R(\omega) = I(\omega) [X] [Y^H Z^H + Y_\phi Z_\phi] \quad (4)$$

Burada X, Tabii zemin yüzeyindeki yatay büyütme faktörü veya anakayaçta oluşan herhangi bir hareket ile tabii zemin yüzeyinin hareketi arasındaki transfer fonksiyonunu, Y^H yapının temelinin yatay hareketine ait zemin-yapı etki faktörü veya yatay taban hareketleri spektrumunun, tabii zemin üzerindeki yatay ha-

reketlere oranını, Y taban hareketi için zemin yapısı etki faktörünü veya rotasyonel taban hareketi spektrumlarının tabii zemin üzerindeki yatay harekete oranını (her ikisi de yapının ve zeminin özelliklerine bağlıdır); Z^H tabanında rotasyon hareketi olmayan bir yapının yatay yapısal mukabele faktörünü veya çatı hareketi spektrumlarının (rotasyon hareketi olmayan taban ile bir-

likte) yatay taban hareketine oranını; Z^ϕ ise binanın rotasyonel yapısal mukabele faktörünü (tabanda translasyon olmaksızın) veya yatay çatı hareketi spektrumlarının, tabanın rotasyonel hareketine (her ikisi de sadece yapının özelliklerine bağlıdır) oranını temsil ederler. 4 numaralı eşitlikteki tüm terimler frekansın kompleks fonksiyonudurlar.



(x) TOPRAK VE JEOLÖJİK TABAKALAR

i, I ANA KAYAÇ

Şekil : 1 SİSTEM MODELİ

Bu makalede dikkate alınan hareketin formu ivmedir. Sistemin her iki ucunda ve ara noktalarda meydana gelen hareketler arasındaki ilgiler şu eşitliklerle ifade edilebilirler :

$$\frac{G(\omega)}{I(\omega)} = X \quad [5]$$

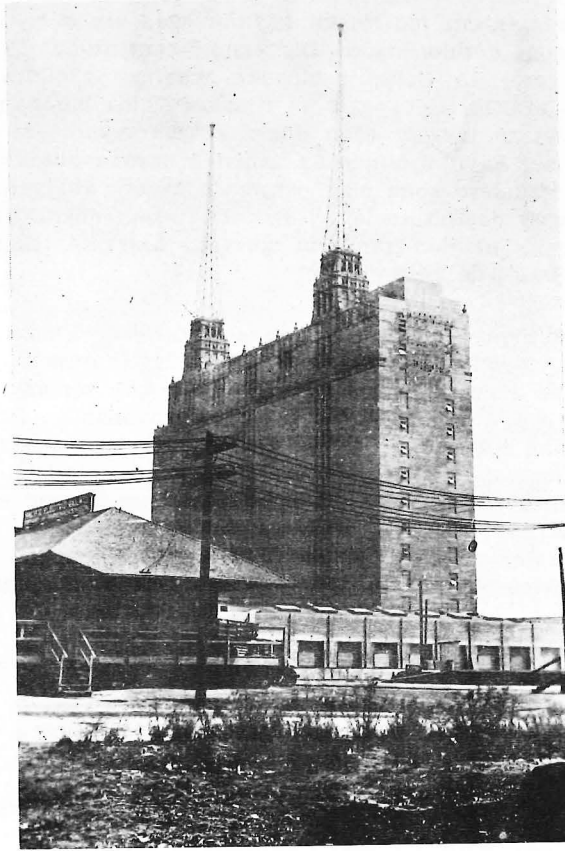
$$\frac{R(\omega)}{G(\omega)} = Y^H Z^H + Y^\phi Z^\phi \quad [6]$$

$$\frac{B(\omega)}{G(\omega)} = Y^H \quad [7]$$

$$\frac{B(\omega)}{R(\omega)} = Z^H + Z^\phi \frac{Y^\phi}{Y^H} \quad [8]$$

Yukarıdaki oranlardan herbiri uygun zemin, yapı ve anakayaç hareket kayıtlarına ait Fourier spektrumlarından deneysel olarak tayin edilebilir. Keza her oran, teorik olarak frekansın fonksiyonu

veya sistemin fiziksel ve geometrik parametreleri halinde ifade edilebilir. Daha sonra deneysel ve teorik şekilleri birbirleri ile karşılaştırarak X, Y ve Z faktörlerini tayin ederken kullanılan teorik metotların doğruluğunu kontrol etmek mümkündür.



Şekil : 2 - 1938 de Hollywood depo binası

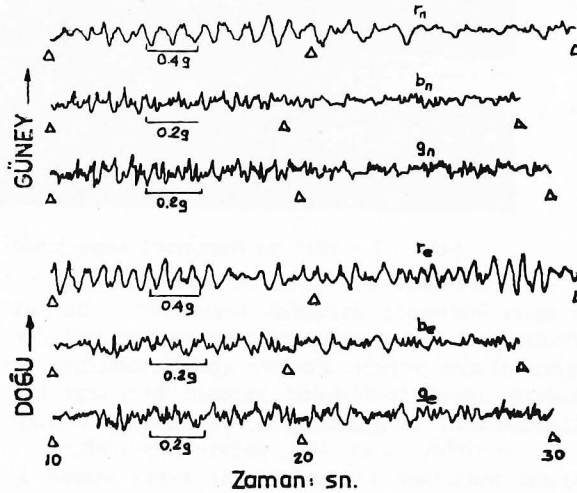
X, Y, Z faktörlerinin tayin edilmesini sağlayan teorik metotlar, deneysel metotlara uygunluk gösterirlerse, bu taktirde iki metot birleştirilerek 4 numaralı eşitlikte verilen terimler kullanılır ve buna göre dizayn yapılır. Fourier spektrumlarının zaman domain'ine dönüştürülmesi (invercion) yapının herhangi bir noktasındaki yer dğıştırmelerin ve gerilimlerin, (anakayaçtaki hareketin karakteristikleri verilmek sureti ile), değerlendirilmelerine imkân sağlar.

Yapısal mukabele faktörünü (Z) tayin etmek için kullanılan analitik metotlar oldukça yaygındır. Bu makalede daha çok X ve Y faktörleri ve ana kayaçta oluşan hareketin karakteristikleri [I (w)] ilgili çalışma ele alınmıştır.

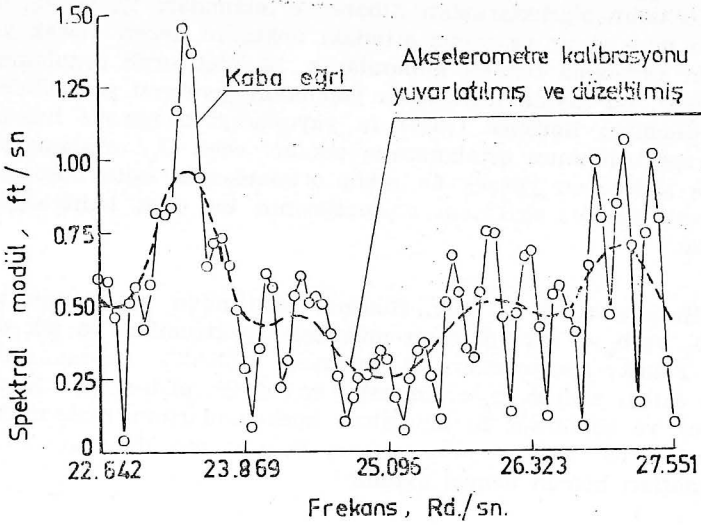
KAYITLARIN ANALİZLERİ :

Amerikan Sahil ve Jeodezi (USCGS) Dairesi Kalifornia - Los Angeles - Kern County'de bulunan ve 21 Temmuz 1952'de şiddetli bir depreme maruz kalan 14 katlı Hollywood depo binasına ait üç adet akselerograftan müteşekkil kayıtlar elde etmiştir. Şekil-2'de binanın resmi görülmektedir. Depremin magnitüdü 7.7 (Richter Skalasına göre) dir. Episantr binadan kuzeybatı yönünde 76 mil uzaktadır (USCGS, 1954) g, b ve r noktalarında bulunan her alet için üç bileşene tekabül eden dokuz akselerogram elde edilmiştir (Şekil-1). Her kayıt üzerinde 0.5 saniyelik zaman aralıkları işaretlenmiştir. Makaleye konu olan çalışmada sadece altı yatay bileşen (Güney-Kuzey doğrultusu için n, Doğu-Batı doğrultusu için e) kullanılmıştır. Akselerogramların kuvvetli harekete tekabül eden kısımları Şekil-3'de gösterilmiştir.

