



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

DEPREM ARAŞTIRMA BÜLTENİ

2



Deprem Araştırma Bülteni (DAB)

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



Temmuz [July] / 1973
Cilt [Volume]: 1

Sayı [Issue]: 2

İÇİNDEKİLER [INDEX]

Sayfa [Page]

DİĞER [OTHER]

Sn. Serbülent Bingöl'ün Mektubu [Letter from Bülent Bingöl]

Teoman GÜZEY 5-6

ARAŞTIRMA [RESEARCH]

Mikro-Bölgeleme [Microzonation]

Oktay ERGÜNAY 7-27

ARAŞTIRMA [RESEARCH]

Depreme Dayanıklı Köprü Yapımı [Earthquake Resistant Bridge Construction]

Nejat BAYÜLKE 28-51

DİĞER [OTHER]

Japonya'da Uygulanan Mikro-Bölgeleme Metodları [Microzonation Methods Applied in Japan]

Sinan GENÇOĞLU 52-78

DİĞER [OTHER]

Zemin Şartlarının Esas Alınmasıyla Yapılacak Mikro-Bölgeleme Haritaları için Bir Metod [A Method for Microzonation Maps Based on Soil Conditions]

Sinan GENÇOĞLU 79-105

DİĞER [OTHER]

Kuvvetli Deprem Hareketi Kayıtlarından Mukabele Spektrumunun Hesaplanması [Calculation of Response Spectrum from Strong Earthquake Motion Records]

Ussal Z. ÇAPAN 106-129

DİĞER [OTHER]

Kumlu Zeminlerin Sıvılaşma Potansiyelinin Tespiti [Determination of Liquefaction Potential of Sandy Soils]

Nejat BAYÜLKE 130-145

ARAŞTIRMA [RESEARCH]

Yeni Türkiye Deprem Bölgeleri Haritasının Getirdikleri [What the New Turkey Earthquake Zones Map Brings]

Ahmet TABBAN 146-162



**DEPREM
ARAŞTIRMA
ENSTİTÜSÜ
BÜLTENİ**

2



DEPREM ARAŞTIRMA ENSTİTÜSÜ BÜLTENİ

2

DEPREM ARAŞTIRMA ENSTİTÜSÜ BÜLTENİ

(Üç Ayda Bir yaymlanır 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 Ensti-
tüsü Başkanlığı Konur
Sokak No. : 4/2 Yenışe-
hir/ANKARA

Telefon : 18 66 29 — 12 87 82

Basıldığı Yer : şenyuva Basım Sanayii 17 70 94

İlanlar pazarlığa tabidir.

Deprem Araştırma Enstitüsü Bülteni

YIL : 1

SAYI : 2

TEMMUZ 1973

BU SAYIDA

Sn. Serbüent Bingöl'ün Mektubu	5
Mikro - Bölgeleme	Oktay ERGÜNAY	7
Depreme Dayanlı Köprü Yapımı ...	Nejat BAYÜLKE	28
Japonya'da Uygulanan Mikro - Bölgeleme Metodları	Yorihiko OHİSAKİ	52
Zemin Şartlarının Esas Alınmasıyla Yapılacak Mikro - Bölgeleme Haritaları için Bir Metod	H. KOBAYASHİ - H. KAGAMİ	79
Kuvvetli Deprem Hareketi Kayıtlarından Mukabele Spektrumunun Hesaplanması	Navim C. NİGAM - Paul C. JENNİNGS	106
Kumlu Zeminlerin Sıvılaşma Potansiyelinin Tesbiti	Hajime TSUCHİDA - Satoshi HAYASHİ	130
Yeni Türkiye Deprem Bölgeleri Haritasının Getirdikleri	Ahmet TABAN	146
Toplantılar Yayınlar, Haberler	163
Deprem Araştırma Enstitüsü Bülteni Yayın Koşulları	168

TÜRKİYE ŞİŞE ve CAM FABRİKALARI A. Ş.
UMUM MÜDÜRLÜK

Sayın Teoman Güzey,
İmar ve İskân Bakanlığı,
Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanı,
ANKARA

6 Haziran 1973

Sayın Güzey,

Sizin ve meslekdaşlarınızın gayretiyle meyvasını vermeye başlayan Enstitünüzün bir yayını organına kavuşması oldukça önemli bir aşama.

Bu vesile ile beni hatırlamış olmanıza teşekkür ederim.

Gerek Sayın Toker'in önsözü, gerekse sizin yazınızda belirtildiği gibi asıl önemli olan araştırma neticelerinin ve onun yanında bilinenlerin uygulamaya konmasıdır.

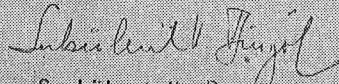
Can kaybının acısını kalplerimize gömerken her depremde yıkılan 2000 civarındaki yapının yenilenmesi, meseleleri çözmekten uzak kalacaktır.

Her türlü gayretin yanında, teknik kontrolden uzak olarak evini kendisi yapan vatandaşlarımıza asgari yapı kültürünü aşılamakta büyük yarar vardır.

Bu yolda yapılacak öğretici ve uyarıcı, basit ve resimli yayınlarla bu vatandaşlara ulaşmak tebciyle lâayık bir hizmet olacaktır.

Gayretlerinizin devamı için en iyi dileklerimi sunarım.

Saygılarımla,


Serbülent H. Bindel

Mikro - Bölgeleme

Oktay ERGÜNAY *

SUMMARY

In this paper, the micro - zoning methods which had been frequently applied during the recent years in Turkey will be described. The various methods of microzoning and the aim of the microzoning from the point of practical use will be explained.

The purpose of this paper would not be a theoretical discussion and critic of each method, rather it will be the description of various technics with respect to their advantages and disadvantages.

In the future detailed reports on the theoretical aspects of microzoning and the developments in microzoning methods will be presented.

Ö Z E T

Bu makalede, yurdumuzda son yıllarda sık sık duyulan Mikro - bölgeleme çalışmalarının ne olduğu, sonucunda uygulayıcıya neler vermesi gerektiği ve günümüze kadar uygulanan Mikro - bölgeleme metodları hakkında bilgi verilmeye çalışılmıştır.

Makalenin amacı, Mikro - bölgeleme tekniklerinin teorik esaslarını açıklamak ve münakaşalarını yapmak değil, kullanılan teknikleri tanıtmak ve pratik uygulamalar için tekniklerin avantajlı ve dezavantajlı taraflarını ortaya koymaktır.

İlerde, Mikro - bölgeleme tekniklerindeki yeni gelişmeler ve çalışmaların esasları üzerinde daha geniş yayınlar okuyucuya sunulacaktır.

G İ R İ Ş

Yeryüzünde aktif deprem kuşakları içersinde bulunan ülkelerde, depremlerin yıkıcı etkilerinden korunmak veya bu etkileri azaltmak konusunda ötedenberi yoğun çalışma ve araştırmalar yapılmaktadır. Özellikle 1930 yılından sonra bu çalışmalar, yapılardaki hasarın, üzerine oturdukları zemin ile iliş-

(*) İmar ve İskân Bakanlığı Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı.

kisinin incelenmesi konusunda gelişmiştir. Pek çok araştırmacı büyük depremlerden sonra, deprem bölgelerindeki değişik zemin cinslerinin ve bu zeminler üzerindeki değişik yapı tiplerinin davranışlarını incelemiş ve araştırmaları sonucunda bir takım genellemelere ulaşarak elde ettikleri sonuçları yayınlamışlardır.

Deprem konusunda tecrübesi az olan ülkelerde ise, diğer ülkelerin kendi bölgesel zemin ve yapı tiplerine dayanarak genelleştirdikleri sonuçlar uzun süreler aynen kabul edilmiş ve uygulamalarında büyük ölçüde kullanılmıştır. Ancak, çoğu hallerde ülkelerin bölgesel yapı tipleri ve zemin durumları arasındaki büyük farklılıklar, başka bir ülkede bir veya birkaç depremden elde edilen sonuçların aynen benimsenmesini olanaksız kılmaktadır.

Bu ülkeler, zamana göre ileri bir teknikle yapılmamış bile olsa, kendi bölgesel zemin cinsleri ve yapı tipleri arasındaki ilişkinin tesbitine çalışmaktadırlar.

Depremle uğraşan kişiler ötedenberi, bir deprem bölgesinde çok kısa mesafelerde yapılardaki hasarın değiştiğini, bazı bölgelerde bazı yapı tipleri için hasarın fazla, bazı yapı tipleri içinse daha az olduğunu görmüşler ve bunun nedenlerini aramışlardır. İlk akla gelen ve en mantıki neden haliyle, bu yapıların daha büyük kuvvetlere maruz kaldıkları olmuştur.

Bu halde, aynı büyüklükteki bir depremde, çok kısa mesafeler için yapılara farklı kuvvetlerin tesir etmesine, neden aramış ve bulunabilen tek neden de yapının üzerine inşa edildiği zeminin etkisi olmuştur.

İşte bu düşünce araştırmacıları, günümüzde çok ileri tekniklerle yapılabilen, Mikro - bölgeleme veya Mikro - zon çalışmaları dediğimiz çalışmalara yöneltmiştir.

MİKRO - BÖLGELEME VE ÖNEMİ

Mikro - bölgeleme teriminin adından ilk akla gelen, büyük ve geniş sahaları bir takım daha küçük bölgelere ayırma, olmaktadır. Bilindiği gibi günümüzde deprem kuşakları üzerin-

de bulunan ülkelerin hemen hepsi, deprem zararlarını azaltabilmek için ilk önce ülkelerinin nerelerinde ve hangi büyüklüklerde depremler olduğunu veya olabileceğini tesbit etme yoluna gitmişler ve bu çalışmaların neticesinde ülkelerini harita üzerinde bir takım bölgelere ayırmışlardır. Yani Deprem Bölgeleri Haritaları hazırlamışlardır. Ancak bütün ülkeyi kaplayan bu haritalar haliyle çok küçük ölçekte olmuştur. Bu ölçekteki haritalar üzerinde, bugün artık yapısal hasarın başlıca sorumlularından biri olduğu bilinen, yapının üzerinde inşa edildiği zeminin cinsini ve özelliklerini belirtmek mümkün olamayacağına göre, bu genel bölgeleri zemin cinslerinin fiziksel ve dinamik özelliklerine göre çok daha küçük bir takım bölgelere ayırmanın yani Mikro - bölgeleme yapmanın gereği kendiliğinden ortaya çıkmaktadır.

Ancak, bugün Mikro - bölgeleme yalnızca çok büyük bir sahayı zemin cinslerine göre daha küçük bölgelere ayırmak olarak değil, bir şehrin, bir sanayi sitesinin veya çok daha lokal olarak bir barajın, bir köprüünün veya önemli bir tesisin yapılacağı sahadaki farklı veya aynı zemin cinslerinin uzak ve yakın civarda meydana gelebilecek olan depremler sırasındaki davranışlarının ve bu zeminler üzerine inşa edilecek olan değişik özelliklerdeki yapılara aktaracağı kuvvetlerin önceden tahmini veya hesaplanması olarak ele alınmaktadır.

Konu bu açıdan ele alınırsa, bir sahada Mikro - bölgeleme yapıldığında; o sahanın yakın ve uzağındaki deprem odakları, bu odakların derinliği ve hareketin mekanizması, bu odaklarda meydana gelmiş olan depremlerin magnitudleri, şiddetleri, ivmeleri, devam süreleri, muhtemel tekerrür periyotları ile bu özellikteki depremlerin incelenen sahada meydana getirdiği gözlenmiş olan veya tahmin edilen etkileri, incelenen sahadaki zemin cinslerinin fiziksel ve dinamik özellikleri, ortaya konulmakta ve bütün bu verilerin ışığı altında inşa edilecek olan değişik özelliklerdeki yapıların maruz kalabilecekleri en muhtemel deprem kuvvetleri verilebilmektedir. Şayet Mikro - bölgeleme bir şehir veya sanayi bölgesinin kurulacağı sahadaki yapıyorsa bu bilgilere ilâve olarak hangi tip zemin cinsleri üzerine ne tip yapı ünitelerinin yerleştirilmesi halinde en ekonomik ve emniyetli çözümler sağlanabileceği plâncıya tavsiye edilmektedir.

Bu geniş anlamı ile Mikro - bölgeleme, lokal sahalardaki değişik zemin cinslerinin, uzak ve yakın depremler sırasındaki, fiziksel ve dinamik davranışlarının önceden tesbiti olarak tarif edilebilir.

Mikro - bölgeleme ve zemin - yapı hasarı konularında son 10 yılda Amerika, Japonya ve S.S.C.B. nde yapılan çalışmalar ve kaydedilen ilerlemeler gerçekten çok hızlı olmuştur. Deprem kuşakları üzerinde yer alan diğer ülkelerde de, deprem zararlarını azaltabilmenin temel yolu olan bu konuda çalışmalara başlanmıştır.

Türkiyede de Mikro - bölgeleme çalışmalarına 1969 yılında İmar ve İskân Bakanlığınca başlanmış ve çok kısa bir sürede gerekli hazırlıklar tamamlanarak ve teknikler geliştirilerek çalışmalar yaygın hale getirilmiştir.

MİKRO - BÖLGELEME METOTLARI :

Yukarıda da belirtildiği gibi Mikro - bölgeleme çalışmaları, depremlerden meydana gelen hasarların ve bilhassa episantr bölgeleri içerisindeki benzer yapı tiplerinde görülen farklı hasarların nedenlerinin araştırılması neticesinde ortaya çıktı ve jeoloji, jeofizik, mühendislik sismolojisi, aletsel sismoloji ve son yıllarda da titreşim teorisi bilimlerinin hızla gelişmesi-ne paralel olarak gelişti.

Günümüzde, çeşitli ülkelerde en ilkelinden en gelişmişine kadar, pratik amaçlar için kullanılan Mikro - bölgeleme metodları burada kısaca tanıtılmaya çalışılacaktır.

JEOLOJİK METOT :

Bu metot, asrın başlarında araştırmacıların zemin yapısı ve hasar arasında bir ilişki olabileceğini düşünmeye ve bazı deprem bölgelerinde bu ilişkiyi araştırmaya başlamasıyla, doğdu. Çok kısa bir zamanda, büyük depremlerden sonra sahada yapılan gözlemsel incelemelerin neticesinde zemin yapısı ile hasar arasında doğruluğundan pek az kaybederek zamanımıza kadar gelmiş olan genel kaideler tespit edildi.

Özellikle S.S.C.B. nde Prof. S.V. Medvedev deprem bölgelerinde yaptığı çok sayıda araştırmaların neticesinde, sathihtaki bazı zemin cinslerinin deprem şiddetini ve dolayısıyla yapılarıdaki hasarı arttırdığını tespit etti ve zeminleri relatif şiddet artışlarına göre tasnif etti. Bu tasnif aşağıdaki tabloda görülmektedir.

Zemin Cinsi	Şiddet Ünitesi Olarak Verdiği Artış Değerleri
1 — Granit 0
2 — Kalker ve Kumtaşı 0 — 1
3 — Marn ve Kiltaşları gibi orta sağlamlıkta zeminler 1
4 — Yamaç moiozu birikinti konisi gibi iri parçalı zeminler 1 — 2
5 — İri çakıl ve çakıllı zeminler 1 — 2
6 — Kumlu zeminler 1 — 2
7 — Killi zeminler 1 — 2
8 — Gevşek toprak dolgu zeminler 2 — 3

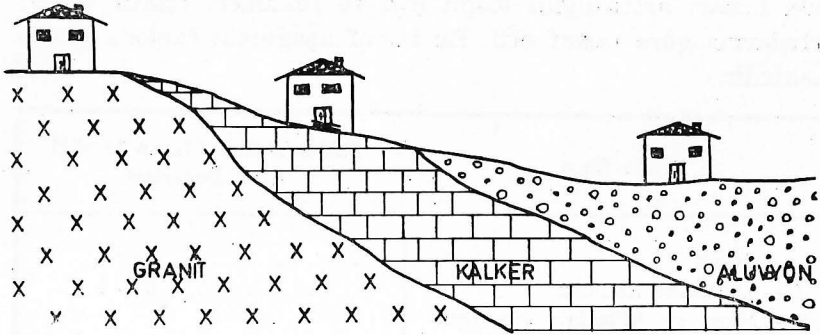
Tablo 1 — Zemin cinsleri ve gözlemler neticelerine göre verdikleri şiddet artış değerleri

Prof. Medvedev bu tasnifte baz olarak graniti almış ve sathıta granitten ibaret olan zeminlerin ana kayada meydana gelen hareketin şiddetini hiç arttırmayıp aynen muhafaza ettiklerini kabul ederek, granitten ibaret zeminlere sıfır şiddet artışı değerini vermiştir. Diğer bütün zemin cinslerindeki şiddet artışı değerlerinin ise granite nazaran pozitif olduğunu kabul ederek ve kendi gözlemsel tecrübelerine dayanarak zeminlerin ana kayadaki hareketi şiddet ünitesi olarak arttırdıkları miktarları tesbit etmiştir.

Prof. Medvedev, ayrıca dolgu kalınlığı, rölief ve dik meylli ana kaya topoğrafyasının da deprem şiddetini ve dolayısıyla hasarı 1 - 2 şiddet ünitesi kadar arttırabildiğini de tecrübelerinden elde etmiştir.

Prof. Medvedev'in gözlemlere dayanarak elde ettiği bu sonuçlara göre Mikro - bölgeleme yapmak mümkündür. Örneğin:

Türkiye'nin Deprem Bölgeleri Haritasında 2 inci derece deprem bölgesi içersinde ve jeolojik yapısı aşağıdaki şematik kesitte görüldüğü gibi olan bir saha kabul edelim.



Şekil 1 — Şematik jeolojik kesit

Bölge 2 inci derece deprem bölgesi içersinde ise ana kaya üzerinde 8 şiddetinde depremler olmaktadır. Prof. Medvedev'in tasnifinde, granitin şiddet artış değeri sıfır olduğuna göre granit zemin üzerindeki bir yapı 8 şiddet'e maruz kalacak ve 8 şiddetin hasarını görecektir. Kalkerin şiddet artışı 0-1 olduğuna göre, kalker zemin üzerindeki aynı tip yapı ortalama 8-9 şiddet'e ve alüvyon zemin üzerindeki aynı tip yapı ise, alüvyonun şiddet artışı 1-2 olduğuna göre, 9-10 şiddete maruz kalacak ve bu şiddetin hasarını görecektir.

Böylece saha zemin cinslerine göre, 8, 8-9, 9-10 şiddet hasarı görebilecek üç lokal bölgeye ayrılmış olacaktır.

Yukarıda da belirtildiği gibi bir hayli ilkel olan bu metod asrımızın başlarında mühendislik sismolojisi ve titreşim teorisi bilimleri henüz yeni iken kullanılmaktaydı. Günümüzde ise sismoloji ve deprem mühendisliği alanlarında yetişmiş elemanı olmayan ülkelerde hala kullanılmaktadır.

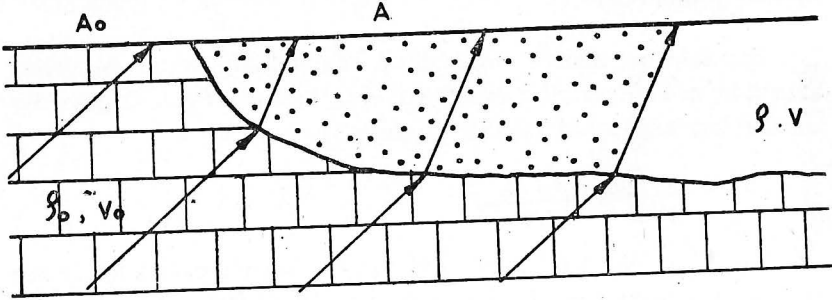
Metodun bilimsel değeri hemen hiç yoktur. Tamamen S.S.C.B. nde yapılmış olan gözlemsel tecrübelerle dayanmaktadır. Ancak günümüzde dahi küçük ve önemsiz yerleşme yerlerinde ve bir veya iki katlı önemsiz yapıların yapılacağı yerlerde kullanılabilir. Lokal zemin yapısının etkisini hiç dikkate almamaktansa en ilkel metolla dahi olsa zeminin etkisini, ri-

jit, basit ve alçak yapılar için bu metotla değerlendirmek, mutlaka daha emniyetli olacaktır.

ZEMİNİN SİSMİK EMPEDANSI VEYA MEDVEDEV METODU

Bu metod yine Prof. Medvedev tarafından, jeolojik metodun gözlemsel neticeleri ile zeminlerin fiziksel özelliklerinin birleştirilmesi sonucunda ortaya çıkmıştır. Prof. Medvedev'e göre, zeminlerdeki şiddet artışlarına, zeminlerin fiziksel özellikleri yol açmaktadır. Zeminlerin şiddet artışına ve dolayısıyla fazla yapısal hasara sebep olan en önemli fiziksel özelliği ise sismik empedansı (rijitliği) dir. Bu değer, zemin içersindeki sismik dalga hızının, yoğunlukla çarpımı ($V \cdot \rho$) şeklinde verilebilir.

Aşağıdaki şekilde görüldüğü gibi bir zemin kesiti düşünelim :



Şekil 2 — Şematik zemin kesiti

Altteki tabakanın yoğunluğu ρ_0 , sismik dalga hızı, V_0 , dalga amplitüdü A_0 ve dalga Periyodu T_0 , üstteki tabakadakiler ise, ρ , V , A ve T olsun. Bu halde Prof. Medvedev, alt tabakadan üst tabakaya geçen sismik enerjiyi yoğunlukla ilgili olarak şu ifade ile vermiştir.

$$\frac{2\pi A_0^2}{T_0^2} \cdot \rho_0 \cdot V_0 = \frac{2\pi A^2}{T^2} \cdot \rho \cdot V \quad (1)$$

Dalga periyodu alt tabakadan üst tabakaya geçiş esnasında değişmez. ($T = T_0$) Amplitüt ise sismik enerjinin absorpsiyonu kaidesine uygun olarak azalır. Bu halde (1) ifadesi üst tabaka için aşağıdaki şekilde yazılabilir.

$$\frac{A}{A_0} = \frac{\sqrt{\rho_0 \cdot V_0}}{\sqrt{\rho \cdot V}} \quad (2)$$

Bu ifadeden, incelenen zeminlerdeki sismik dalga amplitüdülerinin, zeminlerin empedanslarının kare kökü ile ters orantılı olduğu görülmektedir.

Pratikte $\frac{A}{A_0}$ amplitüd oranları, sismik şiddet artışı değerleri (n) olarak verilmektedir. Bu halde (2) ifadesi

$$n = \left(\frac{\rho_0 \cdot V_0}{\rho \cdot V} \right) \quad (3)$$

olarak yazılabilir.

Zeminlerin sismik empedansı ile şiddet artışı değerleri arasında çok elverişli Logaritmik bir bağıntı Prof. Medvedev tarafından aşağıdaki tarzda verilmiştir.

$$n = 1.67 \log \left(\frac{\rho_0 \cdot V_0}{\rho \cdot V} \right) \quad (4)$$

Bu ifadedeki 1.67 sabit katsayısı, zemin cinsleri içerisinde en çok rastlanan zemin cinsindeki şiddet artışı değerlerinin ortalaması olarak verilmiştir. Prof. Medvedev bazı çalışmalarında kalın ve kaba malzemeli bitkisel toprak zeminler için 1.67 yerine, 0.5 katsayısını kullanmıştır.

Ayrıca Prof. Medvedev, yeraltı suyu derinliğinin de sismik şiddet artışı üzerinde önemli etkisi olduğunu tesbit etmiş ve bu etkiyi,

$$n_v = e^{-0.04 h^2} \quad (5)$$

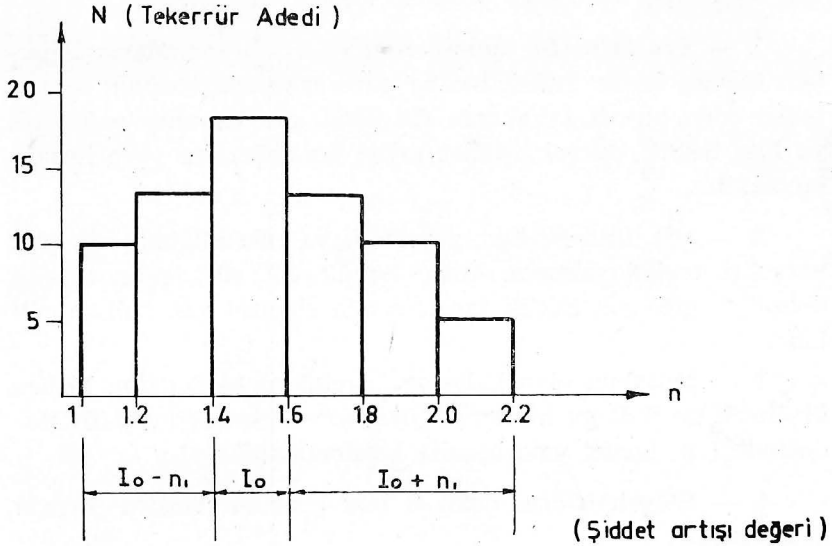
ifadesi ile vermiştir. Burada h ; metre olarak yeraltı suyu derinliğidir.