Her akselerogram «Telecomputing Digitizer» cihazı vasıtası ile ilk 60 saniyelik kayıt üzerinde 0.05 saniyelik düzgün aralıklara bölünmüştür. Kayıt üzerinde bulunan bir nokta, zaman skalasında okunan değerler ise, g ve b noktalarında 1.5 cm/san², r noktasında 3 cm/san² lik bir doğruluk limiti içindedir (Şekil-1). Anı-nda elde edilen zaman işaretleri, zaman skalasını kontrol etmek için kullanılmaktadır. Akselerogramın 60 saniye sonunda «o» hız değeri göstermesini sağlamak amacı ile düzeltmeler yapılır. Düzeltme, ortalama ivme değerinin kayıt üzerinde sifıra indirgenmesi ile sağlanır.



Şekil : 3 KISMI AKSELEROGRAMLAR



YUVARLATMA VE AKSELEROMETRE DÜZELTMESİNİN FOURIER SPEKTRUMUNA ETKİSİ

ŞEKİL 4

Fourier Spektrumları, FOUTRA (Cooley-Tukey) Hızlı Fourier transformasyon programı kullanılarak, yukarıda izah edildiği gibi dijitize edilmiş akselerogramlardan hesaplanır. Bu program 0.06136 rad/san'lik aralıklarda ve 0-62.8 rad/san'lik frekans aralığında 1025 ayrı spektrum değeri verir. Kompüter verileri, üç ayrı yoldan çizilmiş Fourier spektrumlarını içerirler;

- Hiçbir değişikliğe tâbi tutulmamış, kaba spektrumlar,
- Yuvarlatılmış Spektrumlar,
- Yuvarlatıldıktan sonra akselerometrenin kalibrasyonuna uygun şekilde düzeltilmiş Spektrumlar.

Şekil-4'de birbirine çok yakın olan yuvarlatılmış ve düzeltilmiş değerler ayrı ayrı gösterilmiştir.

Fourier spektrumlarından değişikliğe tâbi tutulmamış, kaba şekilleri ile dahi, binanın ve zeminin özellikleri ile ilgili pek çok bilgi edinilebilir. Fakat genellikle spektrumlar yuvarlatılır, çok sivri pikler küçültülür ve ondan sonra okumalar yapılır. Yuvarlatılmış grafikler daha kolay okunur, ayrıca sürekli transformasyon fonksiyonundan ziyade, belli sayıda olan farklı noktaların spektrumu elde edilir. Şekil-5'de altı adet yuvarlatılmış Fourier modül spektrumu görülmektedir. Spektrumlar ayrıca akselerometre düzeltimine de tâbi tutulmuşlardır.

Yuvarlatma, sıra ile ortalama alma tekniği ile yapılır. Üç bitişik noktanın ağırlıklarından itibaren ortalamaları $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$, $\frac{1}{4}$ oranlarına göre alınır ve sonuç ortadaki noktanın değeri olarak yerine konur. Ortalama tekniği kullanılarak, 18 adet sıralı uygulama yapılmıştır. Bu sayıda tekraralama yapmanın gerekçesi şu şekilde ifade edilebilir; Housner (1957) in yayınladığı sönümsüz hız-mukabele spektrumunun ortalamasına tekabül eden G_n ortalama tekniğinde sadece en yüksek üç pikin ortalamasına eşittir. Housner'in metodu, Fourier spektrum ordinatlarının bir çeşit kalibrasyonunu sağlar.

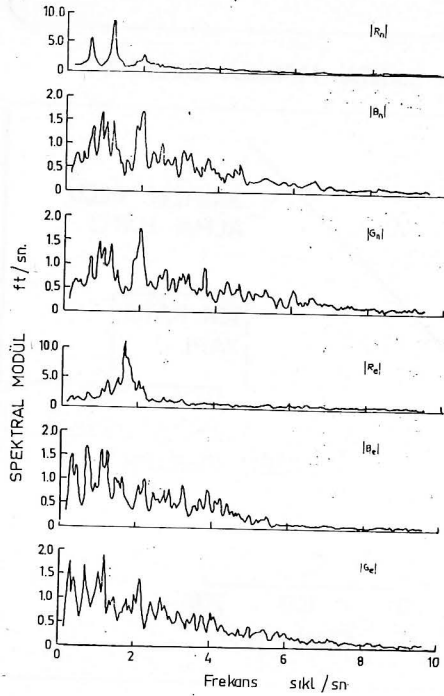
Hudson (1962) a göre, Housner tarafından yayınlanan ve g_n , g_e , b_n ve b_e ye tekabül eden mukabele spektrumları ve pik değerleri, Fourier spektrumları ile mukayese edilebilir. Bu mukayeseden elde edilen sonuca göre; mukabil en büyük pikler aynı frekansta oluşur ve sönümsüz hız-mukabele spektrumlarının maksimum ordinatları ile ivmenin yuvarlatılmış Fourier modül spektrumlarının ordinatları hemen hemen aynıdır.

Akseleretreler ile elde edilen akselerogram kayıtlarının özellikleri Tablo-1'de verilmiştir. Hesaplanmış Fourier spektrumları aletsel özelliklerin etkisini gidermek amacı ile yuvarlatmadan sonra düzeltmeye tâbi tutulur. Bunun için düzeltme faktörü (A) kullanılır. A, frekansın kompleks fonksiyonudur:

$$A = - \left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_0} \right)^2 + 2 i \xi \frac{\omega}{\omega_0} \right] \quad (9)$$

Burada, ω ölçülen hareketin frekansı, ω_0 ; akselerometrenin tabii frekansı ise, ξ akselerometrenin kritik sönüm fraksiyonudur. Bu makalede kullanılan frekans aralıklarında Fourier spektrumlarına çok küçük düzeltmeler uygulanmıştır.

Dijitizasyonun doğruluğunu kontrol etmek için, dijitlemiş akselerogramlar, kompüter tarafından çizilir ve orijinal kayıtlara mukabil doğru sonuçlar almak için nokta kontrolü yapılır. Daha hassas bir kontrol için g_n ve b_n akselerogramları piklerde, pikler arasındaki alçak noktalarda ve 0.05 saniyelik düzgün aralıklar haricinde kalan eğim değişikliklerinde, dijitize edilirler. Böylece, kompüterde lineer interpolasyon vasıtası ile 0.05 ve 0.01 saniyelik aralıklarda eşit zaman noktaları elde edilir. İki nokta dizisinden elde edilen yuvarlatılmış Fourier spektrumları, aletin yaptığı dijitizasyona dayanan spektrumlar ile mukayese edildiğinde, iki spektrumun da birbirleri ile büyük uygunluklar gösterdikleri görülmüştür.



AKSELEROMETRE KALİBRASYONU İÇİN YUVARLATILMIŞ
VE DÜZELTİLMİŞ FOURIER SPEKTRAL MODÜLLERİ

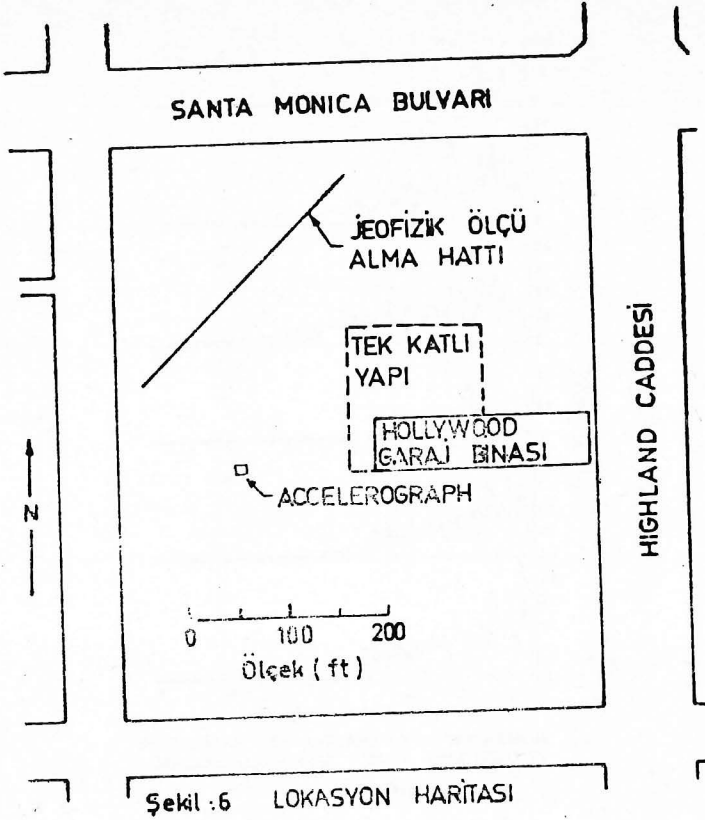
ŞEKİL: 5

TABLO — 1

Akselerometrenin özellikleri

Akselerometre	Hassasiyet (cm/g)	Tabii Freqans (cps)	Sönüm, Kritik fraksiyon
g_n	12.9	15.1	0.58
g_e	13.0	15.1	0.58
b_n	12.3	15.6	0.58
b_e	13.1	15.1	0.55
r_n	6.2	22.2	0.58
r_e	6.0	22.7	0.69

Kaynak: USCGS Akselerograf Kayıtları.

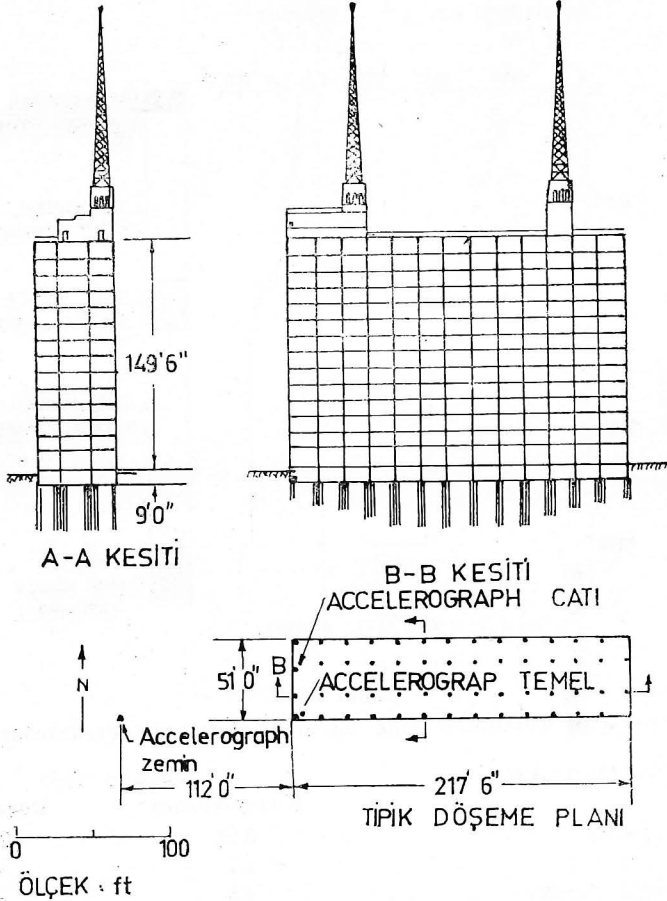


DİNAMİK MODELLER :

Teorik X, Y ve Z faktörlerinin hesaplanması, yüzeysel ve yeraltı zemin şartlarına, ayrıca temel ile binanın karakteristik özelliklerine dayanmalıdır. Şekil 6'da Hollywood depo binasının ve civarındakilerin 1952 depremi sırasındaki konumları görülmektedir. Binanın civarındakiler kendisine oranla hem küçük hem de hafif yapılardır, bu nedenle mukabele sistemine karşı yaptıkları etkiler dikkate alınmayabilir. Şekil-7'de ise yapının ve temelinin önemli özellikleri gösterilmektedir. Yeraltı şartları Şekil-8'de görülmektedir. Burada üç matematiksel modele ihtiyaç vardır ki bunlar bina, temel ve yeraltıdır.

Şekil-2 ve 7, binaya ait şekillerdir. Bina 14 katlı olup, betonarme çerçevesi ve harici perde (shear) duvarlıdır, 1925 yılında Raymond tipi beton kazıklar üzerine temeli atılarak inşa edilmiştir. Deprem sırasında çatıda iki büyük radyo anteni bulunmakta idi, fakat sonradan, 1954'de bu antenler kaldırılmıştır. Binanın tabii frekansları 1938 yılında vibrasyon testleri ile elde edilmiştir. (Carder, 1964, Tablo-2)

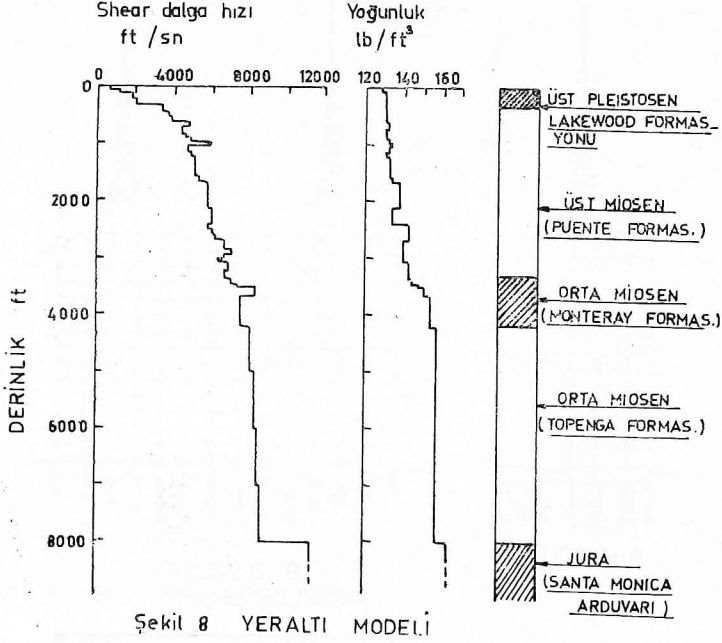
Tablo-3, binanın yapısal dinamik modelini göstermektedir. Zemin seviyesindeki ağırlıklar sadece ölü yükü tekabül etmektedir. Bu yük beton birim ağırlığından (150 lb/ft^3) istifade edilerek, projenin çizimi sırasında hesaplanmıştır. Aşağıda izah edilen kat rijidliği, uygun sönüm ve ölü yük de dikkate alınarak yapılan mukabele hesapları için tesis edilmiştir.



Şekil : 7 YAPININ ELEMANLARI

Betonun Young modülü ve hareketli yük için ayrıca veri mevcut değildir. 1938 yılında, sadece ölü yük ile kullanılabilen kat rijidliğine eşdeğer olan vibrasyon testi sonuçları elde edilmiştir. Ölçülen 0.83 cps değeri Kuzey-Güney doğrultusu için kullanılmıştır, fakat değişikliğe maruz bırakılmış olan 1.85 cps değeri, ölçü ile elde edilen 2.0 cps değerinin yerine Doğu-Batı doğrultusu için kullanılmıştır. $R_e(w)$ ve $B_e(w)$ analizleri, 1.85 frekansı ile yapılmıştır.