(4) ve (5) teki ifadelerin toplanması ile zeminlerin toplam şiddet artışı.

$$n = 1.67 \log \left(\frac{g_0 V_0}{g V} \right) + e^{-0.04 h^2} \quad (6)$$

formülü ile verilmiştir.

Medvedev metodu ile Mikro - bölgeleme yapmak için, incelenen sahada ölçü noktaları seçilir ve bu noktalarda sismik refraksiyon atışları ile veya portabl sismograflar ile dalga hızları elde edilir. Yoğunluk, alınan numunelerden laboratuarda ve yeraltı suyu derinliği ise rezistivite, sismik refraksiyon, sondaj veya jeolojik gözlemlerle arazide tesbit edildikten sonra (6) ifadesi kullanılarak her ölçü noktası için n_i şiddet artışı değerleri hesaplanır. n_i şiddet artışı değerleri ile bunların tekrerrür adetleri N arasında aşağıdaki gibi bir grafik çizilir.



Şekil 3 — Şiddet artışı değerleri ve bunların tekrerrür adetlerini gösteren grafik

Sahada en çok tekrerrür eden şiddet artışı değeri bölgenin ortalama şiddet artışı olarak kabul edilir ve bu değere, bölge-

nin Deprem Bölgeleri Haritasındaki şiddet değeri verilir. Örneğin : Türkiye Deprem Bölgeleri Haritasında 2 inci derece deprem bölgesinde bulunan bir saha için bu değer $I = 8$ MM dir. Çizilen grafikte en çok tekrür eden değerden küçük olan değerler 8 şiddetten çıkarılır, büyük olan değerler ise 8 şiddete ilâve edilir.

Böylelikle incelenen saha, 8 şiddetten küçük, 8 şiddete sahip ve 8 şiddetten büyük üç bölgeye ayrılmış olur.

Prof. Medvedev, kendi çalışmalarında çok kalın dolgu zeminler için, alttaki tabakanın sismik dalga hızlarının güç elde edilebildiği hallerde (6) ifadesindeki $(\rho_0 \cdot V_0)$ empedansını, granitin sismik empedansı olarak sabit kabul etmiş ve zemini meydana getiren dolgu tabakanın şiddet artışı değerini granit bazına göre relatif olarak hesap etmiştir. (Bak ref. 1)

Bu makalenin yazarına göre Medvedev metodu uygulanırken aşağıdaki hususlara özellikle dikkat edilmelidir.

1 — Pratikte (6) ifadesindeki $(\rho_0 \cdot V_0)$ empedansı mümkün olduğu kadar granit bazına göre sabit alınmamalı, zemini teşkil eden birinci tabakanın altındaki ana kayanın yoğunluk ve hızı tesbit edilerek, şiddet artışı bu değerlere göre hesaplanmalıdır.

2 — (6) ifadesindeki yeraltı suyu derinliğinin etkisini veren n_v terimi yalnızca, kum, kumlu - kil, silt, kalın toprak dolgu vb gibi çok küçük taneli zemin cinsleri için kullanılmalıdır.

3 — Mümkün olan hallerde, zeminlerdeki S dalga hızları ölçülmeli ve S dalga hızlarına göre hesap yapıldığında (6) ifadesindeki n_v terimi yine hesaba katılmamalıdır.

4 — Bölgeleendirme Şekil 3 teki grafikte verilen tarzda yapılmalıdır.

5 — Ölçü noktalarında hesaplanan şiddet artışı değerleri

$n_i < 0.5$ için ————— $n_i = 0$

$0.6 < n_i < 1.5$ için ————— $n_i = 1$

$1.6 < n_i < 2.5$ için ————— $n_i = 2$

$2.6 < n_i < 3.5$ için ————— $n_i = 3$

olarak alınmalıdır.

Bu metodun pratik amaçlar için ölçü ve hesap kolaylığı gibi büyük avantajları vardır.

Ancak, metodun matematiksel esası tam elâstik ortamlar için ortaya konmuştur. Uygulamada ise tam elâstik ortam bulmak mümkün değildir. Sismik dalgaların kırılması, yansımaları, enerji absorpsiyonu, tabaka kalınlıklarının, nemliliğin ve daha pek çok faktörün etkisiyle zeminler tam elâstik değildirlerdir.

Ayrıca bu metotta, şiddet artışını ve dolayısıyla yapısal hasarı arttıran en önemli neden olarak yalnızca zeminlerin fiziksel özellikleri dikkate alınmakta ve zeminlerin dinamik mukabeleleri hesaba katılmamaktadır.

Bu metodun pratik amaçlar için en büyük noksanlığı ise, zeminlerin etkilerini, deprem şiddeti gibi mühendisler için pek bir şey ifade etmeyen bir kavramla vermiş olmasıdır. Bilindiği gibi deprem şiddeti yapıların depreme karşı hesabında doğrudan doğruya kullanılacak bir değer değildir.

Bu metotta yapılan Mikro - bölgeleme sonuçları, zeminin dinamik etkilerinin ihmal edilebileceği, deprem episantrları veya yakın civarlarındaki sahalarda ve bu sahalarda üzerine yapılacak rijit yapıların projelendirilmelerinde kullanılmalıdır.

Ancak bütün eksikliklerine rağmen bu metod zeminlerin dinamik mukabelelerini veren metodların çeşitli nedenlerle uygulanamadığı ülkelerde daha uzun süre kullanılacak ve sonuçları bilhassa alçak ve rijit yapıların projelendirilmesine emniyetle uygulanacaktır.

ZEMİNLERİN TİTRESİM KARAKTERİSTİKLERİ VEYA KANAI METODU

Bu metod Prof. Kanai'nin, deprem spektrumları, mikrotremorlar ve yapılardaki hasarların gözlemsel araştırmaları neticesinde elde ettiği sonuçlardan hareketle, ana kaya üzerindeki dolgu zeminlerde dalga hareketinin dinamik karakterlerini yarı - ampririk bir formülle ifade etmesiyle ortaya çıktı.

Prof. Kanai, depremler esnasında zeminin hakim titreşim periyotlarının, mikrotremorlar ve Mikrosismik titreşimlerden elde edilen hakim titreşim periyotları ile çok benzer olduğunu müşahade etmiştir.

Hele zemin altı yapısının basit ve homojen olması halinde bu benzerlik çok daha fazladır ve bu halde, kuvvetli deprem spektrumlarından elde edilen hakim periyotlarla, mikrotremor kayıtlarından elde edilen hakim periyotlar üst üste çakışmaktadır.

O halde zeminlerin mikrosismik titreşimleri veya mikrotremorların ölçülmesi ile, aynı zeminlerin kuvvetli depremler esnasındaki titreşim özellikleri hakkında önceden bilgi edinebilir.

Yukarıda kısaca açıklanan sonuçlardan hareketle Prof. Kanai, odak noktasında meydana gelen bir deprem hareketinin, satıh üzerinde bir noktadaki dalga şeklini genel tarzda, aşağıdaki şekilde ifade etti.

$$u(T, q) = f [O(T), Q(T, q), G(T, q)] \quad (7)$$

Burada :

T : Sismik dalga periyodu

q : Dalga absorpsiyonu

$O(T)$: Depremin magnitudü ve odak mekanizması ile ilgili bir terim.

$Q(T, q)$: Sismik dalganın ana kaya içersindeki, yansıma, kırılma, absorpsiyon, dağılma v.b. gibi nedenlerle uğradığı şekil değişikliğini gösteren bir terim.

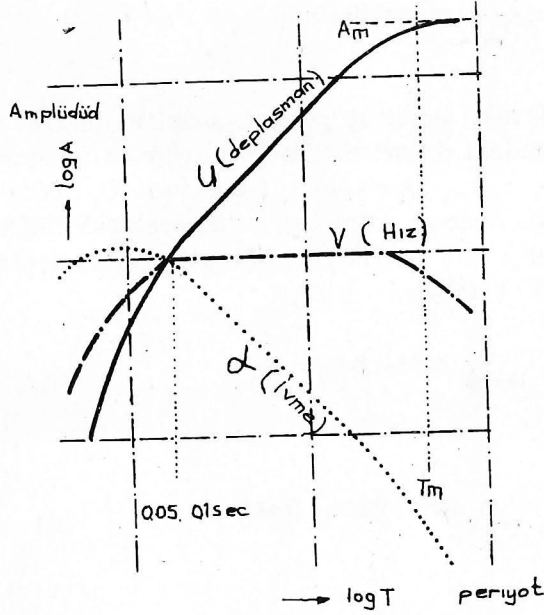
$G(T, q)$: Ana kaya üzerindeki satıh tabakalarının sismik dalga üzerindeki etkisini ifade eden bir terimdir.

Pratikte, (7) ifadesindeki ilk iki terim, deprem hareketinin ana kaya üzerindeki spektrumunu ifade etmektedir. Bu spektrumun analitik olarak değerlendirilebilmesi için Prof. Kanai, Gutenberg tarafından amprik bir formülle verilen, sismik

dalganın maksimum amplitüdü (A_m) ile ona tekabül eden dalga periyodu (T_m)'n spektral değerlerini kullanmıştır.

$$A_m = 53 T_m^{2.56} \quad (8)$$

Bu ifadeden hesaplanan sismik dalganın (u) deplasman, (V) hız ve (α) ivme spektrumları aşağıdaki şekilde görülmektedir.



Şekil ; 4 Sismik dalganın deplasman, hız ve ivme spektrumları

Bu spektrum değerleri deprem odağından 100 km, mesafe için hesaplanmıştır.

Maksimum amplitüt A_m ile odak mesafesi Δ ve magnitüd M arasında şu ifade kullanılmıştır.

$$\log A_m = M - 1.73 \log \Delta + 0.83 \quad (9)$$

Burada, Δ km. ve A_m mikron'dur.

Bu ifadenin $\Delta = 100$ km, için özel şekli ile (8) ifadesi birleştirilerek, maksimum amplitüde tekabül eden periyot (T_m) için aşağıdaki ifade verilmiştir.

$$\log T_m = 0.39 M - 1.7 \quad (10)$$

Bu ifade, (9) ifadesi ile karşılaştırıldığında,

$$\log \frac{A_m}{T_m} = 0.61 M - 1.73 \log \Delta + 2.53 \quad (11)$$

ifadesi elde edilir.

$$\frac{A_m}{T_m} = \frac{A}{T} = \text{sabit tir} \quad (12)$$

Şekil 4 teki amplitüt periyot spektrumundaki değerlerin (11) ifadesindeki değerlerle karşılaştırılması neticesinde Prof. Kanai, ana kaya üzerindeki deplasman U_0 (Cm), hız V_0 (cm/sec), ve ivme α_0 (Cm/sec²) nin spektral değerleri için, $0,05 - 0,1 < T < T_m$ dalga periyodu aralığında, aşağıdaki amprik ifadeleri vermiştir.

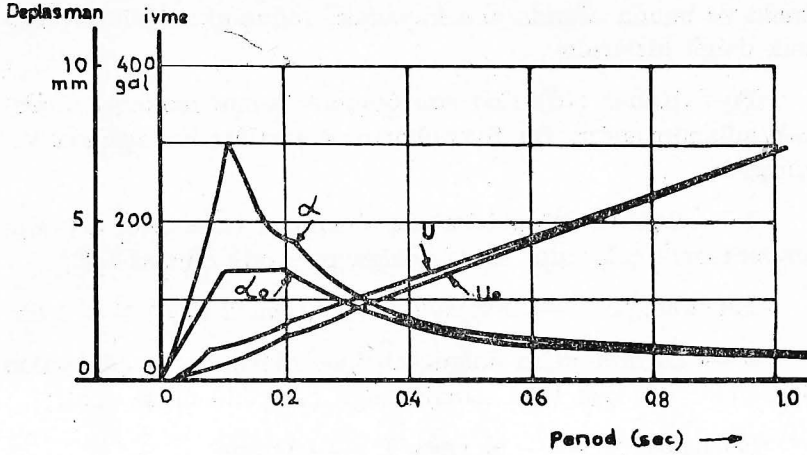
$$U_0 = 10^{(0.61M - 1.73 \log \Delta - 1.47)} \cdot T \quad (13)$$

$$V_0 = 10^{(0.61M - 1.73 \log \Delta - 0.67)} \quad (14)$$

$$\alpha_0 = 10^{\frac{0.61M - 1.73 \log \Delta + 0.13}{T}} \quad (15)$$

Burada, M, magnitud, T (sec) dalga periyodu ve Δ (km) episantr mesafesidir.

Bu formüllerden hesaplanan deplasman ve ivme spektrumları Şekil 5 te görülmektedir.



Şekil 5 — Ana kaya üzerinde hesaplanan U_0 deplasman ve α_0 ivme spektrumları

(13), (14) ve (15) te verilen amprik ifadelerden (7) formülündeki $O(T)$ ve $Q(T, q)$ terimleri kolaylıkla hesaplanabilir.

(7) formülündeki $G(T, q)$ teriminin hesabı içinse Prof. Kanai Visko - elastik bir ortam için aşağıdaki yarı - amprik ifadeyi vermiştir.

$$G(T, q) = 1 + \frac{1}{\sqrt{\frac{1+a}{1-a} \left\{ 1 - \left(\frac{T}{T_0} \right)^2 \right\}^2 + \left\{ \frac{0.3}{T_0} \left(\frac{T}{T_0} \right) \right\}^2}} \quad (16)$$

Burada,

T : Saniye olarak sismik dalga periyodu

T_0 : Saniye olarak mikrotremorların hakim titreşim periyodudur.

a ise aşağıdaki şekilde verilmiştir.

$$a = \sqrt{\frac{g_1 \cdot \mu_1}{g_2 \cdot \mu_2}} = \frac{g_1 \cdot v_1}{g_2 \cdot v_2}$$

(16) nolu formüldeki $\frac{0.3}{T_0}$ terimi $\frac{0.3}{\sqrt{T_0}}$ olarak düzeltilmelidir.

Burada, ρ_1 , μ_1 , V_1 ve ρ_2 , μ_2 , V_2 sırasıyla, dolgu tabakasında ve bunun altında ana kayadaki yoğunluk, rijitlik ve sismik dalga hızlarıdır.

Prof. Kanai (16) ifadesini dinamik zemin mukabelesi olarak adlandırmıştır. Bu formülün özel şartları ise aşağıda verilmiştir.

1 — Sathta dolgu tabakası olmaması veya uzak depremler sırasında çok uzun sismik dalga periyodu olması hali;

Bu halde, $T_0 \rightarrow 0$ veya $T \rightarrow \infty$ için $G(T, q) \rightarrow 1$ dir.

2 — Sathta kalın dolgu tabakası olması veya çok yakın depremler için çok kısa sismik dalga periyodu olması hali;

Bu halde, $T_0 \rightarrow \infty$ veya $T \rightarrow 0$ için

$$G(T, q) = \frac{2}{1 + a} \text{ dir.}$$

3 — Sismik dalga periyodu ile zemin hakim titreşim periyodunun eşit olması hali (Rezonans);

Bu halde, $T = T_0$ için

$$G(T, q) = 1 + \frac{\sqrt{T_0}}{3} \text{ tür.}$$

1 inci ve 2 inci hallerde, zemin yapısının ana kayadaki dalga hareketi üzerindeki büyütme etkisi çok azdır. 3 ncü halde ise bu tesir çok fazladır.

(13), (14) ve (15) No.lu formüllerle verilen dalga hareketinin ana kaya üzerindeki spektral değerleri ile, (16) ifadesini çarparak, sath üzerindeki herhangi bir noktada deplasman, hız ve ivmenin spektral değerlerini elde ederiz. Bu değerler aşağıda verilmiştir.

$$U = U_0 \cdot X \cdot G(T, q) \quad (18)$$

veya

$$U = (10^{0.61M - 1.73 \log \Delta - 1.47}) \cdot T \cdot \left[1 + \frac{1}{\sqrt{\frac{1+a}{1-a} \left[1 - \left(\frac{T}{T_0} \right)^2 \right]^2 + \left[\frac{0.3}{T_0} \left(\frac{T}{T_0} \right) \right]^2}} \right]^2$$

Burada U cm olarak satıhtaki spektral deplasmandır.

Cm/Sec olarak spektral hız

$$V = V_0 \cdot G(T, q) \quad (19)$$

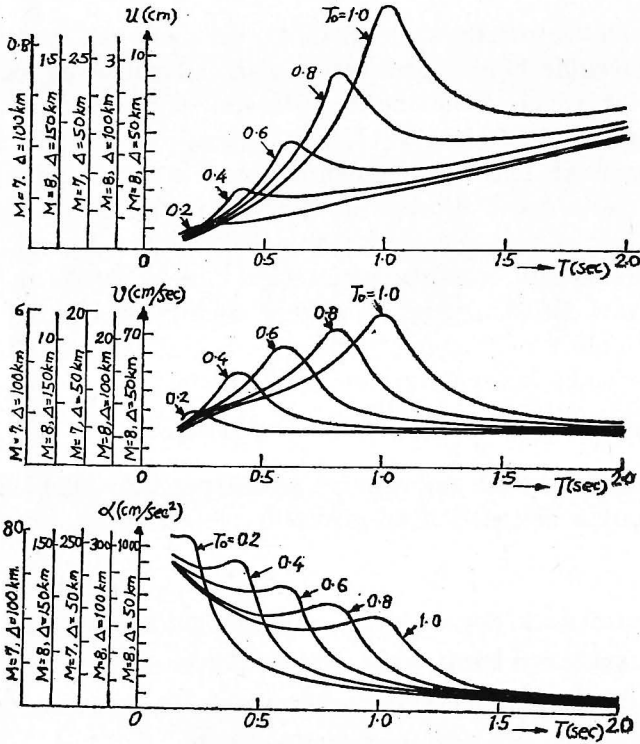
ve Cm/Sec² olarak ivme ise

$$\alpha = \alpha_0 \cdot G(T, q) \text{ dir} \quad (20)$$

Bu formüller kullanılarak, hakim periyot $T_0 = 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0$ saniye, Episantr mesafesi $\Delta = 50, 100, 150$ km,

Mağnitüd $M = 7$ ve 8 ve $a = \frac{1}{5}$ alınarak hesaplanmış dep-

lasman, hız ve ivme spektrumları Şekil 6 da görülmektedir.



Şekil 6 — Dolgu zemin üzerinde hesaplanan deplasman, hız ve ivme spektrumları.

Kanai metodu zeminlerin fiziksel ve dinamik özelliklerini gözönünde bulundurduğu için diğer metodlardan çok daha kullanışlıdır. Aynı zamanda bu methodda verilen değerler, modern spektral teori ile çok daha iyi uyuşmakta ve doğrudan doğruya yapıların deprem kuvvetlerine karşı hesaplanması ve projelendirilmesinde kullanılabilir.

Ayrıca bu metod, yapıların dinamik veya dinamik görüşlere dayanan statik hesap metodları ile hesaplanabilmesi için gerekli olan değerleri de verebilmekte ve dolayısıyla meselâ, birinci derece deprem bölgelerindeki bazı zeminler üzerinde, bölgenin gerektirdiğinden daha küçük hesap katsayıları kullanılarak, depreme dayanıklı yapılar yapılabilmesine imkân vermektedir.

Methodun, uygulama ve hesap kolaylığı da Medvedev metodundan daha az değildir.

Kanımızca metodun tek eksikliği, üzerinde hâlâ yeteri derecede güvenilir bilgi toplanmamış olan, mikrotremor kayıtlarından elde edilen zemin hakim titreşim periyotlarının kuvvetli depremlerde de hakim olup, olmayacağı konusudur. Amerika'da şimdiye kadar kayıt edilmiş olan kuvvetli depremlerde, zeminlerin bariz bir hakim titreşim periyodu ile hareket ettiğine dair güvenilir deliller elde edilememiştir. Ayrıca, kuvvetli depremlerde, episantr zonları içersindeki sahaların elâstik olmayan deformasyonlara maruz kaldığı da düşünülürse, zeminlerin elâstik titreşimleri için geçerli olabilecek hakim titreşim periyodu kavramının, episantr zonları için pek geçerli olamayacağı da iddia edilebilir.

Bu eksikliklerine rağmen bu metod pratikte halen kullanılmakta olan metodların en güvenilir ve en kolay uygulanabilenidir.

Bilhassa uzak depremlerde meydana gelebilecek uzun periyotlu hareketlere karşı, kalın alüvyal depozitler üzerinde inşa edilmesi düşünülen, uzun periyotlu yapıların depreme dayanıklılığını temin için çok yararlı olmaktadır.

MİKRO - BÖLGELEME İÇİN KULLANILABİLECEK YENİ METODLAR

Geçen birkaç yıl içerisinde, zeminlerin dinamik mukabele analizleri ile ilgili teknikler hızla gelişmiştir.

Bu gelişmede, strong - motion akseleroğrafları ile değişik zemin cinsleri üzerinde elde edilmiş kayıtların artmış olmasının, zemin yapısının modern yapılarda meydana getirdiği hasarın çok yönlü incelenmesinin ve bilhassa kompüterlerin bu sahada çok geniş bir şekilde kullanılmaya başlanmasının, önemli rolleri olmuştur.

Burada zeminlerin dinamik mukabele analizleri tekniklerinden sadece isim olarak bahsedilecek ve halen ileri ülkelerde üzerinde yoğun çalışmaların yapılmakta olduğu bu tekniklerin teorisine girilmeyecektir.

Zeminlerin dinamik mukabelelerinin analizi için kullanılan metodların başlıcaları şunlardır :

- 1 — Toplanmış - Kütle metodu
(The lumped - mass method)
- 2 — Dalga yayılma metodu,
(The Wave Propagation Method)
- 3 — Sonlu - Eleman metodu,
(The finite element method)
- 4 — Dalga gezintisi metodu,
(The travelling wave method)
- 5 — Değişebilir sönüm metodu,
(The variable damping method)
- 6 — Spektral oran metodu,
(Spectral ratio method)

Bu metodların herhangi biri kullanılarak zeminlerin dinamik mukabeleleri tayin edilebilir ve neticesinde mikro - bölgeleme yapılabilir. Metodların ilk beşi için saha da ölçü almak gerekmemektedir. Hazırlanmış olan kompüter programlarına ve matematiksel modellere göre çözüm mümkündür.

Ancak Washington Üniversitesinden Dr. Bostrom ve Dr. Sherif tarafından geliştirilen spektral oran metodunda, arazi-
de iki takım setle aynı anda temel kaya ve dolgu zemin üzer-
inde suni ve tabii titreşimler ölçülmektedir.

Bütün bu metodlarla zeminlerin dinamik mukabelelerinin
analizleri için oldukça büyük hacimli kompüterler gereklidir.
Bu nedenle bu metodlar şimdilik kompüter tekniklerinin ve
imkânlarının müsait olduğu gelişmiş ülkelerde uygulanabil-
mektedir.

Bu metodlarla yapılmış pratik amaçlı mikro - bölgeleme
çalışması henüz pekaz ülkede vardır.

S O N U Ç

Yukarıda, çeşitli ülkelerde yaygın olarak uygulanmakta
olan mikro - bölgeleme metodları açıklanmaya çalışılmış ve pra-
tik maksatlar için çok yaygın bir şekilde kullanılan Medvedev
ve Kanai metodlarının uygulanmasında tecrübeye dayanan bazı
önerilerde bulunulmuştur. Başlangıçta da belirtildiği gibi bu
makalenin amacı mikro - bölgeleme tekniklerinin matematiksel
esaslarının incelenmesi ve münakaşası değildir. Amaç, okuyu-
cuya mikro - bölgelemenin ne olduğunu ve uygulayıcılara neler
verdiğini tanıtmak ve yurdumuzda pratik amaçlar için kullanıl-
ma olanağı olan bazı metodların avantajlı ve dezavantajlı ta-
raflarını ortaya koymaktır. Bu nedenle ileri ülkelerde günün
konusu olan, zeminlerin dinamik mukabeleleri metodlarından kı-
saca bahsedilmiştir. Zira bu metodların uygulanabilmesi için
gerekli olan kompüter imkânları ve teknikleri henüz yurdu-
muzda gelişmemiştir ve pratikte uygulayıcıların kolayca isti-
fade edilebileceği şekilde yaygınlaşmamıştır. Ancak ilgilene-
lere tüm yeni gelişmeleri duyurabilmek amacıyla, zeminlerin
dinamik mukabeleleri tekniklerinin matematiksel esasları ve
hatta bu tekniklerin uygulanabilmesi için hazırlanmış olan
kompüter programları hakkında ileride yeteri kadar yayın ya-
pılacaktır.

REFERANSLAR

- 1 — S. V. Medvedev : Engineering Seismology.
Israel Program for Scientific Translations. IPST Catalogue No. 1382
Jerusalem 1965.
- 2 — K. Kanai : Semi - Empirical Formula for the Seismic Characteristics
of the Ground.
Bull. Earthq. Res. Ins. vol 35 (1957). Part 2.
- 3 — K. Kanai : A Study of Strong Earthquake Motions.
Bull. Earthq. Res. Ins. vol. 36 (1958) PP. 295. 310.
- 4 — K. Kanai : An Empirical Formula for the Spectrum of Strong Earth-
quake Motions.
Bull. Earthq. Res. Ins. vol. 39 (1961), PP. 85. 95.
- 5 — R. Tanabashi - H. Ishizaki : Earthquake Damages and Elastic Pro-
perties. Bull. Disast. Prev. Res. Ins. 1953.
- 6 — K. Kanai - T. Tanaka : On Microtremors. VIII.
Bull. Earthq. Res. Ins. vol. 39 PP. 97 - 114.
- 7 — H. Bolton Seed - I. M. Idriss - H. Dezfulian;
Relationships Between soil Conditions and Building Damage in the
Caracas Earthquake of July 29, 1967.
University of California, Earthquake Engineering Research Center
Report No: EERC. 70 - 2, Feb. 1970.
- 8 — Y. Ohsaki : The Effect of local Soil Conditions on Earthquake Da-
mage. Proceedings, Soil Dynamics Specialty Sessions, 7 th International
Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Mexico City.
- 9 — H. Dezfulian : Effects of Soil Properties and Rock Motions on Res-
ponse of Soil Deposits,
Proc. 4 th Asian Regional Conf. Soil. Mech. Found. July. 1971 Bangkok.
Thailand.
- 10 — R. C. Bostrom - M. A. Sherif : A Microseismic zoning technique emp-
loying a base station.
Proc. First International Congress of the International Association of
Engineering Geology. Paris 1970.

Depreme Dayanıklı Köprü Yapımı

NEJAT BAYÜLKE *

İnş. Y. Müh.

ÖZET

Depreme dayanıklı köprü yapımında kaynak olabileceği düşünülen bu yazıda, depremlerin ve köprülerin dinamik özellikleri verilmekte, köprülerde rastlanan hasar şekillerinden bahsedilip, çeşitli ülkelerde depreme dayanıklı köprü yapımında kullanılan hesap usulleri ve inşaat detaylarından bahsedilmektedir.

SUMMARY

In this article which is intended as a reference in the construction of earthquake resistant bridges, the dynamic properties of earthquakes and bridges are mentioned. The earthquake damage to bridges and the earthquake resistant design and construction of several countries are explained.

GİRİŞ

Çeşitli ülkelerdeki depremlerde binalar yanında köprü gibi mühendislik yapılarında da hasarlar olduğu görülmektedir. Yurdumuzda şimdiye kadar olmuş depremlerde bu gibi mühendislik yapılarında önemli hasarlara pek rastlanılmamıştır. Bu nedenlerle yurdumuzda bu konu üzerine pek eğilmemiştir. Ancak bu tip yapılarında depremlere hazırlıklı olması gerekir. 1971 San - Fernando depreminden sonra Amerika Birleşik Devletlerinde köprü ve baraj gibi mühendislik yapılarında toplum hayatını etkileyen hasarlar olması karşısında yetkililer, Amerikan deprem mühendisliği teknolojisinin binalar kadar bu tip mühendislik yapılarının da depreme dayanıklılığı konusuna eğilimesi gereğini belirtmişlerdir.

Yurdumuzda da son 1971 Bingöl depreminde karayolu köprülerinde önemli hasarlar görülmüştür (6, 7). Gittikçe sayı-

(*) İmar ve İskân Bakanlığı Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı.

ları artan ve yurdun her tarafında yapılan köprü ve baraj gibi mühendislik yapılarının depreme dayanıklı inşaatı için gözönüne alınması gereken hususların incelenmesi ve bu tip yapıların projelendirilmesi sırasında deprem kuvvetlerinin de etkisi düşünülmalıdır. Bu yazıda köprülerin dinamik özellikleri, depremlerde köprülerde ne gibi hasarların oluşabileceği ve çeşitli ülkelerin yönetmeliklerine göre deprem karşısında ne gibi tedbirlerin alındığı incelenecektir.

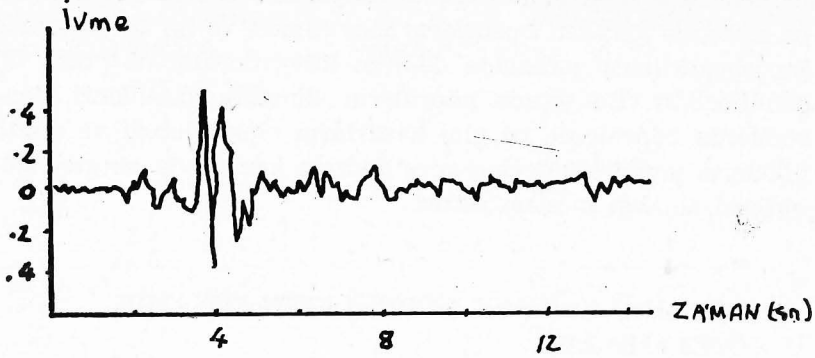
DEPREMLERİN VE KÖPRÜLERİN DİNAMİK ÖZELLİKLERİ

A) Depremler : Depremlerin oluş nedenleri üzerinde çeşitli teoriler vardır. Yer kabuğunda çeşitli nedenlerle oluşan enerji birikiminin ani olarak açığa çıkması sonucu meydana gelen elastik dalgaların yer kabuğu içinde yayılması geçtikleri ortamlarda titreşimlere sebep olmaktadır. Depremlerin tarifinde en çok kullanılan tanımlamalar depremin magnitudü ve şiddetidir. Magnitud depreme açığa çıkan enerjinin miktarına dayanan bir ölçektir. Şiddet ise depremin yapılar ve zeminde yaptığı hasarın mühendislik açısından ölçüsünü gösterir. Şiddet, hasarın subjektif bir ölçüsü olup belli bir yatay kuvvetin etkisi sonucu oluştuğu kabul edilip her bir şiddet derecesine göre belli limitler içinde bir yatay kuvvete karşılıktır. Böyle bir cetvel Tablo 1 de verilmektedir. Çok şiddetli depremlerde ivme kadar depremin süresi de etkilidir. Değerlerin belli bir bölge içinde olması zemin şartlarının deprem şiddeti üzerinde yapacağı farklılaşmayı gösterir.

TABLO I

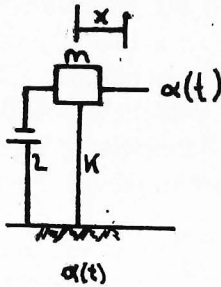
Şiddet	ivme (yer çekimi ivmesinin % si olarak)
VI	0.025 — 0.050
VII	0.05 — 0.10
VIII	0.10 — 0.20
IX	0.20 — 0.40
X	0.40 dan büyük
XI	»
XII	»

Depremlerde olan zemin hareketlerinin kayıtları şiddetli zemin hareketi ivmesi kaydeden akseleroğraflarla tesbit edilir.



Şekil 1 — 27 Haziran 1966 Parkfield depreminin N 39 W doğrultusunda ivme kaydı (10)

Böyle bir kayıt şekil (1)'de görülmektedir. Bu tip kayıtlar üzerinde yapılan en yaygın inceleme; zemin hareketinin spektrumunu çıkarmaktır. Spektrumun esası tek serbestlik dereceli çeşitli titreşim periyodu ve sönümü olan elastik sistemlerin, şekil (2), aynı şiddetli zemin hareketinin altında yaptıkları maksimum öteleme, hız ve ivme değerlerinin hesaplanmasıdır.



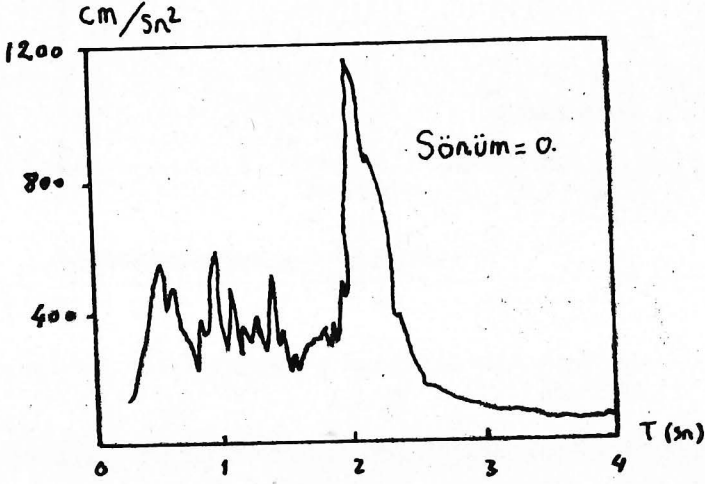
$$m\ddot{x} + n\dot{x} + kx = \alpha(t)$$

$$\ddot{x} + 2\omega_n\dot{x} + \omega_n^2x = \alpha(t) \cdot m$$

Şekil 2 — Tek serbestlik dereceli elastik sistem modeli

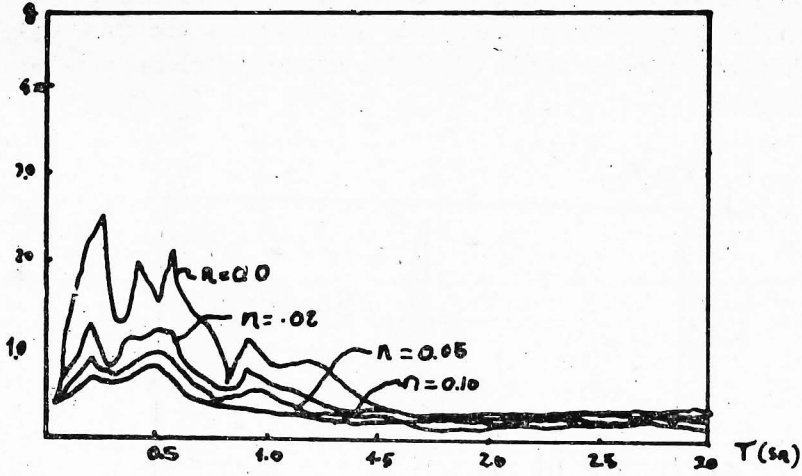
Bu değerler şekil (4)'deki gibi bir grafik halinde hazırlanır. Buradan da periyodu ve sönümü bilinen veya tahmin edilen bir sistemin adı geçen deprem zemin hareketi altında maruz kalacağı öteleme, hız ve ivme tesbit edilebilir. Bu değerler o yapıya deprem anında gelebilecek kuvvetlerin bir ölçüsü olur. Birden fazla serbestlik derecesi olan yapılarda ise çeşitli tit-

reşim şekillerinin (modlarının) uygun bir şekilde eklenmesi (mod süperpozisyonu) yapılarak, o yapıya deprem anında gelebilecek kuvvetler tesbit edilebilir, yapacağı ötelemeler hesaplanabilir.



Şekil 3 — Yumuşak zeminde ivme spektrumu (1)

Spektrumların en belli özelliği yapının periyodunun, yapıya gelen kuvvetler üzerinde büyük etkisi olduğunu belirtmesidir. Şekil (4)'de görüldüğü gibi 0.0 ile 0.8 saniye arasındaki periyotlarda ivme değerleri yüksek olmakta daha büyük periyotlarda azalmaktadır. Yapıda bulunan sönüm ne kadar az olursa olsun sisteme gelen tesisleri büyük ölçüde azaltmaktadır. Spektrumların kaydın alındığı zeminin dinamik özelliklerine bağlı olduğu son zamanlarda ortaya çıkmaktadır. Grafikte genliklerin büyük olduğu periyotlar zeminin hakim periyodu bölgesini verir. Şekil (4)'teki spektrum sağlam sayılan bir zemin üzerinde alınan bir deprem kaydından çıkarılmıştır. Zayıf sayılan bir zemin üzerinde alınan bir deprem kaydından çıkarılan bir spektrum ise şekil (3)'te görülmektedir. Burada genliklerin büyük olduğu nokta, 2.5 saniye civarındadır. Bu kayıt çok derin bir alüvyon tabakası üzerinde alınmıştır.



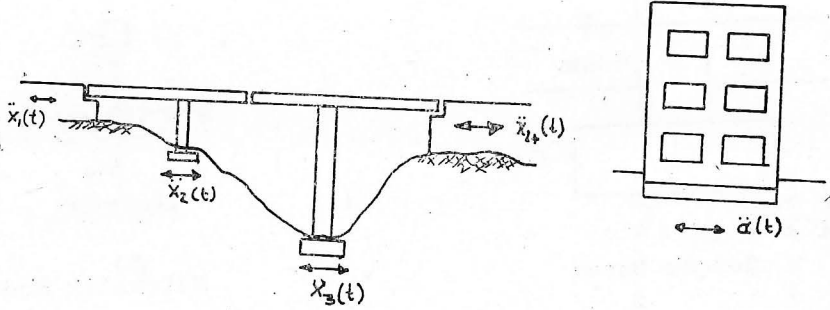
Şekil 4 — El Centro 1940 depreminin NS doğrultusundaki ivme kaydının spektrumu

Elastik olarak hesaplanmış bu spektrumlar yapılara pek büyük yatay kuvvetlerin gelebileceğini gösterir. Ancak depremlerde yapılan gözlemler $c = 0.10$ gibi düşük yatay kuvvetlere göre yapılan yapıların depremlerde yıkılmamaları karşısında, yapıların limit (elasto - plastik) deformasyonlar yaparak şiddetli depremleri atlattıkları sonucuna varılmıştır. Bu nedenle yapıların hafif depremlerde elastik sınırlar içinde kalması için $c = 0.10$ gibi katsayıların yeterli olduğu şiddetli depremlerde ise yapıya dahil olan elasto-plastik deplasman yapma kapasitesinin kullanılması ile emniyet sağlanabileceği halen depreme dayanıklı yapı felsefesinin esası olmaktadır.

B) Köprüler : Depremlerden dolayı yapılara gelen yüklerin, yapının titreşim periyoduna ve sönüm oranına bağlı olduğu belirtilmişti. Bu nedenle köprülerinde tabii titreşim periyodunu ve sönüm oranını bilmek gerekmektedir. Bunun arkasından da bu titreşimlerin hangi şekilde olacağını bilmesi gerekir. Burada incelenen köprüler genellikle karayollarında yapılan köprüler olacaktır.

Depremlerde oluşan zemin hareketleri, yapıların ve zeminin titreşim özelliklerinin farklı olması sonucu yapının zeminde farklı titreşimler yapması ve yapının ataletinde bu ha-

reketlere karşı koyması sonucu bir takım yatay ve düşey kuvvetlerin ortaya çıkmasına sebep olur. Şekil (5)'te gördüğümüz tipik bir köprüde deprem anında zemin hareketinden doğan titreşimler görülmektedir. Titreşimler köprü ayaklarında ve de köprü yaklaşım dolgularında oluşmaktadır. Köprüler birkaç temeli olan bir yapı gibi titreşim yaparlar, Cisimlerin titreşim özellikleri, onların kütleleri ve yük altında deformasyon yapma kapasiteleri (rijitlikleri)'ne bağlıdır. Şekil (5)'den görüleceği gibi, rijitlikleri ve ağırlıkları farklı olan köprü ayaklarının, yükseklikleri farklı yaklaşım dolgularının farklı periyotları dolayısı ile, aynı şiddetli zemin hareketi altında farklı ötemeler yapacakları ortaya çıkar. Yine bu ayakların farklı zeminler üzerinde olmasında onların değişik zemin hareketlerine maruz kalabileceklerini ortaya çıkaracaktır.



Şekil 5 — Zemin hareketinin köprü ve binalar üzerinde etkisi

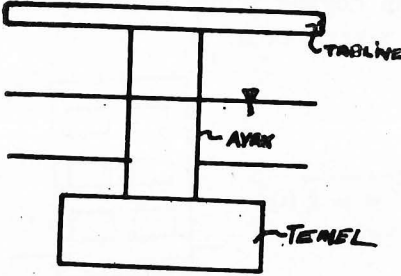
Köprü ayakları ve yaklaşım dolguları yatay ivmeler altında köprü eksenine dik veya paralel titreşimler yapabilir. Bu titreşimlerin biri daha önemli olur bu da köprüün taşıyıcı sistemine bağlıdır.

Ayakların yüksekliği 10.00 metreyi aşmayan köprüler genellikle rijid köprüler olmaktadır. Bu tip köprülerde köprü eksenine paralel doğrultudaki titreşimler önem kazanmaktadır.

Köprüün hakim titreşimlerinin yönünü köprü tabliyeside etkiler. Basit mesnetli tabliyenin köprüün her iki ucundan tesbit edilmediği hallerde yine köprü eksenine paralel titreşimler daha hakim olmaktadır. Mütemadi mesnetli ve köprü ayaklarına rijit bir şekilde bağlanmış veya tabliyenin köprüün her

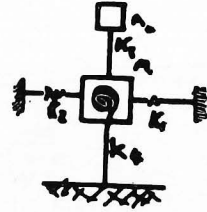
iki ucunda tesbit edildiği hallerde ise köprünün eksenine dik titreşimler daha hakim olmaktadır.

Şekil (5)'den görüldüğü gibi köprü titreşimi tamamen köprü ayaklarının hareketi sonucu olmaktadır. Bu da köprü ayaklarının titreşim özelliklerinin bilinmesini gerektirmektedir. Köprü ayaklarının titreşiminde ayağa oturan veya tabliyeden ayağa gelen ağırlıkta hesaba katılmaktadır. Köprü ayağının titreşiminin hesaplanmasında şekil (6)'daki gibi bir model alınrsa bu arada ayağın oturduğu zeminin özellikleride bu hesaba katılmaktadır. Bu konuda yapılan incelemelerden titreşim üzerinde en çok etkili olan noktanın, ayak temel tipi ve oturduğu zemin cinsi olduğu ortaya çıkmıştır.



(a)

Gerçek Durum



(b)

Matematik Model

Şekil 6 — Köprü ayağı ve tabliyesinin matematik modeli

Mesela zayıf bir zeminde yapılan bir derin temel ile sağlam zemin üzerindeki bir sathî temel hemen aynı özelliklere sahiptir.

Önemli köprülerde periyot hesabında hassas metodlar kullanılması gerekirken, yaklaşık olarak da bir değer veren formüller vardır.

Köprülerin sönümleri farklı olmaktadır. Genellikle çelik köprülerde sönüm daha düşük olmaktadır. Köprülerin sadece temel ayaklarında çok yüksek sönüm değerlerine raslanılmaktadır. Köprülerin sönümü kritik sönümün yüzde 0.5-2.0'si kadar olmaktadır. Binalarda ise sönüm, kritik sönümün yüzde 3.0-10.0'u kadar olabilmektedir.

Köprü periyotları ise yaklaşık olarak, ayak yüksekliği 10.00 metreden az olan köprülerde, 0.5 saniyenin çok altında, uzun ayaklı köprülerde ise periyotlar 0.5 saniyenin üstünde olmaktadır. Köprüler üzerinde yapılan periyot ölçmelerinde periyodun serbest açıklığın uzunluğuna ve ayak yüksekliğine bağlı olduğu ortaya çıkmaktadır. Çerçeve sistemli köprülerde köprü periyodu taşıyıcı çerçevenin periyoduna bağlı olmaktadır.

KÖPRÜLERDE GÖRÜLEN DEPREM HASARLARI

Köprülerde oluşan deprem hasarları çeşitli şekillerde ortaya çıkmaktadır. Bu arada köprünün bir parçası olan yaklaşım dolguları da köprüdeki hasara etkili olmaktadır. Çeşitli depremlerde olan hasarların incelenmesi sonucu genellikle belli hasar tiplerine raslanılmakta ve hasarın nitelikleri aynı zamanda depremin şiddeti ve süresi hakkında bir fikir verebilmektedir. Köprülerde rastlanan hasar, yaklaşım dolgusu, tabliye ve köprü ayağı olarak ayrı ayrı incelenebilir.

A) Yaklaşım Dolgusunda Rastlanan Hasar Şekilleri :

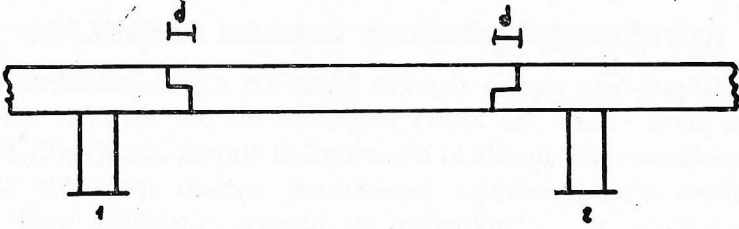
Zemin üzerinde yapılmış bir toprak yapı olan bu dolgunun deprem sırasında atalet kuvvetlerine maruz kalması ve de ötelemeler yapması sonucu köprünün genel davranışına etkili olması beklenir. Dolgunun deprem sırasında kesme taşıma gücünün azalması veya kaybolması sonucu sıvılaşması çatlaklara uğraması veya yayılması çok defa görülmüştür. Yaklaşım dolgusunun toprak itkisi sonucu kenar ayak duvarlarının yıkılması mümkündür. Yine dolgunun itmesi kenar ayaklarda dönme olmasına ve tabliyenin hasar görmesine sebep olabilir. Köprü kenar ayak kanat duvarlarının hareketi sonucu ortadaki yaklaşım dolgusunda çatlama olabilir. Yaklaşım dolgusunun bu şekilde yayılması sonucu köprü yaklaşım ayakları dolgudan yukarıda kalacak ve köprü fonksiyonunu sağlayamayacaktır. Bu tip hasar 1971 San-Fernando depreminde görülmüştür. (1).

B) Tabliyede Olan Hasar Şekilleri :

Köprülerin bu bölümünde en çok raslanan hasar şekli tabliyenin ayaklara yeterli bir şekilde tesbit edilmemesinden do-

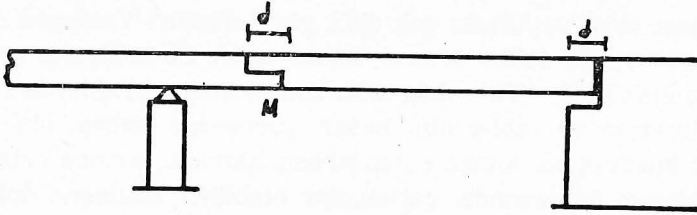
layı düşmesidir. Bu, köprü eksenine dik olabileceği gibi köprü eksenini doğrultusunda da olabilir.

Bilhassa şekil (7)'deki gibi gerber mafsallı köprülerde her iki ucu mafsallı açıklık tabliyelerinde d mesafesinin yeterli olmaması ve 1 ve 2 nolu ayakların farklı titreşimler yapmaları sonucu orta tabliyenin düşmesi ihtimali vardır. Bu tip hasara son San - Fernando 1971 depreminde raslanılmıştır. Tabliyesi mütemedi olan köprülerde bu tip hasara raslanılmamaktadır.



Şekil 7 — Gerber kirişli köprülerde «d» mesafesi

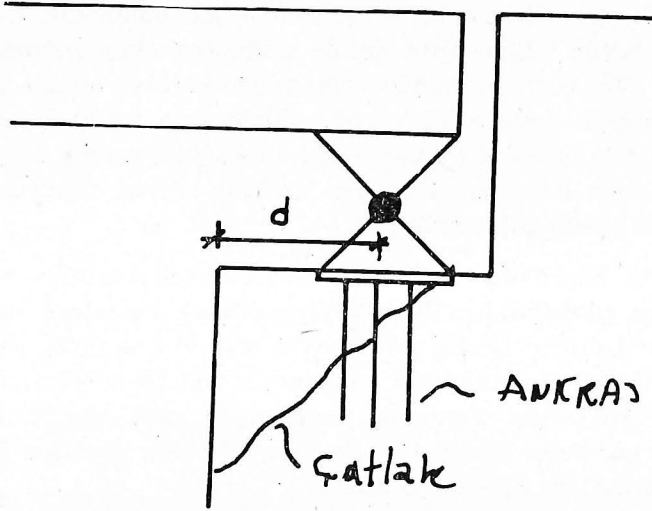
Buna benzer bir hasar kenar ayaklarda da olabilir. Şekil (8) deki gibi, kenar ayağa kayıcı mesnet olarak oturan bir tabliyede, köprü'nün ve dolgu - kenar ayak sisteminin farklı ötelemeler yapması ve mesnet üzerinde kayma için yeterli d mesafesinin olmaması da tabliyenin düşmesine sebep olabilir. M mafsalının olmaması halinde hasar, tabliyenin orta ayağa yakın bir yerden eğilme ile kırılması şeklinde olabilir.



Şekil 8 — Kenar ayaklar için d mesafesi

Yine tabliyelerdeki hasarlar arasında tabliyenin köprü eksenine paralel hareketi sonucu gayet narin köprü korkuluklarının burkulması, köprü tabliyesinde bulunan derzlerde ezilmelerin olması, tabliyenin hareketi sonucu mesnetten kopması veya mesnetteki ankrajın yeterli olmadığı hallerde mesnette çatlamlar veya aderans yokluğu nedeni ile donatının beton-

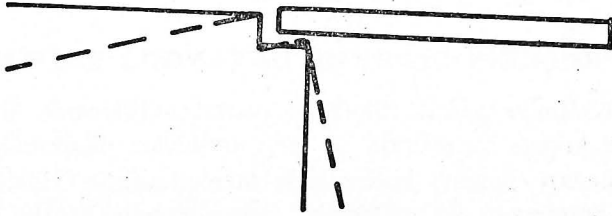
dan ayrılması gibi hasarlar görülebilir. Şekil (9). Tabliyenin yaptığı öteleme de kenar ayak duvarlarının veya dolgusunun hasarına sebep olabilir.