Young modülünün her yatay titreşim yönünde farklı fakat sabit olduğu, her çatı ve tabanda hareketli yükün çok fazla ölü yükten müteşekkil olduğu farzedilmektedir. Kolon uzunlukları, kesit yüzeyleri ve atalet momenti proje çizimlerinden tayin edilir. Bundan sonra eşdeğer kat rijidliği, iki yönde hesaplanan rijid taban ana frekansları yukarıdaki değerlerle aynı olacak şekilde tayin edilir.



Tablo — 2

Vibrasyon Testinden elde edilen Tabii Yapı Frekansları

Vibrasyonun Modu	Frekans (cps)	
	Kuzey-Güney	Doğu-Batı
Ana yatay	0.83	2.0
İkincil yatay	2.7	—
Üçüncül yatay	4.5	—
Ana torsiyon	1.57-1.67	
İkincil torsiyon	5.9	
Üçüncül torsiyon	9.1	
Diğerleri	1.0, 5.0	

Kaynak : Carder, 1964

Viskoz sönüme eşdeğer olan yapı hareketi sönümü her mod için kritik değerin %5'i olarak alınmıştır.

Yapı modeli için başka kabuller yapılmıştır. Deprem sırasında oluşan torsiyonal salınımın, her iki yatay eksene göre mevcut bu-

lunan yaklaşık simetri nedeni ile dikkate alınmaması gerektiği düşünölmüştür. Radyo antenlerinin de etkisiz olduğu tespit edilmiştir. Taban, rijid olarak kabul edilir ve tüm deformasyonun kolonların ve perde (shear) duvarlarının eğilme ve kesme hareketine maruz kalması sonucu oluştuğu tahmin edilmektedir. Kolon boylarının kısılmasından doğan deformasyonlar Doğu-Batı doğrultusunda hesap edildiklerinde dikkate alınmayabilir, fakat Kuzey-Güney doğrultusundaki deformasyonları hesaba katmak zorunluluğu mevcuttur.

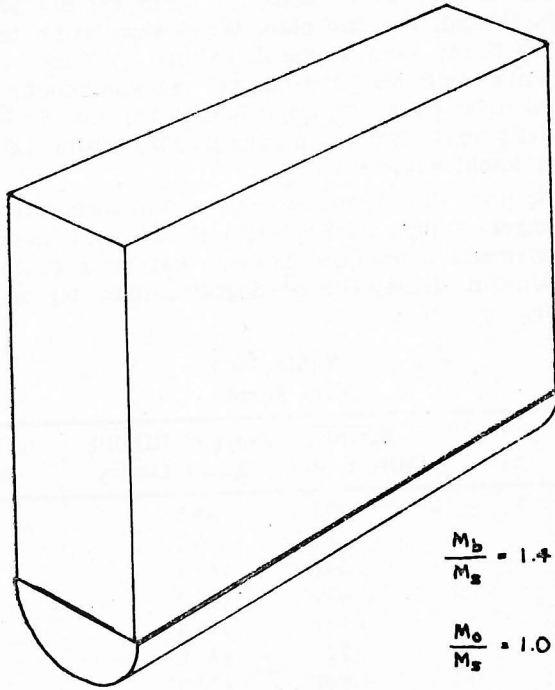
Temelin dinamik modeli Şekil-9'da görölmektedir. Yarım sildir şeklinde basitleştirilen model, Doğu-Batı doğrultusunda zemin ile yapı arasındaki ilişkilerin hesaplanması için kullanılır. Oranlar içinde geçen semboller, yapıda uzunluk (ft.) başına kütle cinsinden tarif edilmişlerdir. Burada, M_b ; yapıya ait, M_0 ; temele ait, M_s ; temelden çıkan materyele ait değerlerdir. 26 ft. olarak seçilen temelin yarıçapı, 51 ft. genişliğe sahip yapının yaklaşık olarak yarısına tekabül etmekte olup, temel kazıklarını da içine almaktadır. 800 ft/san olan kesme-dalga hızı (V_s) zemin-yapı ilişkisinde zeminin etkili olan derinliğine dayanmaktadır. Modelde kullanılan bir diğer husus da, Doğu-Batı doğrultusunda ölçölen yapı frekansdır (2.0 cps). Burada hareketli yük, bütün katlarda 110 lb/ft² olarak kabul edilmiştir.

Yukarıda izah edilen hususlardan sonra görölüyor ki temel modeli, mukayese yapma imkânı sağladığı için çok önemlidir. Fakat bu uygulamada daha fazla ilerleme kaydetme olanağı bulunamamıştır. Örneğin, Kuzey-Güney doğrultusunda bir model tesis edilememiştir.

Tablo — 3
Yapı Modeli

Taban	Ağırlık (Milyon lb.)	Eşdeğer Rijidlik Kuzey-Güney	(milyon lb/ft) Doğu-Batı
Çatı	1.872	46.5	229.4
14	1.456	100.6	401.9
13	1.567	115.7	486.2
12	1.658	123.2	511.1
11	1.723	131.6	534.3
10	1.774	141.1	560.2
9	1.828	150.2	581.7
8	1.871	159.0	600.6
7	1.931	178.1	636.6
6	1.988	185.6	615.8
5	2.021	194.0	666.4
4	2.042	197.5	672.0
3	2.041	408.2	1066.4
2	2.064	496.0	412.2
Zemin			

Yeraltı şartlarının dinamik modeli de uzun araştırmalar sonucu hazırlanabilmiştir (şekil-8, Tablo-4). Derinlerdeki yoğunluklar ve hızlar jeolojik kaynaklara, (Crowder, 1961; Crowder and Johnson, 1963; Jenkins, 1943; McCulloh, 1960) petrol kuyularına ait stratigrafik loglara ve hız loglarına dayanmaktadır. Sığ derinliklere ait değerler, zemin mekaniği çalışmaları için açılan kuyulardan ve yapılan testlerden, su kuyularından ve loglarından (Su kaynakları Departmanı, 1960) ve şekil-6'da gösterilen, lokasyon boyunca çekilen hat üzerinde alınan shear-dalga hızı ölçülerinden elde edilmiştir. Model, yüzeyden itibaren 8000 ft. den alınmış olup st Pliosen yaşlı Lakewood deniz terası formasyonu olarak tanımlanmıştır. Ana kayaç ise Jura yaşlı Santa Monica arduvazıdır. Tersiyer yaşlı formasyonlar, shear-dalga hızının ani olarak arttığı 336 ft. derinlikte bulunurlar. Kalınlıkların ve hızların doğruluk derecesi kabul edilebilir bir seviyededir.



şekil. 9 TEMEL MODELİ

Müteakip analizlerde, anakayaç üstünde kalan tortul materyelin düzgün bir viskoz sönüm sabitine sahip oldukları tahmin edilmektedir. Bu sabit (θ), 0.00 ile 0.05 arasında değişir. Bu uygulamada sönüm, yayılım yolu boyunca yersel amplitüd azalmasına teka-bl etmektedir (Kolsky, 1963). Her dalga uzunluğu için amplitüdün logaritmik azalmı $2\pi\theta$ kadardır. Snmn, yayılan dalga uzunluk-

larının sayısına bağlı olması nedeni ile, amplitüde etkisi, frekans ile artar, ortamın dalga yayılım hızı ile azalır.