Şekil 9 — Kenar ayak mesnetlerinde hasar şekilleri

C) Köprü Ayaklarında Görülen Hasarlar

Köprü ayaklarında oluşan hasarların başında, köprü ayağının bir bütün olarak kayması veya dönmesi sonucu yapının diğer bölümlerinde de hasarlara yol açması, gelmektedir. Yine ayağın oturduğu zeminin sıvılaşması sonucu ayağın yıkılması, dönmesi ve oturması olabilir. Tabliyenin ötelemesi sonucu kenar ayaklarda dönme, çökme ve oturmalar beklenebilir. Şekil (10).



Şekil 10 — Kenar ayak dönmesi sonucu hasar

Deprem odak noktasına yakın bölgelerde yatay kuvvetler yanında çok büyük düşey deprem kuvvetleri de oluşabilir. Bunun sonucu olarak rijit çerçeve ayaklı köprülerde taşıyıcı sistemin ek düşey kuvvetler sonucu yıkılması görülebilir. Bu tip hasar 1971 San - Fernando depreminde tesbit edilmiştir. Böyle bir hasar bütün tabliye sistemini de kullanılmaz hale getirecektir. Yine 1971 San - Fernando depreminde çerçeve ayaklı köprülerde değişik açıklıktaki köprü bölümlerinin farklı dinamik özellikleri dolayısı ile yaptıkları farklı ötelemeler sonucu tek bir çerçeve ayağa diğer iki yanından mafsallı olarak tabliyelerle oturan bir bölüm çökmüştür.

Çapraz köprülerde genellikle depremlerde burulma etkileri ortaya çıkmaktadır. Eğer tabliye yüksek kolonlara sahip çerçeveler üzerinde ise bu çerçevelerin mafsallı mesnetli yapılması gerektiği, aksi takdirde kolonlarda şiddetli burulma olacağı yine 1971 San - Fernando depreminde görülmüştür. Bilhassa üst geçitlerde görülen bu tip karayolu köprülerinden çapraz olanlarına sık raslanılmaktadır.

Ayakları yüksek ve narin olan köprülerde (çelik veya betonarme kolonlu), ayakların yapacakları ötelemelerde büyük olduğundan, tabliyelerde büyük ötelemeler yapacaklar ve mafsallı mesnetlerde bindirme boylarının yeterli olması veya tabliye elemanlarının birbirlerine yeterli genişleme derzlerine sahip bir şekilde bağlanması gerekecektir.

Kazık temeller üzerinde oturan kenar ve orta ayaklarda kazık başlarının rijit ve de zeminin genellikle zayıf olması ve deprem anında ek bir zayıflama daha olması sonucu kazık başı ayak - temel birleşim yerlerinde plastik mafsallaşmanın oluşabileceği gözönüne alınmalıdır. Bu tip hasar 1964 Niigata depreminde görülmüştür (3).

KÖPRÜLERİN DEPREME DAYANIKLI YAPILMASI

Bu bölümde çeşitli ülkelerin yönetmeliklerinde depreme dayanıklı köprü inşaatında ne gibi tedbirler düşünüldüğü ve ne gibi hesap esasları kullanıldığı incelenecektir. Basit karayolu ve demiryolu köprülerinin hesaplarında statik katsayı metodu genellikle çok uygulanan bir metod olmaktadır. Bu-

rada kullanılan katsayının büyüklüğü, ülkenin sismik durumunun bir ölçüsü olmaktadır.

A) Deprem Kuvvetlerinin Tesbiti

Bu kuvvetler, yapının ataletinden doğan kuvvetler olacağı gibi toprak itkisinde ve hidrostatik basınçta deprem dolayısı ile olan artışlarda olabilir.

1 — Zemin hareketinden oluşan atalet kuvvetleri : Bu kuvvet yapı ağırlığı ile orantılı bir değer taşır. Genellikle bir katsayı seçilip bu yapının ağırlığı ile çarpılarak yatay kuvvet tesbit edilmektedir. Bu katsayı yapının özellikleri, üzerinde bulunduğu zemin cinsi ve bölgenin genel deprem durumuna bağlı olmaktadır. Mesela 1968 Japon Demiryolları Yönetmeliği (3), Japonyayı sismik duruma göre iki bölgeye ayırmakta ve buralarda 0.20 ve 0.15 gibi bir bölge katsayısı kullanılmasını öngörmektedir. Çeşitli zeminlere göre bu katsayı 0.8 ile 1.2 arasında değişen faktörlerle çarpılmaktadır. Ayrıca 0.9 ile 1.1 arasında değişen bir önem faktörü de bulunmaktadır. Hesaplarda kullanılan deprem katsayısı 0.264 ile 0.108 arasında olmaktadır. Bu yönetmelik eğer köprü ayağı 10.00 metreden yüksek olursa bu şekilde bulunan katsayının, her fazla 1.0 metre için, 0.01 artırılmasını istemektedir. Japon Karayolları Cemiyetinin 1964 Yönetmeliğine göre (3), çeşitli zemin ve sismik faaliyet durumuna göre 0.10 ile 0.35 arasında değişen yatay kuvvet katsayıları kullanılmaktadır. Japon Ulusal Karayolları Kurumu 1962 Yönetmeliği (3) ise, yine köprü ayağının yüksek olması halinde deprem katsayısının daha yüksek alınmasının gerektiğini belirtmektedir.

Japon Karayolları Cemiyetinin 1971 de yayınlanmış yeni Yönetmeliğine göre (2) yapıya gelen deprem kuvveti iki ayrı metoda göre hesaplanmaktadır. Birinci metoda göre deprem katsayısı $kh = v_1 v_2 v_3 K_0$

olarak verilmektedir. v_1 deprem bölgesi katsayısı olup, 1.0 ile 0.7 arasında v_2 zemin faktörü 0.9 ile 1.2 arasında değişir. v_3 ise 1.0 ile 0.8 arasında değişen bir önem faktörüdür. $K_0 = 0.20$ kabul edilmiş bir standart deprem yatay kuvvet katsayısıdır. Yapıda kullanılacak deprem yatay kuvvet katsa-

yısı, 0.24 ile 0.10 arasında değişmektedir. İkinci metoda göre yukarıda bulunan K_h katsayısı köprünün dinamik özellikleri (tabii titreşim periyodu)'ne dayanan bir dinamik katsayı ile değiştirilmektedir. Köprünün titreşim periyodu

$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{0.3 W_p + W_u}{3 EI g}} \cdot h^3$$

W_p = ayak ağırlığı

h = ayak yüksekliği

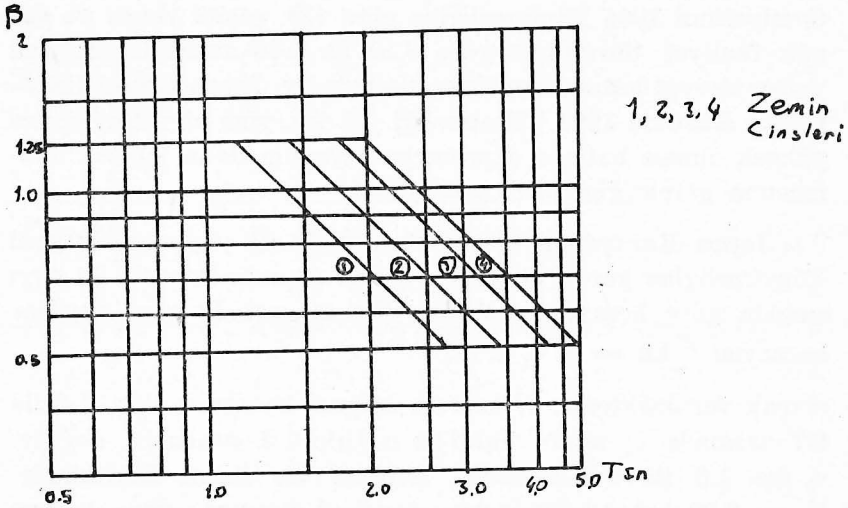
g = yer çekimi ivmesi

EI = ayağın elastik katsayısı

W_u = ayak tarafından taşınan tabliye bölümünün ağırlığı

dır.

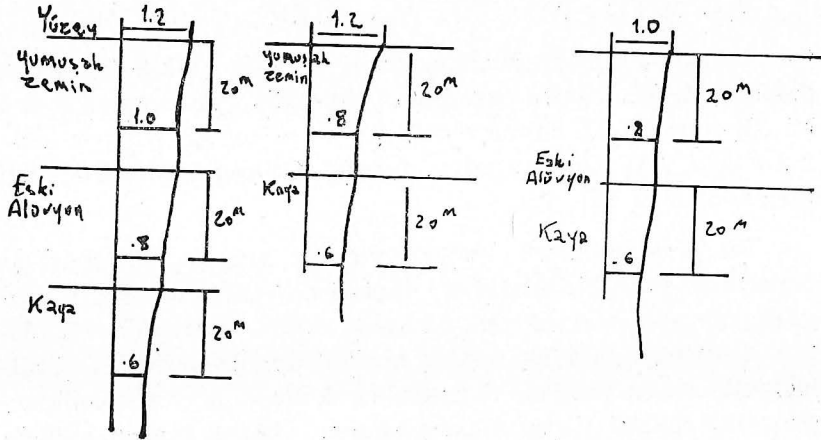
Titreşim periyodunun 0.5 saniyeden küçük olması halinde dinamik faktör uygulanmamaktadır. Periyodun daha büyük olması halinde Şekil (11) de görülen katsayı uygulanmaktadır. Daha önce de belirtildiği gibi periyodu 0.5 saniyeden büyük olan köprüler genellikle yüksek ayaklı, esnek ve öteleme kapasitesi yüksek köprüler olmaktadır. Bunların projelendirilmesi problemler çıkarmaktadır. Dinamik katsayı çeşitli zeminlere göre 0.5 saniye ile 1.1 ve 2.0 saniye arasındaki bölgede



Şekil 11 — Japon Karayolları Cemiyeti 1971 Yönetmeliğine göre zemin faktörünün değişmesi

arttırılmakta daha sonra da azaltılmaktadır. Bu dinamik özelliklere göre yatay kuvvetlerde yüzde 25'e kadar bir artış olmaktadır.

Yine Japon Demiryolları 1968 Yönetmeliği, zemin içindeki temel, kazık ve diğer yapılara gelen deprem kuvvetlerinin zemin cinslerine göre zeminde kullanılan deprem katsayısının bir faktörle değiştirilmesini istemektedir (Şekil 12).



Şekil 12 — Japon Demiryolları 1968 Yönetmeliğine göre yatay kuvvet katsayısının zemin içinde değişmesi

1966 Hindistan Deprem Yönetmeliğine göre (4) çeşitli zemin ve deprem bölgesine göre 0.12 ile 0.01 arasında değişen deprem katsayıları öngörülmektedir.

Amerikan AASHO Yönetmeliği köprünün temel tipine göre üç katsayı vermektedir. Bu katsayılar 0.02 ile 0.06 arasında değişmektedir. 0.06 kazık temelli köprüler, 0.02 ise taşıma gücü 40 ton/m² nin üstünde olan zeminler için kullanılmaktadır.

Kalifornia Eyaleti Karayollarının 1966 Yönetmeliği ise yapının dinamik özelliklerini gözönünde tutan SEAOC ve UBC Yönetmeliklerine (9) benzer bir metod kullanmaktadır. Bu yönetmeliğe göre yapı periyodu,

$$T = 0.32 \sqrt{W/P}$$

W = ağırlık

P = birim deformasyon yaptıran yük.

formülüne göre hesaplanmakta, deprem katsayısı da

$$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}}$$

formülünden çıkarılmaktadır. C katsayısı 0.10 dan büyük olmamaktadır. Yapıya gelen kuvvet hesaplanırken

$$V = K \cdot C \cdot W$$

formülü kullanılmaktadır. Burada $K = 1.33, 1.00, 0.67$, olarak değişmektedir. Köprü ayağının yükseklik / en oranı 2.5 dan küçük olursa 1.33, büyük olursa 1.0 ve mütemadi çerçeve köprüler için 0.67 alınmaktadır. Ancak KC değeri de 0.02 den küçük olamaz (5).

Bu yönetmeliklerin karşılaştırılması sonucunda, Japon ve Amerikan yönetmeliklerinin, köprülerin titreşim özelliklerini gözönüne alan bir yaklaşık dinamik metod uyguladığı, Hindistan Yönetmeliğinin ise, statik bir katsayı ile yetindiği görülmektedir. Öte yandan Japonya'da kullanılan yönetmelikler, genellikle köprü titreşim periyodunun yüksek olması halinde deprem katsayısını artırırken, Amerikan tatbikatında bu katsayı azaltılmaktadır. Japonya'da zemin faktörünün bu derece önemle ele alınması uzun periyodlu köprü ve zeminlerde rezonans olayından kaçınma amacı gütmektedir. Genellikle daha sağlam zeminlere raslanan Amerika'da, zemin problemi üzerinde az durulmaktadır. Zayıf zeminlerin hakim titreşim periyodlarının uzun olması, Japonya'da uzun periyotlu köprülerin yüksek katsayılar kullanılarak daha rijit ve dolayısı ile kısa periyotlu hale getirilerek rezonans olayından uzaklaştırılması sağlanmaktadır. Amerikan yönetmeliği ise rijit yapıların daha yüksek kuvvetlere maruz kalacağı prensibinden giderek onların hesabında yüksek K katsayıları istemektedir. Bir zemin ayrımı yapılmamaktadır.

2 — Deprem Dolayısı ile Toprak İtkisinde Olan Artış :

Köprü ayaklarının zeminlerle temas eden yerlerinde, yaklaşım dolgularında ve kenar ayaklarda deprem dolayısı ile toprak it-

kisinin artması sonucu ortaya çıkan durumunda yapının hesabında ele alınması gerekir.

Japon Demiryolları 1968 Yönetmeliğinde (3), kumlu zeminlerde aktif toprak basıncının, deprem anında Coulomb teorisine dayanan Mononobe formülü ile hesaplanması istenmektedir. Bu metoda göre :

$$P_e = K_{AE} (1 - K_v) \left[\gamma h + q \frac{\cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} \right]$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \delta - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cos(\delta + \alpha + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \alpha + \theta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

Bu denklemlerde,

P_e = Deprem anında aktif toprak basıncı

K_{AE} = Sismik aktif toprak itkisi katsayısı

γ = Toprak birim ağırlığı (t/m^3)

h = Düşey mesafe (m)

ϕ = İç sürtünme açısı (derece)

δ = Toprak ile duvar arasında sürtünme açısı (derece)

β = Duvar üstündeki zeminin yatay düzlem ile yaptığı açı (derece)

α = Duvar arka yüzünün düşey düzlem ile yaptığı açı (derece)

q = Duvarın arkasındaki zemin üstündeki eşit yayılı yük (t/m^2)

$\theta = \tan^{-1} K_h / 1 - K_v$

K_h = Deprem yatay yük katsayısı

K_v = Deprem düşey yük katsayısı

Yine aynı yönetmeliğe göre kohezif zeminlerde aktif toprak itkisi hesabında kohezyon etkisi de dikkate alınacaktır.

Japon Karayolları Kamu Korporasyonu 1962 Yönetmeliğinde (3) aktif toprak basıncı hesabında Rankine teorisi kullanılması istenirken, kumlu zeminlerde

$$P = (1 + K_h) \gamma \cdot K_a \cdot h$$

$$K_a = \tan^2 (45 - \phi/2)$$

$$\gamma = \text{birim ağırlık}$$

$$h = \text{yükseklik}$$

K_h = deprem yatay yük katsayısı
ve killi zeminlerde ise

$$P_a = (1 + K_h) (\gamma K_a h - 2 C \sqrt{K_a})$$

$$C = \text{kohezyon (t/m}^2\text{)}$$

formüllerinin kullanılması öngörülmektedir.

Pasif toprak basıncının deprem anında hesabı için Japon Demiryolları 1968 Yönetmeliği (3) :

$$P = \gamma \cdot h [K + (K_{AE} - K_a)]$$

$$P = \text{pasif toprak basıncı}$$

$$K_{AE} = \text{sismik aktif toprak itkisi katsayısı } (\delta = 0 \text{ kabul edilerek)}$$

$$K_a = \text{Coulomb aktif toprak basıncı katsayısı } (\delta = 0 \text{ kabul edilerek)}$$

K = pasif toprak itkisi katsayısı
formülünü verir.

Hindistan yönetmeliğinin köprüler bölümünde toprak itki si konusunda bir açıklık olmamakla beraber, yönetmelikte istinat duvarları için verilen hükümler Japon Yönetmeliklerine benzemektedir (4).

İmar ve İskan Bakanlığınca yayınlanmış «Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkındaki Yönetmelik» te (12), deprem anında toprak itkisinin hesaplanması için, deprem bölgelerine göre, iç sürtünme açısının 6° ile 4° derece kadar azaltılması istenir ki bu hüküm köprülerde de uygulanabilir.

3 — Deprem Dolayısı ile Hidrostatik Basıncıta Olan Artış:

Statik su basıncı yanında depremin etkisi ile su kütesinin yapacağı ek basıncın da ele alınması çeşitli ülkelerin yönetmeliklerinde verilmektedir. Japon Demiryolları 1968 Yönetmeliği (3), bir takım detaylı formüller kullanılmasını, Japon Karayolları 1966 yönetmeliği ise daha yaklaşık ve basit formüller tavsiye etmektedir (3). Japon Karayolları Cemiyetinin 1971 Yönetmeliğinde verilen formül aşağıdaki gibidir (2).

$$P = \frac{5}{12} k_h \gamma_w b h^2$$

Bu formül duvarlar için olup, yükün, duvarın tabanından su seviyesi yüksekliği mesafesinin orta noktasından, etkilediği kabul edilmektedir.

$$P = 3/4 k_h \gamma_w b^2 h \left(1 - \frac{b}{4h}\right) ; b/h \leq 2$$

$$P = 3/8 k_h \gamma_w b^2 h ; b/h > 2$$

h = su derinliği

b = ayak ortalama genişliği

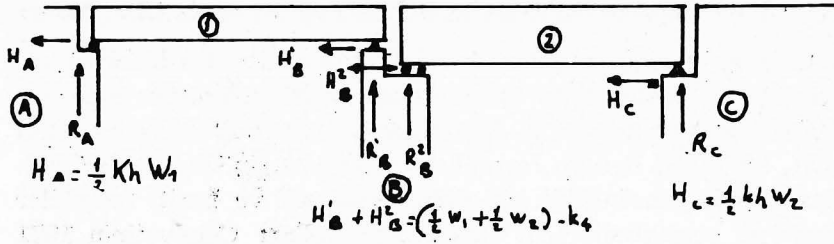
k_h = deprem katsayısı

γ_w = suyun birim ağırlığı

formülleri ise köprü ayakları için verilmektedir.

Hindistan 1966 deprem yönetmeliği de köprü ayaklarında hidrodinamik basıncın hesaplanmasını ister (4). Bu metoda göre, köprü ayağını içine alan hayali bir silindirin yarı çapının suyun derinliğine oranına dayanan bir faktörle, bu hayali silindir içindeki suyun ağırlığının deprem katsayısı ile çarpılmasından elde edilen kuvvet, hidrodinamik basınç olarak kabul edilmektedir.

4 — Tabliyeden Ayaklara Gelen Yükler : Japon ve Hindistan Yönetmeliklerinde bu kuvvetlerin ne şekilde ayaklara aktarıldığı Şekil (13) de verilmektedir.



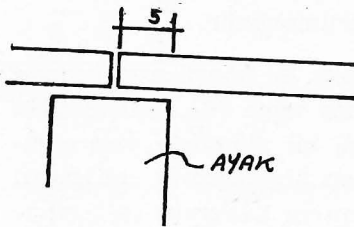
Şekil 13 — Tabliyeden ayaklara gelen yüklerin dağılışı

B) Köprülerin Depreme Dayanıklılığını Arttırıcı Detaylar

1 — Tabliyelerde : Köprülere depremden dolayı gelen kuvvetler yanında bir takım konstrüktif detaylara da dikkat edilmesi gereği, köprü elemanlarının gelen yatay kuvvetler altında yapacakları ötelemelere dayanabilmeleri amacını gütmektedir. Daha önce de belirtildiği gibi bu tip ötelemeler sonucu köprü tabliyesinin mesnetten düşmesine sık raslanılmaktadır.

Hindistan Yönetmeliği, köprü tabliyelerinin mesnetlerden veya bir birine eklendiği yerlerden koparak düşmesi ihtimaline karşı, tedbir alınması gereğine işaret eder.

Japon Yönetmeliklerinde bu konuda çeşitli hükümler bulunmaktadır. Mesela, bir tabliyenin oturduğu mesnette tabliye sonu ile mesnet ucu arasında Şekil (14) deki kadar en az mesafe bırakılması istenmektedir.



$$S = 20 + 0.5L \text{ (cm)} \quad L \geq 100$$

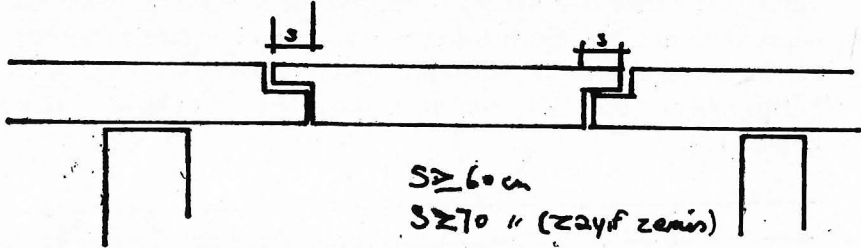
$$S = 30 + 0.4L \text{ (cm)} \quad L \geq 100$$

$$L = \text{açıklık (m.)}$$

$$S \geq 35 \text{ cm}$$

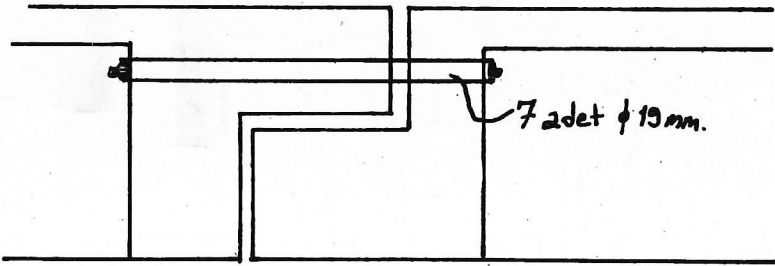
Şekil 14 — Japon Yönetmeliğine göre gerekli s mesafesi

Kirişlere oturan kirişlerde (Gerber Kirişli köprüler) S mesafesinin Şekil (15) deki gibi olması yine Japon Yönetmeliklerinde bulunmaktadır.



Şekil 15 — Japon Yönetmeliğine göre gerber kirişler için s mesafesi

Japon Yönetmelikleri mesnetler veya birbiri üzerine oturan tabliyelerin veya kirişlerin birbirine bağlanması gereğini kabul etmektedir. Bu bağlantılar köprünün normal yükler altında davranışına etki etmeyen, fakat deprem anında faaliyete geçen cinsten olmaktadır. Böylece köprü ayaklarının yapacağı ötelemeler sonucu tabliyelerin düşmesini önlemek mümkün olacaktır. Tabliyelerin oturduğu ayakların farklı hareketler yapması sonucu tabliye düşmesi olabilir. Şekil (16) da böyle bir bağlantı detayı görülmektedir.

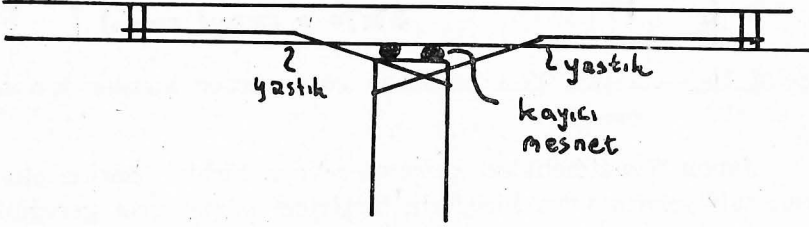


Şekil 16 — Tabliye elemanlarının birbirine tesbiti

Mesela San - Fernando, 1971 depreminde, bu şekilde bir bağlamada kullanılan 3 adet ϕ 38 mm çapında çelik çubuklar yetersiz kalmış ve tabliyenin düşmesi önlenememiştir (1).

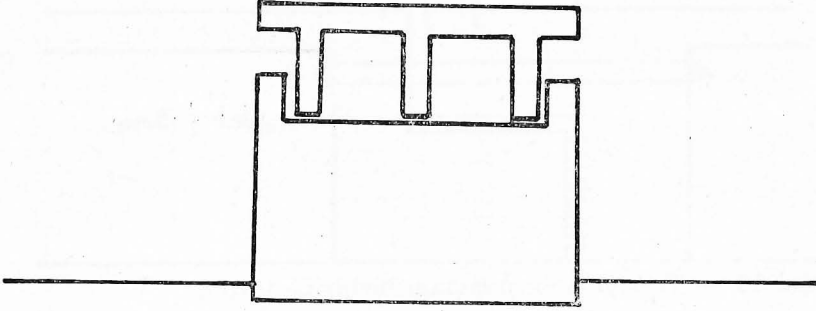
Köprü tabliyesinin mütemadi olduğu hallerde bu tabliyenin ötelemelerini azaltmak veya önlemek için çeşitli metodlar uygulanmaktadır. Bunlardan biri tabliyenin bütün yatay ötelemesini karşılayacak bir kenar ayak yaparak bu ayağı ötelemeden doğacak bütün yatay kuvvetleri alabilecek şekilde hesaplamaktır. Bu metod Japonya'da uygulanmaktadır (8). Bir diğer yol ise mütemadi tabliye olarak ayaklara oturan tabliyeyi yüksek mukavemetli çelik çubuklarla mesnetlere bağla-

maktır. Bu çubuklar deprem olmadığı zaman yük almamakta, deprem anında ise köprü tabliyesinin hareketini azaltmaktadır. Bu bağlantı tabliyenin oturduğu bütün ayaklarda olmakta ve bütün ayaklar eşit miktarda yatay yüke karşı koymaktadırlar. Şekil (17).



Şekil 17 — Kirişlerin ayaklara tesbiti

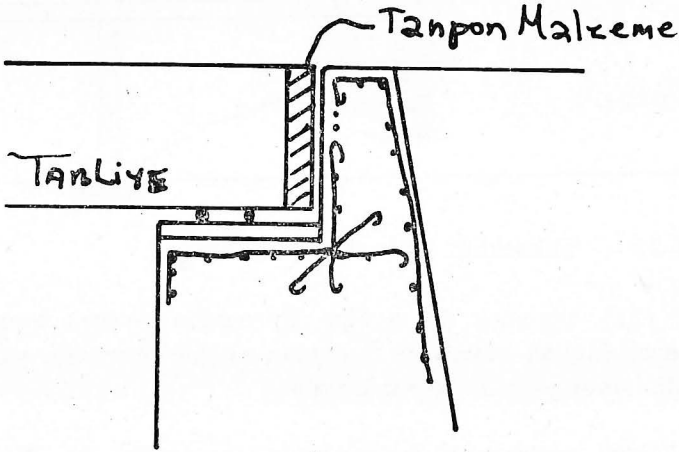
Köprülerin eksenine paralel doğrultuda olan bu tip ötelemelerin yanında köprü eksenine dik doğrultuda olabilecek ötelemeler sonucu da köprü tabliyesinin düşmesi ihtimali vardır. Ayaklara enine doğrultuda kesme takozları koymak bir karşı tedbir olarak kullanılmaktadır. Şekil (18).



Şekil 18 — Köprü eksenine dik doğrultudaki ötelemelere karşı takoz detayı

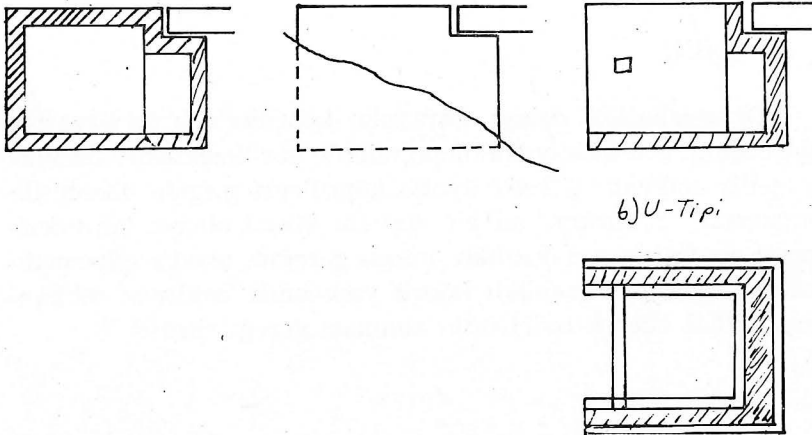
2 — Köprü Ayaklarında : Köprü kenar ayaklarında dik-kat edilecek nokta deprem sırasında toprak basıncında olacak artışlar sonucu, kenar ayağın ötelenmesi veya yıkılmasını önlemektir. 1971 Bingöl depreminde kenar ayaklarda bu tip hasarlar görülmüştü (6). Böyle bir olay sırasında kenar ayakların dönmesi ve bunun sonucu açıklıktaki tabliyenin itilmesi hatta düşmesi, tabliyenin itilerek kenar ayak mesnet takozunu kırmasına raslanılmaktadır. Çapraz olan kenar ayaklarda du-

rum daha da kritik olmaktadır. Bunu önlemek için, kenar ayak parapet duvarının Şekil (19) da görüldüğü gibi yapılarak, deprem anında oluşacak kuvvetlerin kenar ayak parapet duvarının, tabliyenin köprü eksenine doğrultusunda ötelemelerine karşı koyması sağlanmalıdır. Arada bırakılacak mesafenin deprem anında olacak darbeyi karşılayacak bir madde ile doldurulması gerekir.



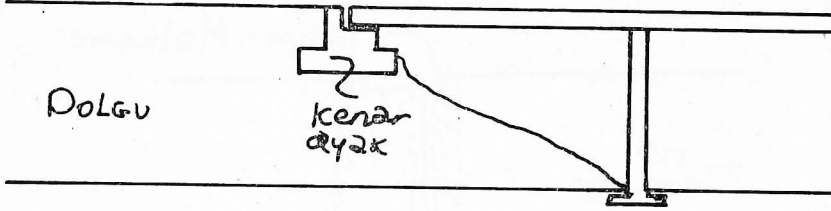
Şekil 19 — Depreme dayanıklı kenar ayak parapet duvarı yapımı

Kenar ayakların deprem anındaki toprak basıncından dolayı dönme ve kaymasını önlemek için, kenar ayaklar geniş temeller üzerine oturtularak zemine aktarılan yüklerin daha



Şekil 20 — Kutu ve U - tipi kenara ayak detayları

geniş bir alana yayılması sağlanmalıdır. Bunun için kutu veya U tipi kenar ayaklar kullanmak ve kenar ayakları mutlaka betonarme yapmak doğru bir yol olmaktadır Şekil (20). Kenar ayaklara gelecek toprak basıncını azaltmak için kenar ayak yüksekliğinin az olması tercih edilmelidir. Bunu sağlamak için de, kenar ayak yüksekliği az olacak köprü yaklaşımları seçmek de bir çözüm yolu olacaktır. Küçük bir kenar ayak,



Şekil 21 — Yüksekliği az kenar ayak detayı

Şekil (21), yaparak da, ayağa depremden gelecek toprak itkisi azaltılabilir. Ancak bu durumda ayağın oturduğu yamacın stabilitesinin yeterli olması gerekir.

Köprü ayaklarının taş, tuğla ve beton kargir olarak yapılması mahzurludur. Mutlaka betonarme yapılmalı, büyük kesitli, donatı oranı düşük köprü ayakları ise ancak sağlam zeminler üzerinde yapılmalıdır. Bu tip ayakların ölü yüklerinin büyük olması dolayısı ile zayıf zeminlerde uygun olamayacağı düşünülmelidir.

SONUÇ

Depremlerden dolayı karayolu köprülerinde de hasarlar olduğu çeşitli ülkelerdeki depremlerde görülmektedir. Özellikle geniş açıklıklı, yüksek ayaklı köprülerin gitgide ülkemizde yayılması ve Türkiye'nin bir deprem ülkesi olması köprülerimizin de depreme dayanıklı olması gereğini ortaya çıkarmaktadır. Depreme dayanıklı köprü yapımında beklenen tehlikelere dikkat ederek tedbirlerin alınması gereği vardır.

KAYNAKLAR

- 1 — Arthur L., Elliott «The San - Fernando Earthquake : A Lesson in Highway and Bridge Design» Civil Engineering ASCE September 1972
- 2 — Japan Road Association «Specifications for Earthquake Resistant Design of Highway Bridges» English Translation Jan. 1972 Tokyo - Japan.
- 3 — Japan Society of Civil Engineers «Earthquake Resistant Design for Civil Engineering Structures, Earth Structures and Foundations in Japan» Tokyo 1968
- 4 — Earthquake Resistant Regulations, A World List «Indian Standard : Criteria for Earthquake Resistant Design of Structures IS 1893 - 1966» International Association for Earthquake Engineering November 1970 Tokyo - Japan
- 5 — Tadayoshi Okubo «Damage of Bridges caused by San Fernando Earthquake» Conference notes at IISEE 1972 Tokyo - Japan
- 6 — Hulki Uyar «Bingöl Depreminde Hasar Gören Göynük Köprüsü ve Onarım Çalışmaları» Karayolları Genel Müdürlüğü Ankara 1972
- 7 — Deprem Araştırma Enstitüsü «22.5.1971 Bingöl Depremi Raporu» İmar ve İskan Bakanlığı Ankara Şubat 1972
- 8 — Koichi Tamura «Earthquake Resistant Design of Railway Structures» Parmanent Way No. 48, Japan Railway Civil Engineering Association Tokyo, February 1972
- 9 — International Conference of Building Officials «Uniform Building Code» Vol. 1, 1970 Edition
- 10 — Housner, G. W. and M. D. Trifunac «Analysis of Accelograms, Parkfield Earthquake» Bull. Seis. Soc. Am. Vol. 57 No. 6 1967
- 11 — Esteva, L., O. A. Rascon, A. Gaudierraz «Lessons from Some Recent Earthquakes in Latin America» Proceedings of 4th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile 1969.
- 12 — İmar ve İskan Bakanlığı «Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik». Ankara. 1968

Japonya'da Uygulanan Mikro - Bölgeleme Metodları

Yazan :
Yorihiko Ohisaki *

Çeviren :
Sinan GENÇOĞLU **

Japonya'da deprem nedeniyle olan hasarlardaki lokal farklılıkları belirleyen ilk donenin tarihi 18 inci asrın başlarına rastlamaktadır. Küçük yerleşme ünitelerinde bile sık sık karşılaşılan durumlarla deprem hasarındaki farklılıklar izlenilmektedir. Ayrıca zemin şartlarıyla, hasar oranı arasındaki karşılıklı ilişkiler de araştırılmaktadır. Bu konuda yapılmış birçok çalışmaların karakteristik birkaçından burada bahsedilecektir (1, 2).

Şekil 1., 1944 Tonankai Depreminde Shizuoka bölgesinde, Shimizu şehrinde ahşap yapılardaki hasarın dağılımını göstermektedir. Oldukça derin, gevşek malzemelerin bulunduğu nehrin ağzındaki yerleşme bölgelerinde, yapıların takriben %80 i hasar görmüştür (3). Şekil 2 de, Nagoya şehrinin güney kısımlarında aynı deprem nedeniyle ahşap yapılarda olan hasar oranının %20 yi aştığı zon, taralı olarak gösterilmiştir. Ayrıca bu sahalarda yapılmış standart penetrasyon testlerinde, yüzeyden itibaren 10 m. derinliğe kadar olan kısımlarda küçük N değerleri bulunulmuştur (4). Şekil 3, Nakamura'da 1946 Nankaido Depremi nedeniyle ahşap yapılarda görülen hasarın dağılımını göstermektedir. Ağır ve hafif hasarlı bölgeleri ayıran sınır net bir şekilde görülmektedir (5). Şekil 4 de, 1923 Kanto Depremi nedeniyle olan hasar oranı Tokyo'nun her bir semti için verilmektedir. Kanto Depreminde Tokyo'daki 14 semt, iki grupta incelenilmiştir. Birinci grup Aşağı Tokyo olarak nitelenmekte ve gevşek alüvyal zeminlerden oluşmaktadır. İkinci grup ise, Yukarı Tokyo olarak nitelenmekte ve sert dilüvyal ze-

* Tokyo Üniversitesi,

** İmar ve İskân Bakanlığı Deprem Araştırma Enstitüsü.

minlerden oluşmaktadır. Sert zeminlere nazaran gevşek zemin üzerindeki ahşap yapılarda, hasarın büyük olacağı aşikârdır (6). Şekil 5, Tokyo'da ahşap yapılardaki hasar oranı ile alüvyal depozitlerin kalınlığı arasındaki ilişkiyi göstermektedir. 7 inci şekilden de anlaşılacağı üzere, takriben 30 m. derinlikten sonra hasar oranı hızla artmaktadır. Genel olarak, ıslâh edilmiş dolgu zeminler üzerinde olan ahşap yapılarda hasar, diğer yerlerden daha büyüktür. Bu durum Nagoya şehri için eldeki kayıtlara dayanılarak incelenilmiştir (8). Şekil 6 dan, noktalar dağınık bir durum göstermesine rağmen, ahşap yapılardaki kırılma oranının (failure rate), ıslah edilmiş arazinin üzerinden uzun seneler geçmesiyle azaldığı anlaşılmaktadır. Bu azalmaya neden olarak, suni bir şekilde doldurulmuş arazilerin tabii sıkışma ve sertleşme nedenleriyle yavaş yavaş katılaştırılması gösterilebilmektedir.

Yukarda verilen birkaç örnekten de anlaşılacağı üzere, küçük ve sınırlı bir sahada bile, deprem hasarı oldukça lokal durumlar göstermektedir.

Bu gerçeklerin bir sonucu olarak, depreme dayanıklı ve aynı zamanda ekonomik bir yapı dizaynı için, mikrobölgeleme çalışmaları yapmak fikri doğmuş olmaktadır. Burada şu önemli noktanın belirtilmesi gerekmektedir. Geçmişteki donelerin bir çoğu, geleneksel bir yapı tipi olan ahşap yapılardaki hasara dayanmaktadır. Yapısal rijitlik açısından bu tip, fleksibl sınıfa dahil olmakta ve uzun tabii periyodlu titreşimlerle karakterize edilmektedir.

1950 lerde Mikrobölgeleme Çalışmaları

1944 Tonankai ve 1946 Nankaido Depremlerinde sırasıyle 26.100 ve 11.600 ev yıkılmıştır. Muto, Kawasumi, Takeyama ve Kanai gibi birçok sismolog ve deprem mühendisi, mikrobölgeleme esaslarını belirlemek için bir grup kurmuşlardır. Aynı günlerde, Japonya'daki yapı dizaynını düzenleyecek olan Milli Yapı Yönetmeliği de (National Building Code) hazırlanmaktaydı.

Geçmişteki tecrübelerden aşağıdaki konuları göz önüne almak gereği ortaya çıkmaktadır.

1 — Kaya ve benzeri sert zeminlerde deprem hasarı küçüktür.

2 — Dilüvyal zeminlerdeki hasar, genel olarak, alüvyal zeminlerdeki hasardan küçüktür.

3 — Eğer gevşek alüvyal depozitlerin kalınlığı 30 m. yi aşılıyorsa, hasar da artmaktadır.

4 — Oldukça kalın bir çakıl tabakasının varlığı, jeolojik yaşı alüvyal olsa bile, yapının emniyeti bakımından faydalıdır.

5 — Suni olarak doldurulmuş arazideki hasar çok fazladır. Bilhassa üzerinden çok zaman geçmemiş genç dolgulardan kaçınılmalıdır.

Yapılardaki deprem hasarını azaltıcı bir dizayn kriteri olarak, grupça şu fikir birliğine varılmıştır :

a) Yukardaki maddelerin ışığı altında büyük deprem riskinin beklenildiği yerlerde yapılacak yapılarda, büyük sismik katsayılar uygulanacaktır.

b) Hafif hasar gösteren yerlerde de katsayı oldukça azaltılacaktır.

Bütün bunlar göz önüne alınarak, grupça hazırlanan esaslar Tablo 1 de verilmiştir.

Grupça öne sürülen öneriler İmar Bakanlığı'nca kabul edilerek, 1950 de basılan Yönetmeliğe ek olarak 1951 de resmen Bakanlık kararnamesi olarak neşredilmiştir. Ancak, IV üncü zondaki ahşap yapılarda sismik dizayn katsayısındaki artış, bazı politik nedenler dolayısıyla otoriteleri tereddüde düşürdüğünden, tavsiyelerin kapsadığı anlama rağmen tebliğden çıkarılmıştır.

Tablo 1 de verilen sismik dizayn katsayısı değerleri, tecrübeler esas olarak alınmak suretiyle teklif edilmiştir. Ancak, aynı günlerde elde teorik çalışma sonuçlarının olmadığına da belirtilmesi gerekmektedir.

1923 Kanto Depreminde Tokyo'da, takriben 690 betonarme bina vardı. Şekil 4 deki kesikli hat, bu yapılardaki hasar dağılımını göstermektedir. Hasar dağılımının bu konuyla ilgili

eleştirileri esnasında, grupta iki karşıt fikir ortaya konulmuştur.

1 — Alüvyal depozitlerin kalınlığının artmasıyla betonarme yapılardaki hasar pek az azalmaktadır (9).

2 — Depozitlerdeki gevşekliğin artmasıyla hasar artmaktadır, bilhassa ağır hasarlı yapıların oranı şehrin yukarı kısımlarında, aşağı kısımlara nazaran küçüktür (10).

İkinci görüş, Tablo 1 deki önerilere uygulanmış ve ahşap yapılara nazaran daha küçük bir oranda betonarme yapılar için olan katsayılar Zon I ve II için azaltılmışlardır. Sonra, ilk görüşün doğruluğu anlaşılmış ve ikincisinin düzeltilmesi yoluna gidilmiştir. Daha sonraları, dinamik mukabele fikrinin ışığı altında, sert zeminlerde yapılacak rijit yapılar için olan dizayn katsayılarındaki bir azaltılmanın uygun olmayacağı ortaya konulmuştur. Mamafih, bu tip eksikliklerine rağmen, yukarıda belirtilen önerilerin, 1950 lerde depreme dayanıklı yapılar ve pratik asismik dizayn'a bir giriş için mikrobölgeleme fikrinin ortaya konulmasında bir temel olduğuna yazarlar inanmaktadırlar.

İmar Bakanlığı'nın kararnamesi göz önünde tutularak ilk mikrobölgeleme çalışması Yokohama'da yapılmıştır (12). Şekil 7, bu çalışma sonucunda çizilen haritayı göstermektedir. Şekil 8 de, Yokohama'dan sonra Tokyo için yapılmış mikrobölgeleme haritası verilmektedir (13). Yukarı Tokyo'da dilüvyal teraslarda nehir boyunca zemin şartlarında genel olarak, çok karışıklık olduğundan Zon II. içinde ayrı bir tehlike zonu düşünülmüştür. Yokohama ve Tokyo için olan haritaların her ikisindeki IV. Zon, önerilenleri kapsamaktaysa da, ahşap yapılardaki dizayn katsayısının artışı bir yönetmelik hükmü olmamıştır.

Diğer taraftan Kawasumi, geçmişteki deprem hasarı kayıtlarından 599 - 1949 periyodu için takriben 350 büyük depremin magnitüd ve episantr uzaklıklarını değerlendirerek, aşağıdaki iki bağıntıyı ortaya koymuştur (14).

$$I = 2M - (0.00183 R + 2 \text{ Log}_e R) - 0.307$$

ve

$$a = 0.45 \times 10^{1/2}$$

Burada :

I : Japon şiddet skalasında sismik şiddet

M : Gutenberg - Richter skalasında magnitüd

R : Episantr mesafesi (km.)

a : Zemin yüzeyindeki ivme değeri (gal). Takriben Tablo 1 deki Zon III.'e tekâbül etmektedir.

Bu geçmişteki donelere ve bağıntılara dayanarak Kawasumi, muhtelif dönüşüm periyodları için muhtemel maksimum ivmeyi veya mikrobölgelemeyi gösteren haritalar hazırlamıştır (14). Bir örnek olmak üzere Şekil 9 da, 100 sene dönüşüm periyodu için olan hal verilmiştir.

1960 larda Mikrobölgeleme Çalışmaları

Suehiro (15) ve Ishimoto (16) nun araştırmaları 1926 - 1931 senelerine kadar dayanan bir gerçeği ortaya koymuştur. Bu araştırmalardan, hiposantrdan gelen dalga titreşimlerinin, her bir yüzey tabakasının hakim periyodlarına uygun müteakip dalgalarının yüzey tabakalarını etkilediği anlaşılmaktadır. Yeterli donelerden anlaşıldığı üzere, zemin tabakasının hakim periyodu, sırasıyla depremin ve yapının periyoduyla yakından ilgilidir.

Zeminin frekans karakteristiklerini elde etmek için Kanai, mikrotremorların ölçülmesini sağlayacak bir teknik geliştirmiştir (17). Mikrotremorlar çok küçük amplitüdüleri haiz (0.1 ~ 1 microns) devamlı zemin titreşimleridir. Rüzgar, deniz dalgası, trafik, endüstri makinaları ve benzerleri gibi sun'i veya tabii etkenler nedenleriyle mikrotremorlar oluşmaktadır.

Farklı zemin şartlarını kapsayan 1000 den fazla yerde elde edilen mikrotremor kayıtlarının analizinden, Kanai şu önemli sonuca varmıştır. Tablo 1 de belirlenen zonların herbiri birbi-

rinden farklı dalga şekillerine haizdir (18). Şekil 10 da, mikrotremorların herbir zon için periyod dağılım eğrileri ve dalga şekilleri verilmiştir. Görüldüğü gibi dalgaların amplitüdüleri birbirinden farklıdır. Ayrıca, eğer mikrotremorların periyod dağılım eğrileri çizilirse, bunların herbir zon için belirli bir şekilde farklı olduğu da görülür. Şöyle ki, Zon IV de belirli bir pik görülmemekteyken, Zon I in eğrisinde hakim bir pik görülmektedir. Gevşek zemin depozitlerinde, gerek ortalama periyod ve gerekse en büyük periyod ve hakim periyod uzundur. Bu donelerden, mikrobölgeleme çalışmalarında mikrotremor ölçmelerinin önemi anlaşılmaktadır. Bölgeleme yapmak için Kanai iki yöntem önermiştir (18). Bunlardan birincisi Şekil 11 de gösterilmiş olup, mikrotremorların en büyük periyoduyla, ortalama periyodu arasındaki ilişkiyi kapsamaktadır. İkincisi ise, mikrotremorların hakim periyoduyla, maksimum amplitüdü arasındaki ilişki olup, Şekil 12 de verilmiştir. Kanai'nin çalışmaları geçmişteki deprem hasarlarının verdiği tecrübelerle dayanılarak hesaplanmış sonuçları kapsayan Tablo 1 deki öneriler için, bölgelemede dinamik değerlendirme açısından doneler sağlanmıştır. Şekil 13 de, amplitüdü mikron mertebesinde olmak üzere, herbir zona tekabül eden zemin depozitlerinin titreşimlerinin hakim periyodları verilmiştir.

1960 ı takip eden bir kaç sene içersinde muhtelif mikrobölgeleme etüdüleri yapılmıştır. Şekil 14 ve 15, sırasıyla, Toyohashi (19) ve Ichinomiya da (20) yapılan çalışma sonuçlarını göstermektedir. Bu haritaların hazırlanmasında mikrotremor çalışmaları da yer almıştır. Ayrıca, 1944 Tonankai ve 1946 Nankaido depremlerinin hasar dağılımı da yeniden incelenmiştir.

1960 larda, Japonya'da Strong - motion Akselerograflarının sayısı artmış ve diğer taraftan öteki ülkelerde de yapıların deprem hareketine olan dinamik mukabelesiyle ilgili çalışmalar ilerlemiştir. 1962 ile 1964 seneleri arasında Japonya'da 5.2 - 6.9 magnitüdü muhtelif depremlerin kaydedilmiş kuvvetli hareket akselerogramlarının analizinden, sert ve gevşek zeminler için normalleştirilmiş ivme mukabele spektrumlarının iki farklı durum gösterdiği bulunmuştur (2, 21). Şekil 16 da, farklı depozitler için normalleştirilmiş ivme mukabele spektrumları veril-

miştir. Şekilden de görüleceği üzere, oldukça kısa periyodda sert zeminler için olan mukabele spektrumunda keskin bir pik vardır, buna mukabil gevşek zeminlerin mukabele spektrumu ise uzun periyodlara kadar uzanan basık bir pik arz etmektedir. Eğer T_c kritik periyodu Şekil 16 da gösterildiği gibi tanımlanırsa, bunun ötesinde normalleştirilmiş ivmeler tekrar birim üniteden küçük değeri haiz olurlar. Gevşek zeminlerin kritik periyodu sert zeminlere nazaran daha uzundur.

Deprem hareketinin büyütmesi, rezonans, enerji dağılması ve tedrici olarak artan kırılma şekilleri göz önünde tutulmak suretiyle, farklı rijitide değerlerine sahip binalardaki deprem hasarı üzerine bu iki farklı spektrumun etkileri detaylı olarak başka sahalarda incelenilmiştir (2). Ayrıca, yapının geniş çaplı beton kazık veya derin temelle (caissons) rijit bir şekilde derindeki sert zemine oturtulduğu (deep - seated) halde incelenilmiş ve sonuçta, yapı doğrudan doğruya gevşek zeminler üzerinde olsa bile elde edilen eğrinin sert zeminler için olan özellikleri kapsadığı anlaşılmıştır.

1968 Higashi - Matsuyama depreminde, Tokyo'da betonarme binaların zemin katına yerleştirilmiş 24 Strong - motion akselerografı depremi kaydetmiştir. Bu akselerogramların mukabele spektrumundan, mukabele spektrumunun şeklini karakterize eden parametreler olan maksimum normalleştirilmiş ivme ve kritik periyoddan Şekil 17 elde edilmiştir (22). Şekil 16 ve 17 den şu anlaşılmaktadır. Rijitliği yüksek olan orta ve alçak betonarme yapılarda, zeminin sertliği, gevşek zeminlerden daha çok problem yaratmaktadır. Bu durum, 1968 Tokachi - Oki depreminde birkaç betonarme yapıdaki ağır hasarlarda ortaya çıkmış bulunmaktadır (23).