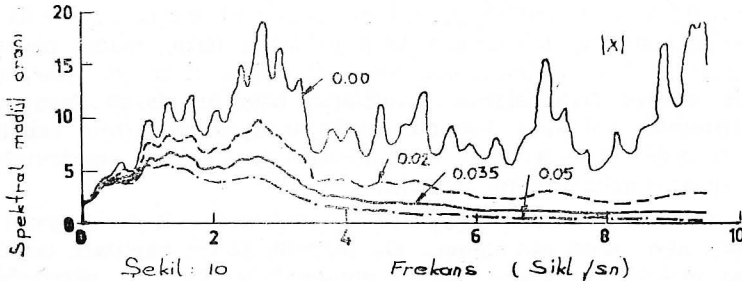
Yukarıda izah edilen modellere dayanan lineer viskoelastik analizlerin kullanışlı olduğu kabul edilmelidir; zira yapı içindeki ve yeraltını oluşturan materyeldeki strain seviyeleri belki de aktif stress aralığının alt seviyelerine düşmektedir. Yeraltı shear-dalga hızları ve yapıya ait frekanslar şüphesiz 1952 depremi sırasında ölçülen strain seviyelerinden daha düşük seviyelerde ölçülmüştür.

TABİİ ZEMİN YÜZEYİNİN BÜYÜTMESİ :

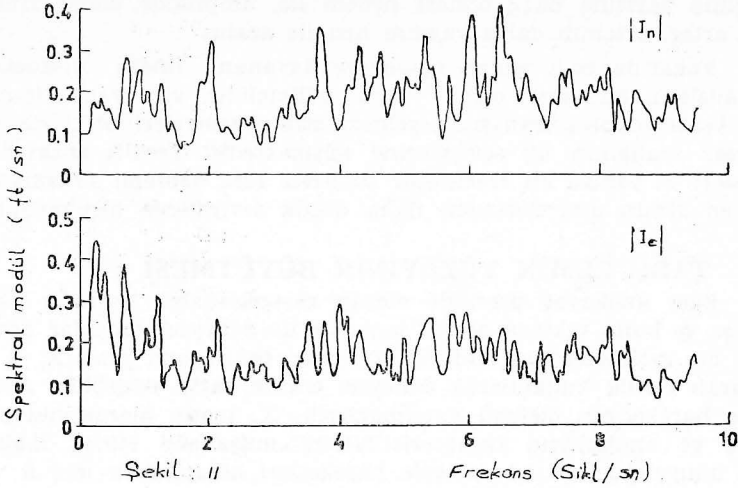
Eğer anakayaç üzerinde oluşan rastgele-dalga hareketi ölçülürse ve bunu takiben teorik sonuçlar ile deneysel sonuçlar arasında bir mukayese yapılabilirse, transfer fonksiyonu olan X , 5 numaralı eşitlik kullanılarak deneysel olarak tayin edilebilir. Anakayaç hareketinin ölçümü yapılmaksızın, X , teorik olarak hesaplanmış ve anakayaçın karakteristiklerini müşahade etmek maksadı ile bünyesinde oluşan rastgele hareketleri hesaplamak için 5 numaralı eşitlikte kullanılmıştır.

Şekil — 10, Haskell - Thomson (1950, 1953, 1960) metoduna dayanan, teorik olarak tayin edilmiş tabii zemin yüzeyinin büyütme spektrumunun modülünü göstermektedir. Bu değerler, Şekil-8, Tablo-4'te belirtilen sistem için hesaplanmış olup, bu hesaplarda rastgele (incident) shear dalgalarının anakayaçtan itibaren, belirtilen viskoz sönüm değerlerine sahip 36 yatay tabaka arasından dikey olarak yukarı doğru yayıldığı farzedilmiştir. Program, dalga enerjisinin tabakalı ortamdan geriye, anakayaça doğru refraksiyona uğramasını sağlar.

Sıfır sönümlü durumdaki yüksek frekans dalgalanmalarını gidermek için 0.02'lik sönümün dahi yeterli olduğu görülmüştür. Daha yüksek sönümler ile tüm frekanslardaki yüksek büyütme indirmek mümkündür. Kullanılan uygun bir sönüm seviyesi için büyütme frekansın düzgün fonksiyonları şeklinde ortaya çıkarlar.



Şekil: 10
4 Sönüm seviyesi için serbest zemin yüzeyinin büyütme faktörü.



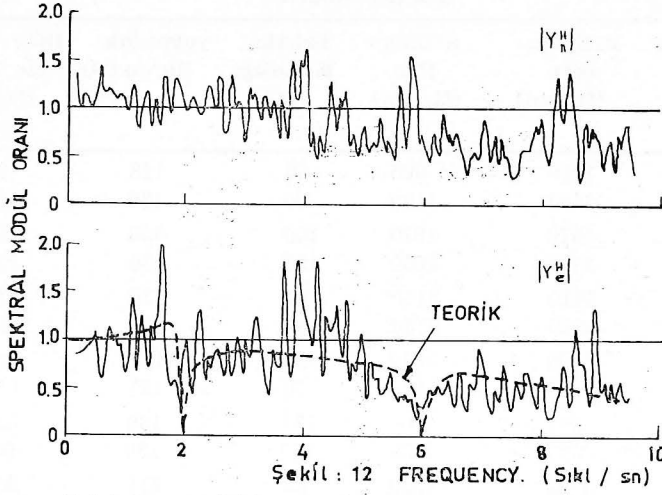
Şekil : 11
Anakayaç hareketinin Fourier spektral modülü
(0.035 sönümle hesaplanmıştır.)

Şekil - 10'da gösterilen büyütme spektrumları Hollywood'da yüzeyden itibaren 8000 ft. derinlikte bulunan metaformik kayaların üst kısmı olan anakayaça dayanmaktadır. Fakat deprem mühendisliği açısından 336 ft derinlikteki tersiyer yaşlı kayaların üst kısmını da anakayaç olarak tanımlamak olanağı mevcuttur.

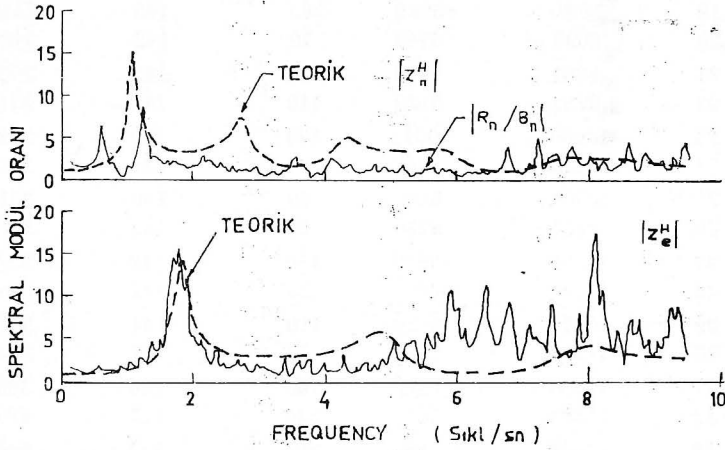
Santa Monica arduvazında rastgele dalgaların I_n ve I_e Fourier spektrumları düzeltilmiş G_n ve G_e tabii zemin yüzey spektrumlarının teorik transfer fonksiyonu olan X 'e bölünmesi ile bulunabilirler. Şekil - 5, 10 ve 5 numaralı eşitliğe dayanan anakayaç spektrumlarının modülleri 0.035 sönüm durumu için, Şekil - 11'de gösterilmektedir. Müteakip yapı-zemin ilişkileri analizlerinin verdiği kat'i sonuçlara göre G-Spektrumları tabii zemin yüzeyi şartlarını ifade etmektedir.

Böylece elde edilen anakayaç spektrumlarının modül değerlerinin 0.1 - 0,3 ft/san aralığında değiştiği görülmüştür. 2 cps'lik alçak yaklaşım ve 6 cps'lik yüksek yaklaşım hariç, modül değerleri frekansa çok az bağlıdır. Sönümde görülen hafif bir değişme, özellikle yüksek frekanslarda, sonuçların belirgin olarak kaymasına, değişmesine yol açar. Burada, anakayaç spektrumlarının özellikleri ile diğer zeminlerin ve depremlerden hesaplanan spektrumların karşılaştırılmaları ilginç olabilir.