Yapılmış bu çalışmaların ışığı altında, İmar Bakanlığı'na bağlı Yapı Araştırma Enstitüsü, yapı mühendisliğindeki gelişmeler göz önünde tutulmak suretiyle takriben 20 sene önce basılmış yönetmeliği tadil eden bir yönetmelik taslağı hazırlamıştır. Yönetmelik taslağındaki taban kesme kuvveti katsayısı Tablo II dekilerle uyusmaktadır. Buradaki G zemin şartları faktörü ve S yapı tipi faktörü sırasıyla, Tablo III ve IV de belirtildiği gibidir. Şekil 18 ve 19 sırasıyla, betonarme ve çelik ya-

pılar için olan dizayn spektrumlarını göstermektedir. Ahşap ve yığma yapılar için tayin edilmiş katsayılar Tablo V de verilmiştir. Buradan belirlenen nokta şudur. Sert zeminlerde yapılacak yığma yapılar için, bunların rijitliğinin yüksek oluşu ve gevrekliği göz önünde tutularak, katsayılar arttırılır. Buna mukabil ahşap yapılar için olan katsayılar, evvelce Tablo 1 de önerilmiş olanlarla aynıdır. Şekil 18 den görüleceği üzere, Zon I ve Zon II deki sert zeminler için olan dizayn spektrumunun, kısa periyod aralığında olsa bile, tepesi $C = 0.20$ de kesilmiştir. Zira Şekil 16 da gösterilen yüksek mukabelenin nazari itibare alınmasına gerek yoktur. Yazarların bu konudaki görüşleri, evvelki ve tashih edilmiş yönetmelikler arasındaki geniş aralığın devamının veya ortadan kaldırılmasının büyük bir önemsemeye göz önünde tutulmasıdır.

Aynı zamanda, bilhassa, rijit yapılardan titreşim enerjisinin dağılımında zemin depozitlerinin bazı etkileri beklenilmiştir. Yapıdan, oturduğu zemin depozitlerine olan enerji dağılımı, yapının sönümünü arttırır, halbuki bu etki, tek dereceli sistemin basit modelini kullanarak mutad mukabele analizlerinden değerlendirilemez.

Tablo III ve V deki zon kategorileri veya Şekil 18 ve 19, Tablo 1 deki mikrobölgeleme tanımlarını izlemektedir. Yani mikrotremor ölçmeleri dinamik mikrobölgeleme metodunun gelişmelerine yardımcı olduğu halde, 20 sene evvelki önerilerdir. Yapı Araştırma Enstitüsünün yönetmelik taslağında birkaç teklif önerilmiştir. Bunlar, yer hareketinin hızı veya taban kesme kuvveti katsayısı olup, yapının esas periyodunun zemin depozitlerinin hakim periyoduna oranına dayanmaktadır (25, 26).

Kanai, mikrobölgeleme veya sismik bölgeleme konusunda, derindeki kayalar veya kaya gibi malzemeler üzerinde yapmış olduğu çalışmalar sonucunda aşağıdaki bağıntıyı ortaya koymuştur. Ayrıca ana kayaçta gelen dalganın karakteristikleriyle de ilgili araştırmalar yapmıştır.

$$\text{Log } v = 0.61 M - \left(1.66 + \frac{3.60}{\times} \right) \text{Log } \times - \left(0.631 + \frac{1.83}{\times} \right)$$

Burada :

v : Ana kayadaki, deprem hareketlerinin hızı, (cm/sn)

M : Magnitüd

× : Hiposantr mesafesi, (km) dir.

Kanai, yukardaki bağıntıya ve geçmiş depremlerin donele-rine dayanarak (14), muhtelif dönüşüm periyodları için anakayaçta depremlerin beklenen maksimum hızlarının dağılımlarını gösteren haritalar hazırlamıştır (27). Şekil 20 de, bir örnek olmak üzere, 100 sene dönüşüm periyodu için olan hız dağılım haritası verilmiştir.

Halihazırda Yapılan Mikrobölgeleme Çalışmaları

1960 ların son senelerinde, zemin depozitlerinin dinamik büyütmesi teorisi beklenmedik ilerlemeler göstermiştir. Aynı senelerde, zeminlerin karakteristik değerleriyle ilgili bilgiler de artmış ve dolayısıyla teorilerin oldukça iyi bir doğruluk ve hasasiyetle, pratikteki uygulaması da yapılabilmektedir.

Tokyo'nun güneybatısındaki Kawasaki'de yapılan mikrobölgeleme çalışmalarında dinamik yöntem de uygulanmıştır. Sonuçların bazıları Şekil 21 ve 22 de verilmiştir. Şekil 21, anakayaçtan gelen dalganın maksimum ivmesi ile zemin yüzeyindeki maksimum ivmenin oranlarının dağılımını göstermektedir. Kawasaki'de anakayaç, satıhtan itibaren 30 - 150 m. arasında değişen bir derinliği kapsamaktadır. Anakayaçta, gelen dalganın frekans karakteristikleri ise, satıhta izlenilmiş küçük depremlerin kayıtlarından çıkarılmıştır. Bundan başka, farklı hakim periyodlara sahip yapıları etkileyen maksimum ivmenin, anakayaçtaki maksimum ivmeye oranlarının dağılımı da hesaplanmıştır. Şekil 22 de bir örnek olarak, yapı periyodunun $T = 0.3$ sn. olduğu hal gösterilmiştir.

Mikrobölgeleme etüdü olarak, modern dinamik büyütme analiz metoduna dayanan diğer bir çalışmada Osaka'da yapılmıştır (29). Lokal deprem aktüvitesinin geçmişteki durumunun yanı sıra, lokal jeolojik şartlar ve sahadaki zemin tabakalarının dinamik özellikleri de göz önüne alınmıştır. Yapı tiplerinin ve kullanılan malzemelerin yanı sıra, zemin tabakalarının strain karakteristiklerinin de nazarı itibare alınması gereği ortaya çıkmaktadır.

Tablo 1. Mikrobölgeleme ve Sismik Dizayn Katsayıları

Zon	Yapı Tipi	Sismik Design Katsayısı			
	Zemin Şartları	Ahşap	Çelik	Betonarme	Kargir
I	Zemin, kaya, sert kumlu çakıl vs. ihtiva etmekte ve tersiyer veya daha yaşlı tabakalar olarak nitelenmektedir.	0.12	0.12	0.16	0.20
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.	0.16	0.16	0.18	0.20
III	Diğer zonlardaki zemin tiplerine nazaran standard zemin olarak alınmaktadır.	0.20	0.20	0.20	0.20
IV	i) Yumuşak delta depozitleri, çamur ve üst toprak tabakasını ihtiva eden alüvyoner zeminler olup, tabaka kalınlığı takriben 30 m. veya daha fazladır. ii) Bataklık veya deniz dibinin doldurulmasıyla kazanılmış ve üzerinden henüz 30 yıl geçmemiş, 3 m. veya daha fazla kalınlıkta zeminler.	0.30	0.20	0.20	0.20

Tablo 2. Taban kesme kuvveti design katsayısı

Yapının esas periyodu T (sn.)	Taban kesme kuvveti design katsayısı C
$T \leq G + 1.75$	$C = 0.2 S$
$T \geq G + 1.75$	$C = \frac{0.35 S}{T - G}$
G : Zemin şartları faktörü S : Yapı tipi faktörü	

Tablo 3. Zemin şartları faktörü **Tablo 4. Yapı tipi faktörü**

Zon	G
I	-0.75
II	0
III	0.50
IV	0.75

Yapının tipi	S
Çelik	0.9
Betonarme	1.0

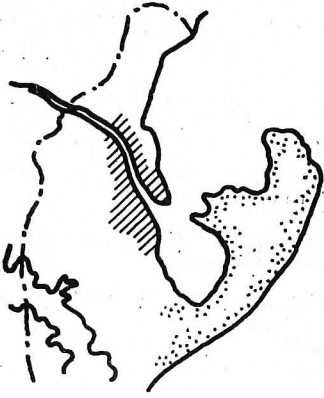
Tablo 5. Taban kesme kuvveti design katsayısı

Zon	Dizayn katsayısı	
	Ahşap yapılar	Kargir ve betonarme blok yapılar
I	0.12	0.22
II	0.16	0.22
III	0.20	0.20
IV	0.30	0.20

REFERANSLAR

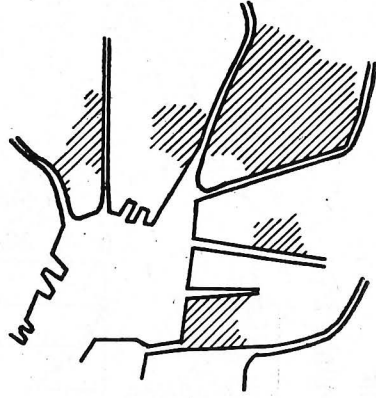
- 1 — Duke, C. M.: Effects of Ground on Destructiveness of Large Earthquakes. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Proc. ASCE, Vol. 84, 1958.
- 2 — Ohsaki, Y.: The Effects of Local Soil Conditions upon Earthquake Damage. Proc. Soil Dynamic Speciality Session, Seventh International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, August 1969.
- 3 — Miyamura, S.: Problems of Earthquake Damage and Ground Conditions. Science, Vol. 16, No. 6, Iwanami Publishing Com., October, 1946.
- 4 — Yokoo, Y., Kuwabara, T. and Horiuchi, T.: Studies of Soil Conditions and Earthquake Damage in Nagoya, Part 2. Proc. Architectural Institute of Japan, September, 1965.
- 5 — Shimizu, R. and Suehiro, S.: Report of Survey in Nakamura Town, Interim Report on Nankaido Earthquake. Central Meteorological Observatory, May, 1947.
- 6 — Saita, T.: Earthquake and Wind Resistant Buildings. Disaster Prevention Science, Iwanami Publishing Co., Vol. 2, April 1935.
- 7 — Ohsaki, Y.: Earthquake Damage of Wooden Buildings and Depth of Alluvial Deposits. Trans. Architectural Institute of Japan, No. 72, May 1962.
- 8 — Omote, S. and Miyamura, S.: Relations between the Earthquake Damage and the Structure of Ground in Nagoya City. Bull. of ERI. Vol. 29, 1951.
- 9 — Kanai, K.: Relation between the Earthquake Damage of Non-wooden Buildings and the Nature of the Ground. Bull. of ERI. Vol. 27, November 1949.
- 10 — Kitazawa, G.: On the Ground of Tokyo. Trans. Architectural Institute of Japan, No. 40, February 1950.
- 11 — Ohsaki, Y. and Kuniyasu, K.: Earthquake Damage to Reinforced Concrete Buildings and Subsoil Conditions. Trans. Architectural Institute of Japan, No. 148, June 1968.
- 12 — Architectural Institute of Japan : Report of Seismic Intensity Distribution in Yokohama City. March 1954.
- 13 — Bureau of Buildings, Tokyo Metropolitan Office : Microzoning Map of Central Tokyo, Appendix to Report of Soil Explorations in Central Tokyo, March 1955.
- 14 — Kawasumi, H.: Measures of Earthquake Danger and Expectancy of Maximum Intensity throughout Japan as inferred from the Seismic Activity in Historical Times. Bull. of ERI. Vol. 26, Part 3. 1951.

- 15 — Suehiro, K.: A Seismic Vibration Analyser and the Records Obtained Therewith. Bull. of ERI. Vol. 1, 1926.
- 16 — Ishimoto, M.: Caracteristiques des ondes seismiques d'apres les enregistrements accelerometriques. Bull. of ERI. Vol. 9, September 1931.
- 17 — Kanai, K., Tanaka, T. and Osada, K.: On Microtremors. Bull. of ERI. Vol. 32, 1954.
- 18 — Kanai, K. and Tanaka, T.: On Microtremors VIII. Bull. of ERI. Vol. 39, 1961.
- 19 — Takeyama, K., Iwatsu, J. and Nakagawa, K.: Soil explorations and Zoning Map in Toyohashi City. Interim Report, 1960.
- 20 — Kanai, K., Iwatsu, J. and Nakagawa, K.: Soil explorations and Seismic - coefficients Zoning Map. Journal of Architectural Institute of Japan, February 1961.
- 21 — Hisada, T., Nakagawa, K. and Izumi, M.: Normalized Acceleration Spectra for Earthquakes recorded by strong Motion Accelerographs and their Characteristics Related with Subsoil Conditions. Occasional Report No. 23, Building Research Institute, Ministry of Construction, Tokyo, 1965.
- 22 — Ohsaki, Y., and Hagiwara, T.: On Effects of Soils and Foundations upon Earthquake Inputs to Buildings. Research Paper No. 41, Building Research Institute, Ministry of Construction, Tokyo, June 1970.
- 23 — Architectural Institute of Japan : Report of Damage Caused by the Tokachi - Oki Earthquake of 1968, 1968.
- 24 — Building Research Institute : Draft for Revision of the Building Standards Law and the Enforcement Order. BRI. Regulation Draft No. 1, July 1969.
- 25 — Otsuki, Y. and Kanai, K.: Earthquake Resistant Design, Building Structures Series, Vol. 12, Corona Publishing Co., March 1961.
- 26 — Muto, K.: An Opinion Concerning Earthquake Resistant Design Regulations for high - rise Buildings. December 1963.
- 27 — Kanai, K. and Suzuki, T.: Expectancy of the maximum Velocity Amplitude of Earthquake Motions at Bed Rock. Bull. of ERI. Vol. XLVI, Part 3, 1968.
- 28 — Kobayashi, H. and Kagami, H.: A Method for Local Seismic Intensity Zoning Maps on the Basis of Subsoil Conditions. International Conference on Microzonation for Safer Construction. Seattle, October, 1972.
- 29 — Kobori, T., Yoshikawa, S. and Iwasaki, Y. T.: Effects of Soil and Geological Conditions on Structural Responses in Osaka Area. International Conference on Microzonation for Safer Construction, Seattle, October, 1972.
- 30 — Miyamura, S.: Seismicity and Geotectonics, Earthquake, Vol. 15, No. 1, January 1962.



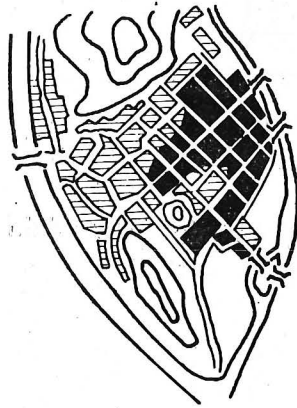
/// Ağır hasar
 □ Hafif hasar

Sekil 1: 1944 Tonankai depreminde Shimizu'daki hasar dağılımı



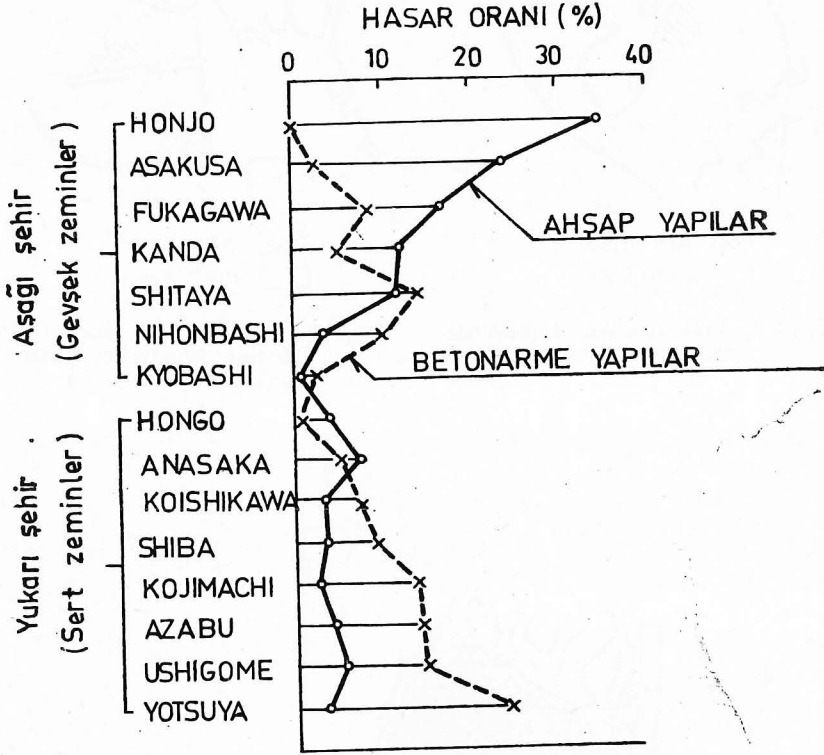
/// Ağır hasar
 □ Hafif hasar

Sekil 2: 1944 Tonankai depreminde Güney Nagoya'da hasar dağılımı.

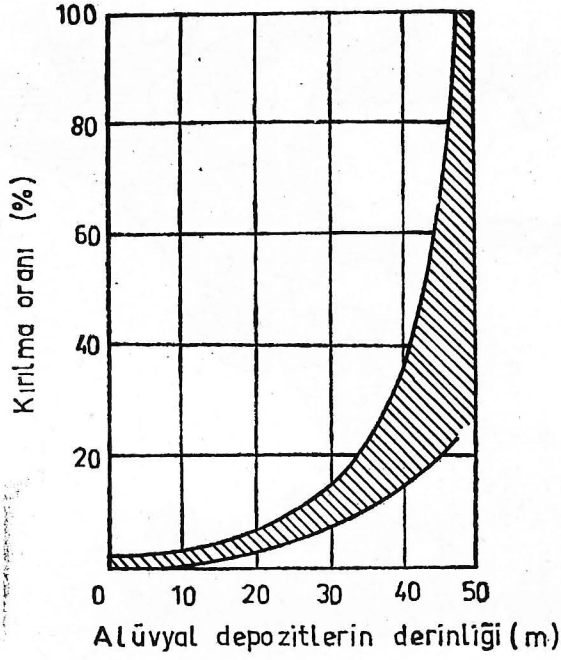


■ YIKIK
 ▨ HAFİF HASAR

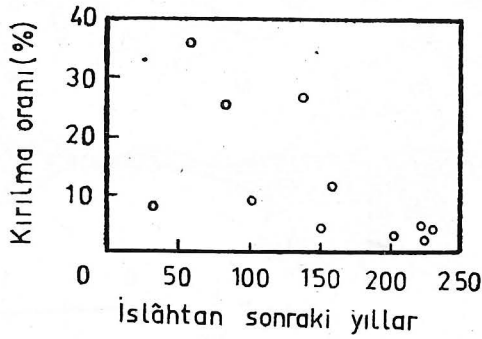
Sekil 3. 1946 Nankaido depreminde Nakamura'daki hasar dağılımı



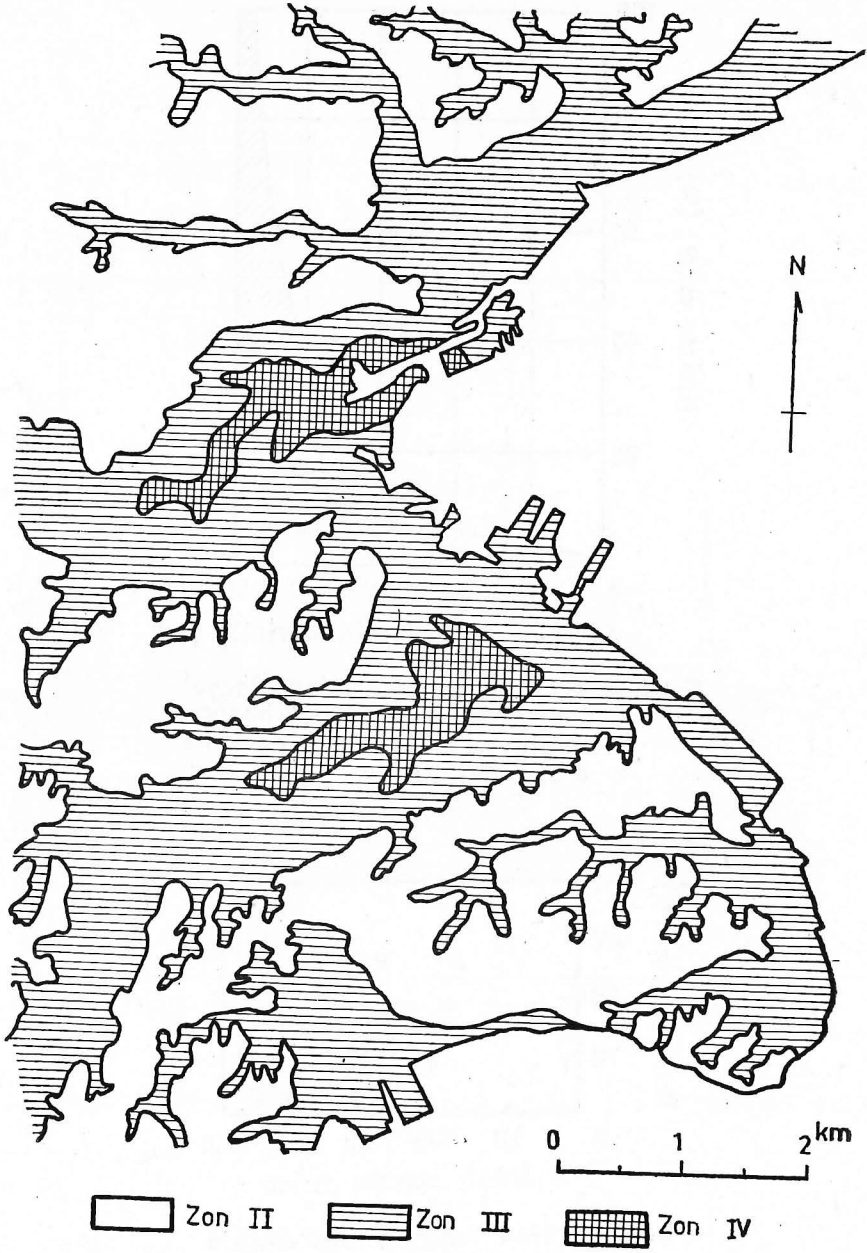
Şekil 4: 1923 Kanto depreminde Tokyo'daki hasar oranları



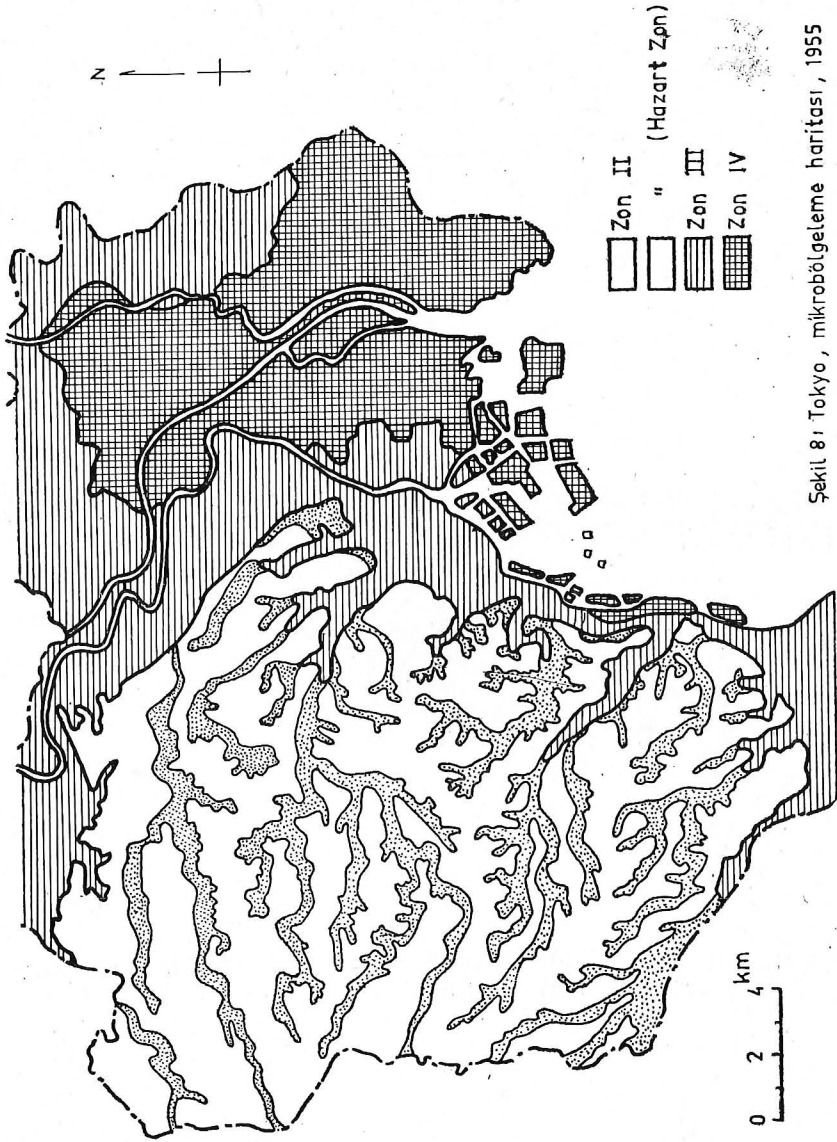
Şekil 5: 1923 Kanto depreminde Tokyo'daki ahşap yapılarındaki hasar ve alüvyal depozitlerin derinliği arasındaki ilişki