Kuvvetli depremlerde, yüzeye ve anakayaça ait tabii zemin ölçüleri aynı anda alınmalıdır. Bu nedenle yüzey kayıtları, zemin - yapı ilişkilerinin etkisi altında olmamalıdır. Bu şart akselerografin yapıdan uzak bir yüzey üzerine yerleştirilmesi ile veya teorik olarak, yapının temelinden alınan etki ölçülerinin düzeltilmesi ile sağlanır.



YATAY HAREKET İÇİN ZEMİN YAPI İLİŞKİ FAKTÖRLERİ



YAPISAL MUKABELE FAKTÖRLERİ

Şekil : 13

Tablo — 4
Yeraltı Modeli

Tabaka	P-Dalga Hızı (ft/san)	S-Dalga Hızı (ft/san)	Tabaka Kalınlığı (ft.)	yoğunluk (lb/cu ft ³)	Dibe ka- dar De- rinlik (ft.)
1	1090	606	50	128	50
2	2400	1190	50	130	100
3	3676	1820	100	130	200
4	3731	2050	136	130	336
5	5710	3430	100	130	436
6	6220	3730	100	130	536
7	6400	3840	84	130	620
8	7143	4710	70	131	690
9	6667	4400	130	130	820
10	6897	4550	80	130	900
11	7299	4820	50	131	950
12	7143	4710	40	131	990
13	8696	5740	30	132	1020
14	7143	4710	110	131	1130
15	7407	4890	80	130	1210
16	7692	5080	360	132	1570
17	8000	5280	90	133	1660
18	8696	5740	460	137	2120
19	9091	5990	290	133	2410
20	8696	5740	70	142	2480
21	9091	5990	120	142	2600
22	9259	6120	110	142	2710
23	10000	6600	170	139	2880
24	10526	6960	50	139	2930
25	10000	6600	80	139	3010
26	9524	6280	50	139	3060
27	10309	6810	180	142	3240
28	10000	6600	120	142	3360
29	10526	6950	110	144	3470
30	11111	7340	30	147	3500
31	12500	8250	160	150	3660
32	11300	7440	540	153	4200
33	12000	7950	800	157	5000
34	12500	8250	1000	157	6000
35	12800	8340	1000	157	7000
36	13100	8540	1000	157	8000
Anakayaç		11200	—	163	—

TEMEL ETKİSİ VE YAPISAL MUKABELE :

7 ve 8 numaralı eşitliklerin sol tarafında bulunan spektral modül oranları, elektronik hesaplayıcıda yuvarlatılmış spektrumlar şeklinde deneysel olarak tayin edilmişlerdir. Elde edilen sonuçlar Şekil - 12 ve Şekil - 13'te görülmektedir. Teorik durum ile mukayese etme olanağını elde etmek için genel olarak her yönde dört adet Y ve Z faktörünün varlığını kabul etmek gereklidir. Y faktörleri hem yapının hem de zeminin özelliklerine, Z faktörleri ise sadece yapıya bağlıdır.

Doğu-Batı doğrultusunda teori ile önemli mukayese olanakları elde edilebilir, fakat Kuzey-Güney doğrultusunda tatminkâr mukayeselerin mümkün olabilmesi için daha fazla teorik gelişmelere ihtiyaç vardır.

Şekil-12 ve Şekil-13'te görülen teorik eğrilerin kritik frekansları Doğu-Batı doğrultusunda tam olarak aynı değildir, zira temel modeli için 2.0 cps'lik temel frekansı kullanılmıştır, buna mukabil yapı modeli için değişikliğe tâbi tutulmuş bir değer olan 1.85 cps kullanılmıştır.

Fourier spektrumlarının(Şekil-5) yüksek frekanslarda küçük değerlere kayma eğilimi göstermeleri dikkate değer bir husustur. Bu etki, yapıdaki ve zemindeki dalga amplitüdlerinin sönümünden ileri gelmekte olup, en çok yüksek frekanslarda kendini gösterir. Sonuç olarak küçük değerlerin bölünmesi ile ortaya çıkan spektral oran eğrilerinin yüksek frekans uçları, (Şekil-12 ve Şekil-13) hesap hatalarına maruz kalmaktadır.

ZEMİN-YAPI ETKİ FAKTÖRLERİ :

İlk olarak -zemin-yapı etki faktörü gözönüne alınırsa, 7 numaralı eşitlikte :

$$\frac{B_n(\omega)}{G_n(\omega)} = Y_n^H \quad (10)$$

$$\frac{B_e(\omega)}{G_e(\omega)} = Y_e^H \quad (11)$$

Şekil-12'de görülen spektral modül oranları ortaya çıkar.

11 numaralı eşitlikte, Doğu-Batı doğrultulu spektral oran, Doğu-Batı doğrultulu teorik yatay zemin-yapı etki faktörü ile direkt olarak mukayese edilebilir. Teorik faktör, Luco'nun (1969) çözüm yolu ile hesaplanmış olup Şekil-12'de noktalı çizgi ile gösterilmiştir. Luco'nun çözümü, Şekil-9'daki gibi modelize edilebilen bir temel

üstüne inşa edilmiş, çok uzun bir yapıya uzunlamasına paralel olan ve noktasal hareket ile dikine yol alan shear dalgaları için uygundur. Şekil-12'de, alt kısımda bulunan eğrilerin ne kadar benzer oldukları açıktır; deneysel olanı, teorik eğrinin altında ve üstünde dalgalanmalar göstermektedir. Ayrıca herikisi de binanın ölçülmüş ve hesaplanmış olan yüksek değerli doğal rijid temel frekansında birbirine uygun dalımlar gösterirler.

Esas olarak Y_n^H 'da, zemin-yapı etkisi teorisi yardımı ile tayin edilebilir, fakat şu anda uygun bir analitik çözüm mevcut değildir. Bu nedenle deneysel spektral oran, Şekil-12'de teorik mukayeseden yoksun olarak görülmektedir.

Eğer, herkes tarafından kullanılan rijid temel faraziyesi geçerli ise Y_n^H ve Y_e^H 'nin 1'e eşit olması gerektiği çok önemli bir husustur. Bu değerden itibaren meydana gelen sapmalar, zemin-yapı ilişkilerine tekabül ederler.

Şekil-12'de görülen deneysel ve teorik eğrilerin ikisi de yüksek frekanslarda düşme gösterirler. Bunun, temele çarpan dalga enerjisi dağılımından ve yapıdan zemine doğru yayılan titreşim enerjisinden ötürü meydana geldiği sanılmaktadır.

Çatı ve temel akselerogramlarının elde edildiği pek çok durum mevcut olduğuna göre, tümü birlikte mütalâa edildiğinde zemin - yapı ilişki faktörünün tayini için yararlı olacaklardır. 7 ve 8 numaralı eşitliklerde de görüldüğü gibi hem $B(\omega)$ nın, hem de $G(\omega)$ nın ölçülmeleri bu maksadın esasını teşkil eder.

Hareket halinde zemin-yapı ilişkisi faktörlerinin deneysel değerleri olan Y_n^Φ ve Y_e^Φ kolaylıkla elde edilemezler, zira sadece yatay yer değiştirmeler ölçülmektedir. Burada çatı akselerogramlarının da kullanılmaları gereklidir. 6 ve 7 numaralı eşitlikler birleştirilerek :

$$Y^\Phi = \frac{1}{Z} \left[\frac{R(\omega)}{G(\omega)} - Z^H \frac{B(\omega)}{C(\omega)} \right] \quad (12)$$

elde edilir. Bu eşitlikte Z faktörleri teorik olarak tayin edilebildikleri ve ölçülerden iki spektral oran elde edilebildiği için hareket halindeki zemin-yapı ilişki faktörü hesaplanabilir. 12 numaralı eşitlik, 2 numaralı eşitlikteki faz ilişkileri göz önüne alınarak, Y_n^Φ 'nin ve Y_e^Φ 'nin tayininde kullanılabilir, fakat bu işlem tatbik edilmemiştir.