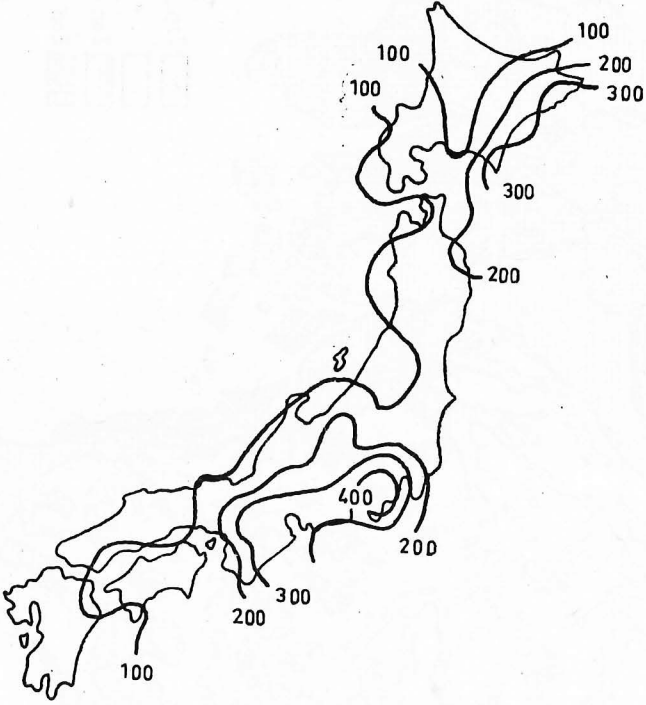
Şekil 6: 1944 Tonankai depreminde Nagoya'daki ahşap yapılarındaki hasar ve ıslahattan sonraki yıllar arasındaki ilişki



Şekil 7: Yokohama, mikrobölgeleme haritası, 1954

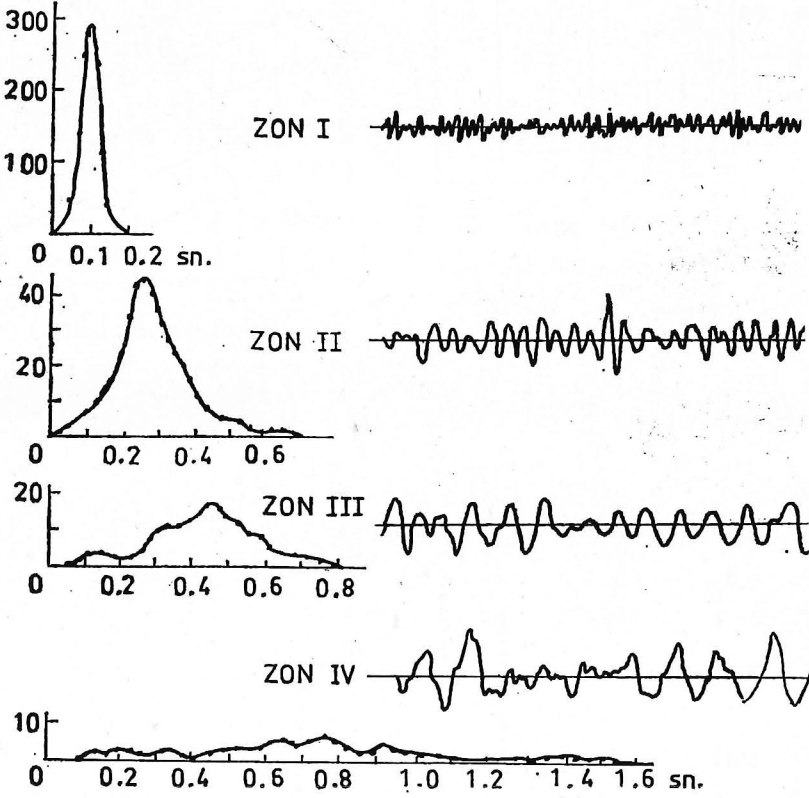


Şekil 8: Tokyo, mikrobölgeleme haritası, 1955

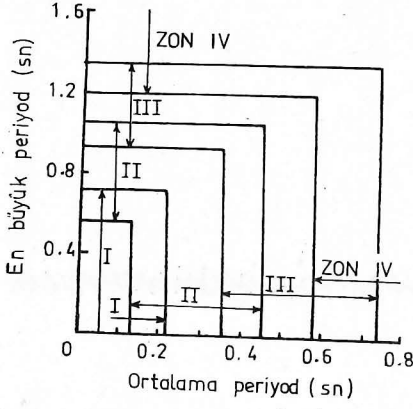


Şekil 9: 100 yıllık periyod için beklenen maksimum deprem ivmesi (gal)

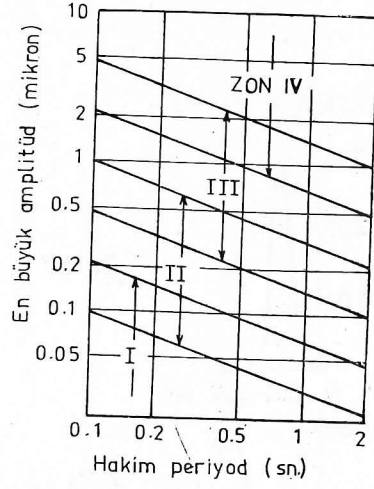
TEKERRÜR SAYISI



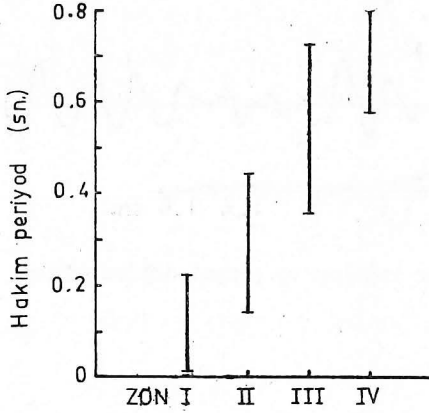
Şekil : 10 Dört zon için mikrotremor kayıtları ve periyot dağılım eğrileri



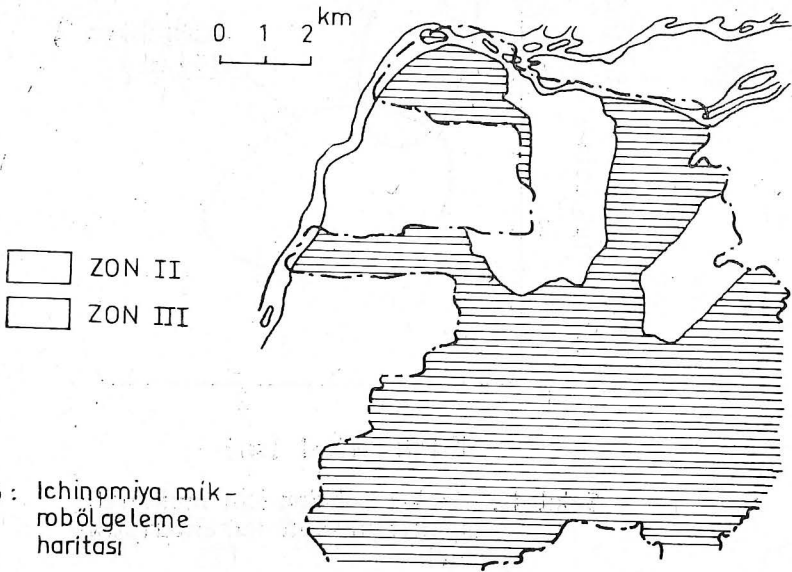
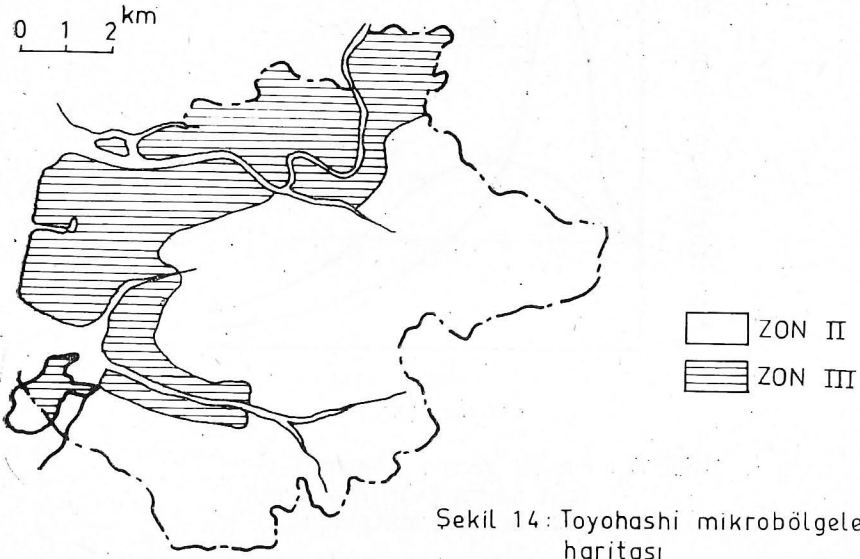
Şekil 11: Mikrotremor özellikleriyle bölgelemede ilk inceleme yöntemi

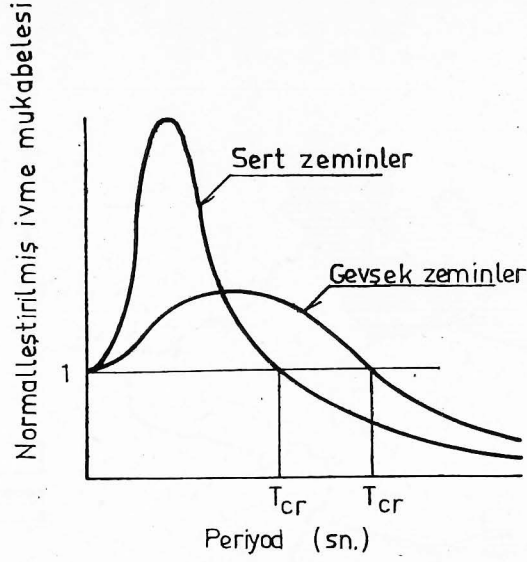


Şekil 12: Mikrotremor özellikleriyle bölgelemede ikinci inceleme yöntemi

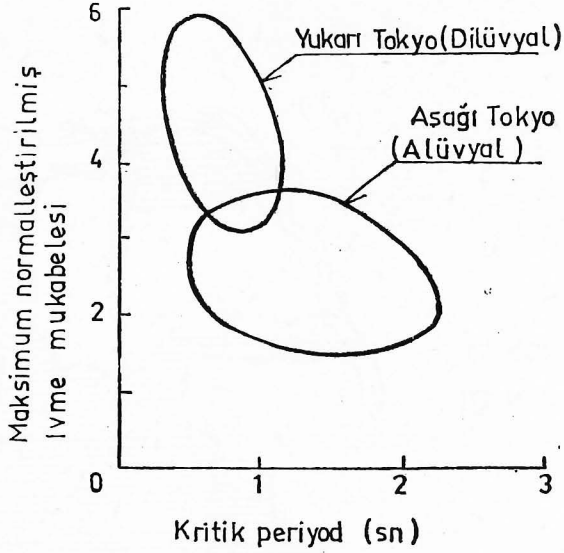


Şekil 13: Her zon için hakim periyod aralığı

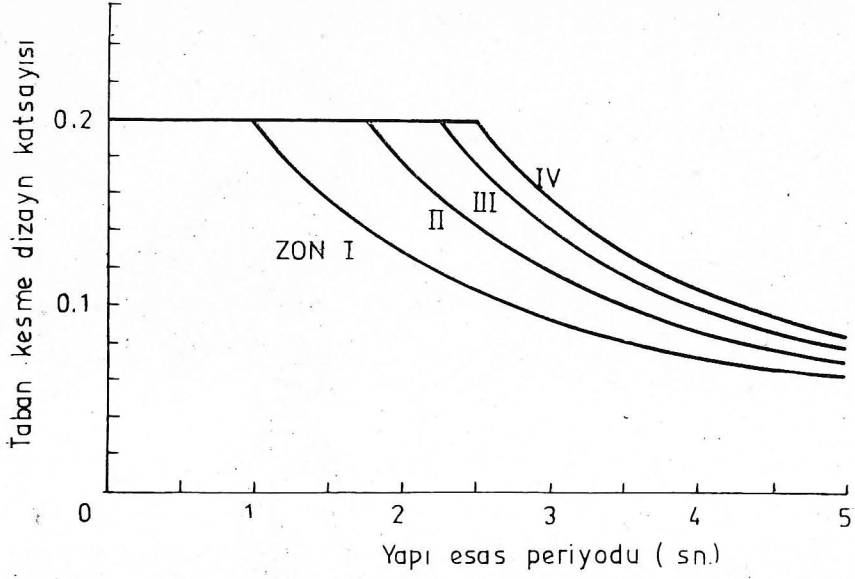




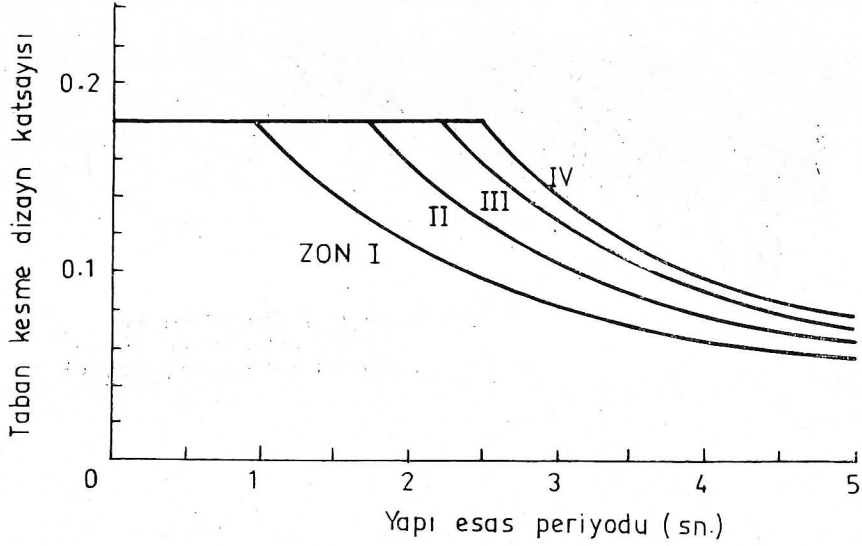
Şekil 16 : Farklı zemin depozitleri için normalleştirilmiş ivme mukabele spektrumu



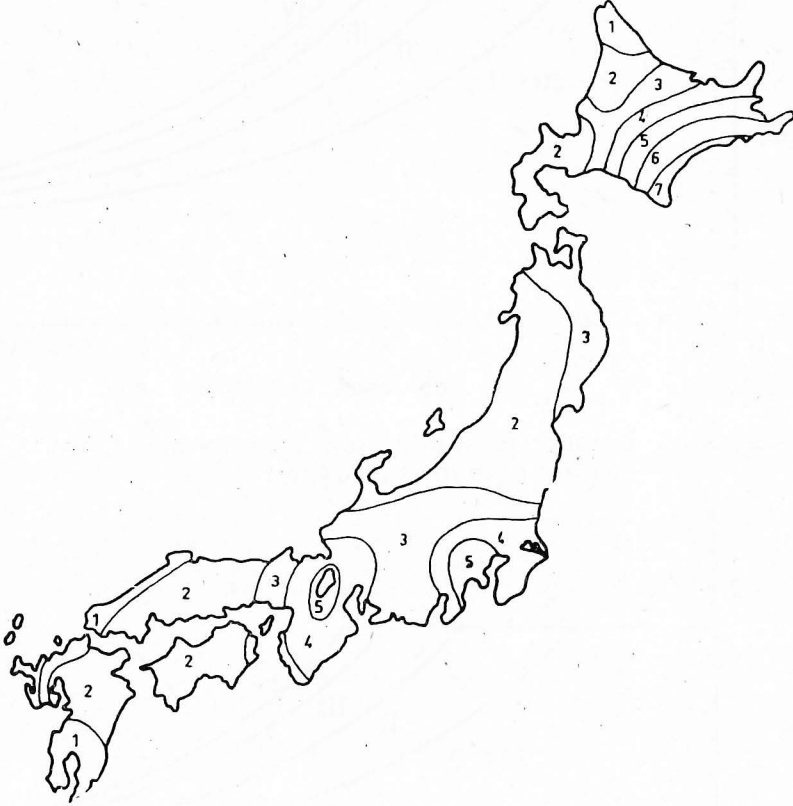
Şekil 17: Farklı sahalarda için mukabele spektrumunun karakteristikleri



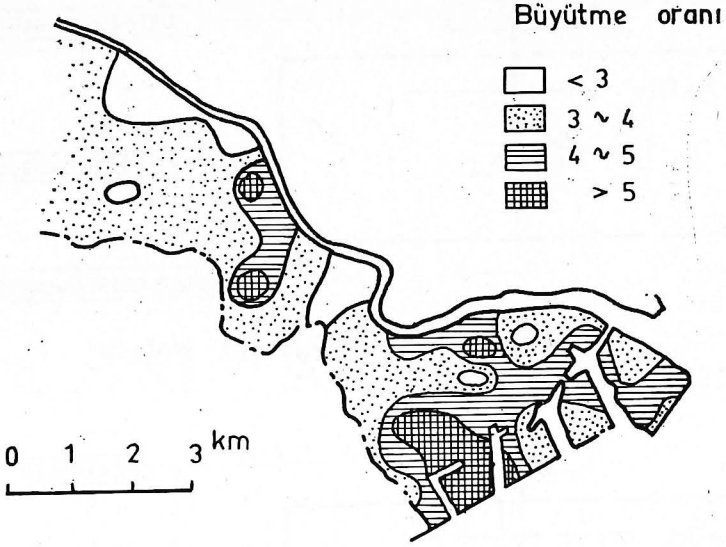
Şekil 18: Betonarme yapılar için, her zondaki taban kesme dizayn katsayıları.



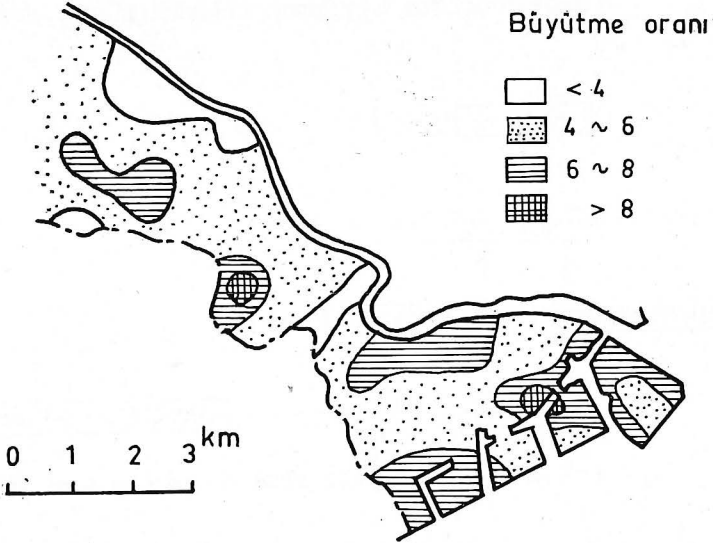
Şekil:19 Çelik yapılar için, her zondaki taban kesme dizayn katsayıları



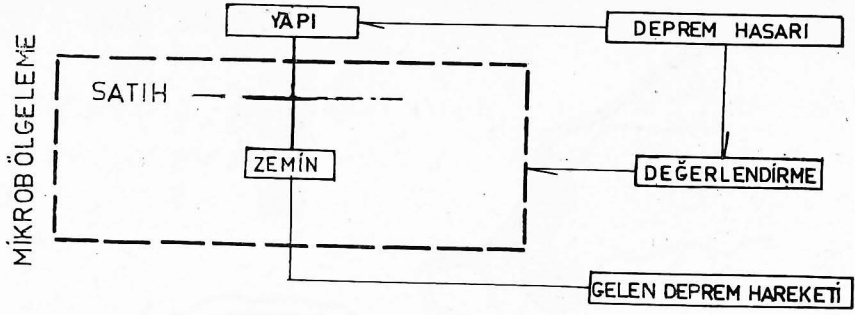
Şekil 20: 100 yıllık periyod için ana kayda beklenen maksimum deprem hız değerleri (cm/sn)



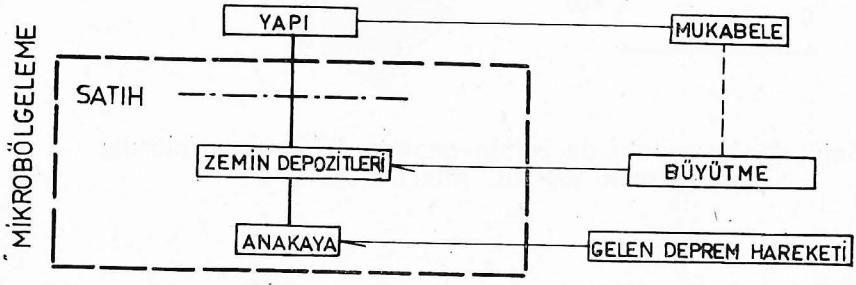
Şekil 21: Kawasaki'de, zemin-anakaya büyütme oranlarına dayanılarak yapılan mikrobölgeleme



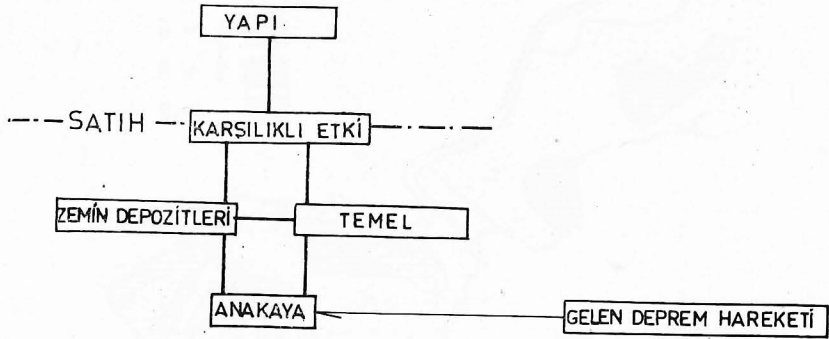
Şekil 22: Kawasaki'de yapı-anakaya büyütme oranlarına dayanılarak yapılan mikrobölgeleme.



(a) Evvelki mikrobölgeleme yöntemi



(b) Halihazırda uygulanan mikrobölgeleme yöntemi



(c) Gelecekte uygulanılacak mikrobölgeleme yöntemi

Şekil 23: Mikrobölgeleme yöntemlerinin aşaması.

Zemin Şartlarının Esas Alınmasıyla Yapılacak Mikro - Bölgeleme Haritaları için bir Metod

Yazan :
H. Kobayashi - H. Kagami *

Çeviren :
Sinan GENÇOĞLU **

ÖNSÖZ

Zeminlerin tabiatıyla ilgili olarak binalarda ki sismik hasarın dağılımı ve bu dağılımın şekli binaların tipleriyle değişmektedir. Sismik şiddetlerin dağılımı, binaların tabii periyodlarıyla birlikte göz önüne alınmaktadır.

Bu araştırmada, farklı şartlar altında zemine gelen dalgaların değişimleri ve büyütmeleri incelenmiştir. Uygulanan yöntem, müteaddit yansımaya teorisiyle çok tabakalı ortamlarda yayılan S dalgalarının araştırılmasıdır. Her tabakanın mukabelesi zaman domeninde (time domain) hesaplanılabilir ve ana kayada gelen dalga, zemin yüzeyinde izlenen deprem hareketinden yeniden elde edilebilir.

Yazarlar, Kawasaki şehrinde binaların tabii periyodlarının hesabıyla sismik şiddetlerin dağılımını göstermişlerdir. Zeminin dinamik özelliklerini ve kuyu donelerini göz önüne alarak sismik zemin hareketlerini hesaplamışlardır. İnceleme yapılan saha gevşek alüvyondan ibaret olup, binaları etkileyen şiddetin, gelen dalganın ivmesine oranı bir çok yerlerde 10 kattan daha fazladır. Bu olaylar, 1923 Kanto depremi nedeniyle binalarda oluşan hasarın izlenmesiyle de teyit edilmiştir.

GİRİŞ :

Depremler nedeniyle olan hasarın dağılımı lokal şartlarla değişmektedir. Episantrdan aynı uzaklıktaki yerler de bile hasar aynı değildir. Daha evvelce oluşmuş depremlerin incelenmesi, böyle bir gerçeği ortaya koymaktadır. Örneğin, 1891 Noh-

* Tokyo Teknoloji Enstitüsü.

** İmar ve İskân Bakanlığı Deprem Araştırma Enstitüsü.

bi, 1923 Kanto, 1944 Tonankai, 1948 Fukui ve 1957 Mexico depremleri gibi. İncelemelerden varılan sonuçlar hasar dağılımındaki farklılıkların, zemin şartlarının değişik olması nedeniyle ortaya koymaktadır.