Yapı Doğu-Batı doğrultusunda, ağırlığına oranla çok uzun olduğu için temel hipotetik olarak Kuzey-Güney eksenini etrafındaki burulması dikkate alınamayacak kadar küçüktür. Bu nedenle $Y_e^\Phi = 0$ olarak kabul edilebilir.

YAPISAL MUKABELE FAKTÖRLERİ ·

Z faktörüne ait teorik değerlerin yapısal modellerin kullanılması ile hesaplanabileceği daha önce izah edilmişti. Bunlar, zemin-yapı ilişkileri çalışmalarının kapsamına girmekte olup, teori ile deneysel çalışmaların mukayese edilmelerini kolaylaştırmaktadır.

8 numaralı eşitlik $Y_e = 0$ kabul edilerek tekrar yazıldığında şu eşitlikler elde edilir;

$$\frac{R_n(\omega)}{B_n(\omega)} = \frac{Z_n^H + Z_n^\Phi}{Z_n^H} \frac{Y_n^\Phi}{Y_n^H} \quad (13)$$

$$\frac{R_e(\omega)}{B_e(\omega)} = Z_e^H \quad (14)$$

Doğu-Batı ilişkisi, hareketsizlik durumu gözönüne alındığında, Şekil-13'te spektral oran ile teorik Doğu-Batı yapısal mukabele faktörü, Tablo-3 ile ilgili olarak izah edilen ve dinamik yapısal modele dayanan frekans mukabele metodu (Hurty and Rubinstein, 1965) vasıtası ile hesaplanmakta olup, Şekil-13'ün alt kısmında noktalı çizgi ile gösterilmiştir. Yüksek frekanslarda farklı olmalarına rağmen, deneysel ve teorik eğrilerin birbirlerine benzedikleri açıkça görülmektedir.

Çatının temele olan Kuzey-Güney doğrultusunda ağırlığına oranla ince olduğu için, Doğu-Batı doğrultulu eksen etrafında belirli bir temel rotasyonu (burulması) meydana gelmiştir. Deneysel spektral oran ile teoriyi mukayese etmek için 13 numaralı eşitlikte yer alan tüm faktörleri hesaba katmak gereklidir. Z_n^H 'nin hesaplanmış olmasına karşılık Z_n^Φ hesaplanmamıştır. Birincisi Şekil-13'te noktalı eğri halinde gösterilmiştir. Y_n^H ve Y_n^Φ gerekli oldukları halde, bugünün imkânları ile teorik olarak elde edilememektedirler. Şekil-13'ün üst kısmında yer alan eğriler mukayese edildiklerinde aralarındaki farkın, 13 numaralı eşitliğin sağındaki ikinci terimin etkisine tekabül ettiği görülür. Bu sonuca göre herkes tarafından bilinen rijid taban faraziyesi, bir temel rotasyonunu içermedikçe geçersizdir.

1952 depremi sırasında etkili olan ve teorik analizlerde dikkate alınmayan bir diğer faktör de radyo antenleridir. Antenlerin mukabelesi çatı hareketleri ile birlikte mütalâa edilebilir.

SONUÇLAR :

Yukarıda izah edilen metodoloji, deprem zemin hareketlerin de zemin şartlarının etkilerine ait diğer çalışmalara da uygulanabilir. Takip edilmesi gerekli sıraya göre, önce kuvvetli-hareket akselerogramları doğru olarak kabul edilmelidir. Akselerogramlar Fourier spektrumlarına dönüştürülerek uygun dinamik modeller elde edilir. Çeşitli noktalarda kaydedilen hareketleri mukayese etmek için lineer sistem teorisi kullanılmalıdır. Burada kullanılan Fourier spektrumları ve bunlara ait transfer fonksiyonları çok başarılı sonuçlara ulaşılmasını sağlarlar. Daha detaylı yapı, temel ve yeraltı modelleri elde edilir. Değişik zeminlerdeki yer altı şartlarına göre oluşan yüzeysel deprem hareketinin şekil değiştirmesi, cihazın kurulduğu yerin etkisine ait iki ana problemden birini teşkil etmektedir. Akselerogramlarda görüldüğü üzere bu etkiyi ayıran bir teknik geliştirilmiştir, fakat bir anakayaç akselerogramı olmadığı için deneysel bir kontrol tesis etmek mümkün olmamıştır.

Zemin şartlarına ait ikinci ana problem, yapı-zemin ilişkisinden ötürü yapının temelinde oluşan deprem hareketinin modifikasyonudur. Hollywood Depo Binası için geliştirilen bir teknik, akselerogramlarda bu etkiyi ayırma imkânını sağlamıştır. Luco'nun teorik zemin-yapı ilişkisi çözümü için mükemmel bir deneysel kontrol elde edilmiştir.

Tabii zemin yüzeyindeki hareket ile mukayese edilen zemin-yapı ilişkisinin Doğu-Batı doğrultusunda belirli bir yatay taban değişimi meydana getirdiği tesbit edilmiştir. Bu doğrultuda çok az bir hareket (rocking) meydana gelmekte veya hareket meydana gelmemektedir. Kuzey-Güney doğrultusunda yapı-zemin ilişkisi yatay taban yer değişimini tam olarak etkilemez, fakat tıpkı çatı hareketinin maruz kaldığı etki gibi, temelin hareket etmesini sağlar.

Üzerinde çalışılan yapı tiplerinde uzun eksen boyunca, anakayaçta verilen bir hareketten başlayarak ve zemine ait tabakaların etkisi ile zemin-yapı arasındaki etkileri de hesaba katarak tüm mukabeleyi kantitatif olarak değerlendirmek mümkündür. Aynı metodun tatbik edildiği dar boyutlar için, etki faktörleri ile ilgili daha ileri bir teorik çalışmaya ihtiyaç vardır.

Çatı akselerogramları kullanıldıklarında, hareketin hesaplanmasını kolaylaştırmak sureti ile analizlerin doğruluğunu sağlarlar.

Kuvvetli depremlerde, o anda elde edilen, tabii zemin yüzeyi, anakayaç, temel ve çatı akselerogramlarına ihtiyaç vardır. Y^H ve Φ 'nın deneysel olarak tayin edilmeleri için kuvvet tatbik edilen vibrasyon testleri kullanılabilir. Bunun için uygun bir deney dizaynını kapsayan teorik çalışmalara ihtiyaç vardır. Uygun olduğu tes-

bir baz teşkil ederler.

- yapı ilişkisi ile ilgili parametrelerin tayin edilmesinde büyük rol oynarlar. Keza testler, zemin-yapı ilişkisi dikkate alınmaksızın dizaynı yapılan yapının inşa edilmeden önce emniyet kontrolü için bir baz teşkil ederler.

KAYNAKLAR :

CARDER, D. S., editor (1964). «Earthquake investigations in the western United States 1931 - 1964, U. S. Dep. Comm.. Coast and Geodetic Survey, Pub., 41-2, 264 p.

CRANDALL, S. H., W. D. Mark (1963) «Random vibration in mechanical systems» Acedemic Press, New York, 166 p.

CROWDER, R. E.(1961). «Los Angeles City oil field, summary of operations» Calif. Div. Oil and Gas, 47, 66-77.

CROWDER, R.E. and R. A. JOHNSON (1963). «Recent developments in Jade Buttram area of Salt Lake oil field, summary of operations», Calif. Div. Oil and Gas, 49, 53-58.

Department of Water Resources (1960). «Planned utilisation of the Groundwater Basins of the Coastal Plain of Los Angeles County», State of Calif. 181 p.

HASKELL, N. A. (1953). «The dispersion of Rayleigh waves in multilayered media», Bull. Seism. Soc. Amer. 43, 17-34.

HASKELE, N. A. 1960. «Crustal reflection of plane SH waves», J. Geophy. Res., 65, 4147-4150.

HOUSNER, G. W. (1957). «Interaction of Building and ground during an Earthquake», Bull. Seism. Soc. Amer., 47, 179-186.

HUDSON, D. E. (1962). «Some problems in the application of spectrum techniques to strong-motion earthquake analysis», Bull Seism. Soc. Amer., 52, 417-430.

HURTY, W. C. and M. F. RUBINSTEIN (1964). «Dynamics of Structures», Prentice - Hall, New Jersey, 455 p.

JENKINS, O. P. (1943). «Geologic formations and economic development of the oil and gas fields of California», Calif. Div. Mines. Bull., 118, 773 p.

KANAI, K. and S. YOSHIZAWA (1956). «Relation between the amplitude of earthquake motions and the nature of the surface layer», IV, Bull. Earthquake Res. Inst., Tokyo Univ., 33, 259-264.

KOLSKY, H. (1963). «Stress waves in solids», Dower, New York, 213 p.

LUCO, J. E. (1969). «Dynamic interaction of a shear wall with the soil», J. Eng. Mech. Div., Amer. Soc. Civil Engrs., 95, 333-346.

McCULLOH, T. H. (1960). «Gravity variations and the Geology of the Los Angeles Basin of California», U.S.G.S. Profess. Papers 400 b, 320.

THOMSON, W. T. (1950). «Transmission of Elastic waves through a stratified medium», J. Appl. Phys., 21, 89-93.

U. S. Coast and Geodetic Survey (1954). United States earthquakes of 1952. Serial No. 773.

ZEEVAERT, L. (1964). «Strong ground motions recorded during earthquakes of May the 11th and 18th, 1962 in Mexico City», Bull. Seism. Soc. Amer., 54, 209-231.

Yayınlar ve Haberler

YAYINLAR :

1. Proceedings of the Managua Earthquake Conference 29-30 November 1973-San Francisco
29-30 Kasım 1973 tarihleri arasında, Birleşik Amerika'nın San Francisco şehrinde yapılan bu konferansta, sunulan tebliğler bu kitapta toplanmış bulunmaktadır. İki cilt halinde hazırlanan kitap 975 sayfa olup fiyatı 21.00 dolardır. İsteme adresi. Earthquake Engineering Research Institute 424,40 t.h Oakland C.A. 94609 U.S.A.

2. Plate Tectonics. (Tabla tektoniği)
Jeotektonikte'ki yeni gelişmeler serisinin 6'ncı bölümü Xavier'e pichon, Jean Francheteau ve Jean Bonnin tarafından düzenlenmiştir. Kitapta, tabla tektoniğinin ana niyotezlerinde beş yıl öncesi ile, beş yıllık süre içindeki gelişmeler, yeni fikirleri de kapsıyacak tarzda karşılaştırmalı biçimde ortaya konmaktadır. 330 sayfa 10 tablo ve 104 resim ihtiva eden kitabın fiyatı 15.40 dolardır. (40 Dfl.) İsteme adresi : Elsevier, excerpta Medica, North-HOLLAND. Associated Scientific Publishers. P.O. Box 211 Amsterdam, The Netherlands.
3. Global tectonics and Earthquake Risk. (Arz tekniği ve deprem Riski)

Yine jeotektonikteki yeni gelişmeler serisinden olan bu kitap, serinin 5'inci bölümünü teşkil etmektedir. Kitapta deprem istatistiğine ait veriler yer almakta, tarih boyunca meydana gelmiş büyük depremler, bölgesel haritalar, sismisite ve konur haritaları ile listeler halinde verilmektedir. Deprem Riski konusunda detaylı bilgi edinmek isteyen jeolog, mühendis ve şehir plâncılarına tavsiye edilebilir. Cinna LOMNITZ tarafından kaleme alınmış bulunan kitap 330 sayfa ve 82 Dfl. (takriben 31.50 dolar) ücretle temin edilir. İsteme adresi : Elsevier excerpta Medica, North-HOLLAND. Associated Scientific Publishers. P.O. Box. 211. Amsterdam, The Netherlands.

4. Introduction to Earthquake Engineering. (Deprem Mühendisliğine giriş).

S. Okamoto'nun yazdığı ve Tokyo Üniversitesi tarafından yayınlanmış bulunan bu kitapta deprem mühendisliği hakkında genel konular yer almaktadır. İsteme adresi: 7-3-1. Hongo, Bunkyo-ku Tokyo-Japan.

HABERLER :

1. 5. Deprem Mühendisliği Simpozyumu: Bu simpozyum, 9-11 Kasım 1974 tarihleri arasında, Hindistan'da, Roorkee Üniversitesinde verilecektir. Simpozyum, «Indian Society of Earthquake Technology» tarafından organize edilmektedir.
2. Betonarme yapıların davranışları konusundaki simpozyum, Belçika'nın Liege şehrinde 4-6 Haziran 1975'de toplanacaktır (IABSE-GEB-FIB-RİZEM symposium on Behavior In Service of Concrete Structures). Bu simpozyuma tebliğ göndermek için ilk tarih 1 Nisan 1974, son tarih ise 1 Kasım 1974 olarak tesbit edilmiştir. Aşağıdaki adresten daha detaylı bilgi edinilebilir. Adres - Prof. R. BAUS Institut Du Genie Civil 6. quai Banning, B 4000 Liege - Liege - BELGIUM.
3. CENTO Deprem Mühendisliği ve Mühendislik Sismolojisi Simpozyumu: 18-20 Kasım 1974 tarihleri arasında yapılacak bu simpozyum'un toplantı yeri Ankara olup yazışma adresi aşağıdadır. Dr. Polat GÜLKAN. Ortadoğu Teknik Üniversitesi İnşaat Bölümü - ANKARA
4. Microzon Semineri ve Balkanların Sismisitesi projesi içerisinde kurulmuş Microzon çalışma gurubunun 3'üncü toplantısı: Bu toplantı: Ankara'da 7-10 Mayıs 1974 tarihleri arasında yapılacak ve Microzon guruplarının son üç yıl içindeki araştırmaları raporlar halinde sunulacaktır. Bu seminere dinleyici olarak da katılabilir.

Deprem Araştırma Enstitüsü Bülteni

Yayın Koşulları

1. Bülteneye gönderilecek telif ve tercüme yazıların :
 - 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 yayınlanmamış olması
 - d) Daktilo ile ve kâğıdın yalnız bir yüzüne en az iki nüsha olarak yazılmış bulunması
 - e) Şekillerinin aydıngeçer kâğıdına 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 çok 200 kelimelik İngilizce, Fransızca ya da Almanca bir özet konulmalıdır.
3. İmar ve İşkân Bakanlığı mensubu elemanlar tarafından hazırlanan ve telif ya da tercüme ücreti ödenerek yayınlanacak olan yazıların, 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 yayınlandıktan sonra tahakkuka bağlanır.
5. Bültende yayınlanacak yazıların 300 kelimelik beher standart sahifesi için teliflerde 40, tercümelerde 30 TL. ücret ödenir.

6. Yazılarda bulunan şekiller için, gerekli olan asgari alan içinde bulunabilecek kelime sayısına göre ücret takdir edilir.
7. Telif ve tercüme ücretlerinden doğacak vergi yükümlülüğü tamamen yazı sahiplerine aittir.
8. Yazıların bültende yayınlanması Deprem Araştırma Enstitüsü bünyesinde teşekkül eden Uzmanlar Kurulu'nun kararı ile olur.
9. 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.
10. Kurulca incelenen yazıların bültende yayımlanıp yayımlanmayacağı yazı sahiplerine yazı ile duyurulur.
11. Yayınlanmayacak yazılar bu duyurmadan sonra en geç bir ay içinde sahipleri tarafından geri alınabilir. Bu süre içinde alınmayan yazıların korunmasından Enstitü sorumlu değildir.
12. Diğer kuruluşlar ve Bakanlık mensupları tarafından bilgi, haber, tanıtma v.b. gibi nedenlerle gönderilecek not ve açıklamalar ya da bu nitelikleri yazılar için ücret ödenmez.
13. Enstitü mensupları Enstitüce kendilerine verilen görevlere ait çalışmalarından ötürü herhangi bir telif ya da tercüme ücreti talep edemezler.