Depremler nedeniyle olan hasar dağılımını incelemek için bir çok çalışmalar yapılmıştır. K. Kanai, muhtelif sahalarda mikrotremor kayıtları almış ve mikrotremorların özellikleriyle, deprem sırasında binalardaki hasar arasındaki ilişkileri araştırmıştır. (1) H. Shibata (2), J. Penzien (3) ve H. B. Seed ve I. M. Idriss (4, 5, 6), zeminin deprem mukabelesini, yığılmış kütle metoduyla (lumped mass sistem) analiz etmişlerdir. H. B. Seed ve I. M. Idriss, zeminin yapısını Sonlu Eleman Metodu ile (Finite Element Method) incelemişlerdir. (7, 8). Diğer bir yöntem ise, yayılan dalgaların özelliklerini kapsamaktadır.

K. Kanai ve grubu, bu yolda bir çok çalışmalar yapmışlar ve izlenen deprem kayıtlarını ve mikrotremorları, S dalgalarının müteaddit yansımasıyla açıklamışlardır. (9, 10, 11, 12, 13 ve 14).

N.A. Haskell (15), I. Herrar ve E. Rosenbleuth (16) ve R. Takahashi (17), frekans döneminde (frequency domain) tabakalardaki S dalgalarının büyütmesini hesaplamışlardır.

Yapılan bu araştırmada ise yazarlar, farklı dinamik sabitleri haiz çok tabakalı bir zemin yapısı kabul etmişlerdir. Ana kayanın, gelen aynı dalga ile çok tabakalı sistemin her birini etkilediği görüşü var sayılmıştır. Sismik şiddetlerin dağılımını gösteren ve tabakalı zeminlerde S dalgalarının müteaddit yansımaları uygulayan bir yöntem teklif etmişlerdir.

I. Çok Tabakalı Zeminlerde Deprem Hareketinin Büyütmesi :

I.1. Tabakalı Zeminlerin Mukabelesinin Hesaplanması :

Yüzeydeki deprem hareketi, zeminlerin yapısı ve özellikle zeminin yüzey tabakasıyla ilgilidir. Dolayısıyla aradaki bu ilişkiyi ortaya koyacak analizlerin yapılması gerekli olmaktadır. Zeminin mukabele analizleri için yazarlar, bir çok yatay tabakayı kapsayan bir zemin modeli kabul etmişler ve bunların

mukabelelerini S dalgalarının müteaddit yansınmasıyla hesaplamışlardır. (13).

Düsey olarak yayılan Shear (S) titreşiminin denklemi (1) no'lu eşitlikte verilmiştir. Bunun çözümü, eşitlik (2) ile verilen yukarı doğru (ascending) ve aşağı doğru (descending) dalgaların toplamını tanımlamaktadır.

$$\frac{\partial^2 U}{\partial T^2} = \frac{G}{\rho} \frac{\partial^2 U}{\partial X^2} \dots \dots \dots (1)$$

$$U = F(T - X/\sqrt{v}) + R(T + X/\sqrt{v}) \dots \dots (2)$$

Eşitlik (3), tabaka sınırlarındaki dalgaların ilişkilerini göstermektedir.

$$F_2 = \gamma F_1 + \beta' R_2$$

$$R_1 = \beta F_1 + \gamma' R_2 \dots \dots (3)$$

Şekil 1. de gösterilen çok tabakalı zemin modelinden eşitlik (4) elde edilmektedir.

Bütün F_k ve R_k değerleri herhangi bir anda bir evvelki F_k ve R_k değerlerinden hesaplanabilir, dolayısıyla F_k ve R_k değerleri adım adım hesaplanmış olmaktadır. Eşitlik (4) de, F_k ve R_k tabaka sınırında zeminin deplasmanını vermektedir. İvme halinde de eşitlik (4) yine aynı tip bir eşitlik şeklindedir. Bu eşitliği kullanarak, model olarak alınan örneğin, mukabelesi hesaplanılmış ve şekil 2. de gösterilmiştir. Modelin hesap sonuçlarını gösteren Şekil 3. den görüleceği üzere, 5 inci tabakadan 9 uncu tabakaya kadar büyütme oranı çok fazla değildir. 1 inci tabakadan 4 üncü tabakaya kadar zemin modelinin hakim periyodu 0.75 - 1.0 sn. arasındadır. Bu periyod zemin şartlarıyla hesaplanılmıştır. yani tabakaların yoğunluklarının, kalınlıklarının ve hızlarının bir kombinasyonudur.

$$R_1(T) = F_1(T - H_1/\sqrt{V_1})$$

$$F_1(T) = \gamma_1 F_2(T - H_2/\sqrt{V_2}) + \beta_1' R_1(T - H_1/\sqrt{V_1})$$

$$R_2(T) = \beta_2 F_2(T - H_2/\sqrt{V_2}) + \gamma_1' R_1(T - H_1/\sqrt{V_1})$$

$$F_2(T) = \gamma_2 F_3(T - H_3/\sqrt{V_3}) + \beta_2' R_2(T - H_2/\sqrt{V_2})$$

$$R_k(T) = \beta_{k-1} F_k(T - H_k/\sqrt{V_k}) + \gamma_{k-1}' R_{k-1}(T - H_{k-1}/\sqrt{V_{k-1}})$$

$$F_k(T) = \gamma_k F_{k+1}(T - H_{k+1}/\sqrt{V_{k+1}}) + \beta_k' R_k(T - H_k/\sqrt{V_k})$$

$$R_N(T) = \beta_{N-1} F_N(T - H_N/\sqrt{V_N}) + \gamma_{N-1}' R_{N-1}(T - H_{N-1}/\sqrt{V_{N-1}})$$

$$F_N(T) = \gamma_N F_0(T) \quad (4)$$

1.2. Ana Kayada Gelen Dalganın Teorik (Inferential) Hesaplamaları :

Zeminin mukabele analizleri için, ana kayada izlenen deprem hareketleri gelen dalgalar olarak alınacaktır. Ancak elde ana kayada izlenen pek az deprem kaydı var olduğunda, bunun yerine ana kayada varsayım ile hesaplanmış deprem hareketleri alınabilir.

Eşitlik (4) den eşitlik (5) i yazabiliriz.

$$F_k(T) = (1/\gamma_{k-1}) \cdot F_{k-1}(T + H_{k-1}/\sqrt{V_{k-1}}) - (\beta_{k-1}'/\gamma_{k-1}) \cdot R_{k-1}(T + H_{k-1}/\sqrt{V_{k-1}})$$

$$R_k(T) = \beta_{k-1} \cdot F_k(T) + \gamma_{k-1}' \cdot R_{k-1}(T - H_{k-1}/\sqrt{V_{k-1}}) \quad \dots (5)$$

Eşitlik (5) i kullanarak F_{k-1} ve R_{k-1} den F_k ve R_k değerleri hesaplanır. Yüzeyle oluşan toplam yansıma olayı olarak, F_k ve R_k zemin yüzeyinde izlenen ivmenin yarısına eşittir, dolayısıyla ana kayada gelen dalga ard arda hesaplanabilir.

Zeminin sabitlerini kullanarak, ana kayaçta gelen dalga, kuvvetli hareket kaydından hesaplanılmıştır. USCGS'e bağlı rasathaneler için hazırlanmış olan UCLA Raporuy'la belirtilmiş zemin sabitlerini kullanarak, 1952 depremi için Taft Rasathanesinin ana kayaç hareketinin hesaplanılmasına çalışılmıştır.

1952 Taft deprem hareketi kaydıyla (18) hesaplanan ana kayaçtaki hareketin mukabele spektrumu Şekil 4 de verilmiştir.

1.3. Zeminin Mukabele Analizleri :

Yukarda bahsedilen yöntemi uygulayarak zeminin mukabelesini hesaplamak için, her bir tabakanın özelliklerini bilmek gereklidir. Bu özellikler, tabakaların kalınlıkları, yoğunlukları ve S dalgası hızlarıdır. Tabakalarda yayılan S dalgası hızları, aletsel olarak sismik prospeksiyonla elde edilmiştir.

Zeminin mukabele analizleri için, gözlem sonucunda hesaplanan S dalgası hızlarını kullanmak istenirse de, yeteri kadar done olmaması ve herhangi bir nokta içinde verilememesi gibi güçlükler ortaya çıkabilmektedir. Eğer S dalga hızları için gözlem sonucu elde edilen doneler yoksa, başka yerlerde incelenilen S dalga hızlarını göz önüne alarak, kuyu loglarından tabakaların hızları bulunabilir. İzlenen S dalga hızları bilgilerinin çoğalmasıyla, kabul edilen hız değerinin daha sıhhatli olarak bulunabileceği söylenilebilir.

Analizlere bir örnek olarak Tokyo, Yumenoshima'daki zemin yüzeyinin mukabelesi burada verilmektedir. Bu saha Tokyo'nun güneydoğusunda olup, çok tabakalı zemindeki S dalga hızları sismik prospeksiyonla bulunmuştur. Ana kaya, yüzeyden 235 m. derindedir. 1952 Taft depreminin ana kayaçtaki ivmesi, Yumenoshima'nın ana kayasında gelen dalga olarak alınmış ve mukabelelerin hesaplanmasında uygulanılmıştır. Her tabakanın maksimum mukabelesi Şekil 5 de, ve gelen dalganın mukabele spektrumuyla, zemin yüzeyinin hareketi de Şekil 6 da gösterilmiştir. Şekil 6 da, Yumenoshima'nın mukabelesi 0.72, 0.60 ve 0.46 sn. lerde hakimdir. Bu periyodlar, zeminin 3 üncü, 4 üncü ve 5 inci tabakalarının tabii periyodlarına tekâbütl etmektedirler. Aynı şekilde bu pikler, zemin yüzeyinde izlenen mikrotremorların Fourier spektrumunda da açık olarak belirlenmektedirler. Şekil 7 de, 1952 Taft Depremi ve Yumenoshima'da hesaplanan hareket arasındaki ivme mu-

kayasesi gösterilmiştir. Şekil 8 de, Taft Depremi ve Yumenoshima'da hesaplanan hareketin mukabele spektrumları verilmiştir.

II. Lokal Sismik Zonlar İçin Hesaplama Yöntemi :

II.1. Yapı Modellerinin Sismik Dizayn Katsayısı :

Şiddetli bir deprem hareketiyle yapıların deforme olması halinde, bunların ötelemeleri (deflection) plastik bölgeye ulaşmaktadır. Yapılan bir çok çalışmalarla bu açıkça belirlenmiştir. J. Penzien (20), A. S. Veletsos (21), G. V. Berg (22) ve N. Andoh (23), $Q_{y/m}$ yapı sismik dizayn katsayısı yani $Q_{yo/m}$ deprem ivmesinin büyük değerlerine rağmen, δ_p maksimum elasto-plastik öteleme takriben maksimum elastik ötelemeye eşittir. Şekil 9 da, idealleştirilmiş bir modelle kuvvet ve ötelemenin bu bağıntısı gösterilmiştir. Şekil 9 dan varılan sonuç, S_a elastik mukabele değerinin özel bir durum olduğu ve bunun akma noktası değerinin çok büyük olduğudur. Eğer S_a değerleri, yapı tabii periyodlarına karşıt bir spektrumla gösterilirse, bu «Mukabele Spektrumu» olarak adlandırılır.

Eğer δ_p elastik olmayan deformasyonu, yapının elastik olmayan deformasyon limitine karşılık küçük değerleri haiz ise aşağıdaki bağıntı yazılabilir.

$$Q_{y/m} = \frac{S_a}{\delta_p/\delta_e} + \frac{S_a}{\delta/\delta_e} \quad (6)$$

$$Q_{y/m} = S_a/\mu \quad (7)$$

Bu, $Q_{y/m}$ değeri yapı dizaynı için sismik katsayı olarak tanımlanmalıdır. Yukarıda bahsedilen tanım, δ_p elastik olmayan deformasyonunun δ elastik deformasyonuna eşit olması farzını esas almaktadır. Şekil 10 da, S_a/μ değeri ile $\delta_p \times \omega_e^2$ elastik olmayan mukabele mutad (traditional) sonuçları arasındaki mukayese bir örnek olarak verilmektedir. Şekilden varılan sonuç, kabul edilen farzın uygun olduğudur.

Müsaade edilebilen plastik deformasyon yapının tipine bağlı olmaktadır. Örneğin, yığma bir yapıda müsaade edilebilen düktilite faktörü 1.0 dir. Betonarme yapı halinde ise, kırılma şekline göre (kesme veya eğilme) muhtelif müsaade edilebilen düktilite faktörleri düşünülebilir. Ancak genellikle bu değer $\mu = 2 \sim 3$ dür. Çelik bir yapı tipi ise çok düktil olup, $\mu = 4 \sim 5$ olarak alınabilir. Sismik dizayn katsayısı, yapının tipine ve tabii periyoduna bağlı olarak değiştirilebilir. Bu değerler eşitlik (7) ile elde edilmektedir. Elastik olmayan deformasyona müsaade edilmeyen önemli bir yapıda ise, müsaade edilebilen düktilite değeri 1.0 olmalıdır. Böylece ivme mukabele spektrumu, sismik dizayn katsayı spektrumuna tekabül etmektedir.

II.2. Sismik Şiddetlerin Dağılımının Çıkarılması :

Şehrin çok büyük olmayan bir bölümünde ana kayanın deprem esnasında üniform olarak hareket ettiği kabul edilebilir. Bu limitli sahada, zemin yüzeyinde incelenen deprem hareketlerinin, yalnız zemin şartlarının değişik olması nedeniyle olan farklılıkları kapsadığı söylenebilir. Böyle bir sahanın uzanımını belirlemek güç olmasına rağmen, eğer episantr bu sahadan uzakta ise, saha takriben $50 \sim 100 \text{ km}^2$ olarak kabul edilebilir.

Zemin şartlarının dinamik sabitlerini belirlemek için, aşağıdaki yöntem uygulanmıştır. Kuyu doneleri ve izlenmiş S dalga hızları toplanmış, zeminin bölgesel profilleri çıkarılmış ve tabakaların sınırları ile kalınlıkları hesaplanmıştır. Her bir tabaka için S dalga hızı ve yoğunluk, sismik prospeksiyonla izlenmiş hız değerleri göz önüne alınarak, kuyu donelerinden elde edilmiştir.

Ana kayaçta gelen dalga olarak uygun bir izlenmiş kayıt bulunamamıştır. Bunun için yazarlar, 1952 Taft depremi esnasında Taft Rasathanesinin, hesaplanmış gelen dalgasını kullanmışlardır. Gelen dalganın amplitüdü, deprem nedeniyle zemin ivmesini belirleyen Kanai'nin vermiş olduğu bir amprik formülle (24) bulunmuştur, yani :

(8)

$$a_m = 5/\sqrt{T_g} \cdot 10^z$$

$$Z = 0.61 M - (1.66 + 3.60/x) \text{ Log } x + (0.167 - 1.83/x)$$

a_m , T_g tabii periyodu havi, zemin yüzeyinin ivmesinin amplitüdünü tanımlamaktadır. Bu çalışmada gelen dalga özel bir hal olarak seçilmiştir, böylece gelen dalganın amplitüdü, bu formülle uygun bir amplitüd bulmak için deneme hesaplamaları yoluyla elde edilmiştir.

Ana kayacda bu gelen dalgayı alarak, I.1. inci kısımda açıklanan yöntemin uygulanmasıyla her bir tabaka için zeminin mukabeleleri hesaplanılmıştır. Daha sonra zemin yüzeyi hareketinin mukabele spektrumu olan S_a , her bir tabaka için hesaplanılmıştır.

III. Kawasaki Şehrinde Mikrobölgeleme Çalışmaları :

III.1 Kawasaki Şehrinin Genel Görünümü :

Kawasaki şehri Tokyo ile Yokohama arasında yer almakta ve Tama nehri şehri Tokyo'dan ayırmaktadır. Şekil 11 de Kawasaki şehrinin lokasyonu verilmiştir. Şehrin batı yönü tepelik olup, orta ve doğu kesimleri ise düzlüktür ve derin alüvyon depozitleri ihtiva etmektedir. Doğu ucu ıslâh edilmiş arazidir ve zemin yüzeyinden Tersiyerin üst sınırına kadar takriben 150 m. lik bir derinliği haizdir. Doğu sahil seridi endüstri bölgesidir. İş merkezleri ve oturma bölgesi şehrin orta kısmında yer almaktadır. Şehrin tepelik olan batı kısmı ise, oturma bölgesidir. Nüfus takriben bir milyon kadardır.

Şehirde üç noktada E. Shima ve Y. Ohta sismik prospeksiyon uygulamışlardır. Şekil 13 de, bu çalışma sonuçlarına bir örnek olarak zemin profili verilmiştir. S dalga hızlarının bu donelerini ve kuyu loglarını kullanarak Şekil 12 de gösterilen şehrin bölgesel profili elde edilmiştir. Bu uygulamada, 53 noktada seçilmiş ve kuyu testlerinin doneleri toplanılmıştır. Zeminin bu dinamik karakteristikleri ve yapıların tabii periyodunun ışığı altında, S dalga hızı 600 m/sn. olan Tersiyer tabakası bu bölge için ana kaya olarak gösterilmiştir.

Bölgenin her bir yerinin donelerini kullanarak gelen dalga nedeniyle olan zeminin mukabelesi hesaplanmıştır. Şekil 14 de, gelen dalgaya karşılık zemin yüzeyi mukabelesinin ivme oranları gösterilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere, maksimum büyütme 6 kat, minimum büyütme ise 2 kattır.

III.2. 1923 Kanto Depremi İçin Bulunan İvmenin Dağılımı

1923 Kanto Depreminin episantrı Şekil 11 de gösterilmiştir. Kawasaki şehri episantrdan 60 km. uzaklıkta olup, depremin magnitüdü 7.9 dur. Hakim periyodun $T_g = 0.4$ sn. olması halinde, deprem nedeniyle zemin yüzeyinde olan ivme $a_m = 0.67$ g. olarak eşitlik (8) den bulunmuştur. 1952 depreminde maksimum ivmesi 0.128 g. ye kadar uzanan Taft ana kayasının gelen dalgası, Kanto Depreminde Kawasaki şehrine gelen dalga olarak uygulanırsa, aynı zemin şartlarını havi noktada zemin yüzeyinin ivmesi $a_m = 0.69$ g. olarak bulunmaktadır. Böylece, Kawasaki şehrinde Kanto Depreminin gelen dalgası olarak bu dalga kabul edilmiştir.

Kabul edilen bu gelen dalga nedeniyle olan zemin yüzey ivmesinin dağılımı Şekil 15 de gösterilmiştir. Bu hareket esas alınarak, deprem nedeniyle ahşap evlerdeki hasar oranının dağılımı hesaplanmıştır. Kanai'nin (1), araştırma sonuçlarıyla, Japon stili ahşap evlerin ortalama tabii periyodu $T = 0.4$ sn. olarak saptanmıştır. Şekil 16 da, her noktanın hasar oranı verilmiştir. Bu hesaplama, ahşap evlerin elâstik olmayan deformasyonu ve tabii periyodlarının sapması göz önüne alınarak yapılmıştır. Bu harita, gerçek hasarın dağılımıyla iyi bir uygunluk göstermektedir. Şekil 17 de, birçok şehirleri kapsayan hasar oranları verilmiştir. Ayrıca Şekil 13 de, parantez içinde gösterilen yüzde oranlarıyla deprem raporundan (25) çıkarılan gerçek hasara ait doneler de verilmiştir. Şekil 18 de, hesaplanan hasar oranıyla, gerçek hasar oranı arasındaki mukayese verilmiştir.

III.3. Yapılar İçin Şiddet Dağılımı :

İvme amplitüdünün dağılımıyla yapılar için olan etkileri bilmek zordur. Yazarlar, eşitlik (7) deki S_a yı belirleyen elas-

tik tek bir kütle sisteminin mukabelesiyle, herbir tabii periyod için yapıların mukabelesinin dağılımının haritasını yapmışlardır. Şekil 19 da, gelen dalga amplitüdüne karşılık oran olarak S_a yapı mukabelesi gösterilmiştir. İncelenilen bu halde yapının tabii periyodu $T = 0.3$ sn. dir. Şekil 20 ve 21 de, tabii periyodun $T = 0.5$ sn. ve $T = 1.0$ sn. olduğu haller verilmiştir. Bu değerler haritada gösterildiği gibi, çok komplikedirler ve yapılardaki hasar zemin şartlarına bağlı olmaktadır. Bu haritalar, çok katlı muhtelif binalar için yapılmışlardır.

III.4. Yapı Dizaynı İçin Deprem Katsayısının Dağılımı :

500 yıllık periyod için Kawasaki şehrinin sismisitesinden şu bağıntı elde edilmiştir. Kanto Depreminin şiddetine tekâbül eden bir depremin şiddetinin dönüş periyodu 100 senedir. II.1. inci kısımda Q_y/mg ile belirtilen idealleştirilmiş akma noktasının değerine karşılık olan k , sismik dizayn katsayısına nazaran oldukça büyüktür.

0.2 sismik katsayı değeri, Japon Bina Yönetmeliği'nde $k = 0.3$ akma noktası değerine tekâbül etmektedir. Yapıların plastik bölge içinde bu yönetmelikle dizayn edilen, gerekli düktilite faktörleri hesaplanılmıştır. Tabii periyodun $T = 0.3$ sn. ve dönüşüm periyodunun da 50 yıl olduğu hal Şekil 22 de gösterilmiştir. Şekil 23 de de, periyodun $T = 0.3$ sn. ve dönüşüm periyodunun 100 sene olduğu hal verilmiştir. Bu sonuçlardan, bu yönetmelikte düktil yapıların çok emin olduğu anlaşılmaktadır, ancak betonarme yapı halinde ise bazı yerlerde bu emniyet görülememektedir.

Diğer taraftan, herbir yapı için müsaade edilebilen sabit bir düktilite faktörü kabul edilerek, gerekli sismik dizayn kat sayılarının dağılımı hesaplanılmıştır. Şekil 24 de, betonarme yapı hali için, tabii periyodun $T = 0.3$ sn., müsaade edilebilen düktilite faktörünün $\mu = 3$ ve dönüşüm periyodunun da 100 sene için olduğu hal gösterilmiştir. Çelik yapıda, $T = 0.3$ sn., $\mu = 5$ ve dönüşüm periyodu 50 sene hali Şekil 25 de verilmiştir. Şekil 26 dönüşüm periyodunun 100 sene olduğu hali göstermektedir.

S o n u ç l a r

Bu araştırmada, zemine farklı Şartlar altında gelen dalga-
nın bűyűtmesi ve deęiřtirmesi ile ilgili çalıřmalar, çok taba-
kalı ortamda S dalgalarının műteaddit yansıma teorisi uygu-
lanılarak yűrűtűlműřtir. Kawasaki Őehrinde, kuyu doneleri
gűz nűne alınarak yapılara etki eden sismik Őiddetler hesap-
lanılmıştır. İnceleme yapılan saha gevşek alűvyondan ibaret
olup, yapılara etki eden Şiddetin gelen dalganın ivmesine ora-
nı birçok yerlerde 10 kattan daha fazladır.

Yapılan analizler sonucunda yazarlar iki problemi ortaya
koymuşlardır.

1 — Yapılara etki eden sismik Şiddetlerin değerleri muh-
teftir. İncelenilen sahada maksimum Şiddetin, minimum Őid-
dete oranı 4 dűr ve bu daęılım zemin Őartlariyle ilgilidir.

2 — Yapı tabi periyodu aynı periyoddaki yapıları etkile-
yici sismik kuvvetler ile alűvyonun kalınlıkları veya anakaya-
ca olan derinlik arasındaki ilişki çok karışıktır. Bunun için ze-
min Şartlarının etkilerini daha detaylı olarak incelemek gerek-
mektedir.

Bu arařtırmada verilen dinamik metodla mikro bűlgeleme
haritalarının yapımında, zeminin araştırma metodunun aşağı-
da belirtilen analizlerle geliřtirilmesi ne sűrűlebilir.

a) Yapı műhendislięinde kuyu testlerinin esas olarak
amacı, yapının temelinin oturtulacağı taşıyıcı tabakanın bulun-
masıdır. Dolayısıyla kuyular hemen hemen ana kayaca kadar
ağılmamakta ve bu nedenle derindeki zeminin dinamik özellik-
lerini elde etmek olanağı da ortadan kalkmaktadır. Derindeki
zeminin dinamik özelliklerini ortaya koyacak bir yűntemin bu
lunması zorunlu olmaktadır.

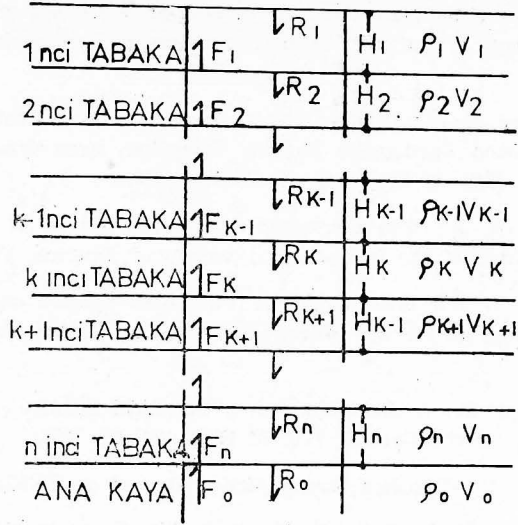
b) Genellikle kuyu testlerinde, zemin tabakasının yoğun-
luğu hakkında pek az bilgi verilmektedir.

c) S dalga hızı donelerini daha hassas olarak elde etmek
için sismik prospeksiyonu uygulamak önemli olmaktadır.

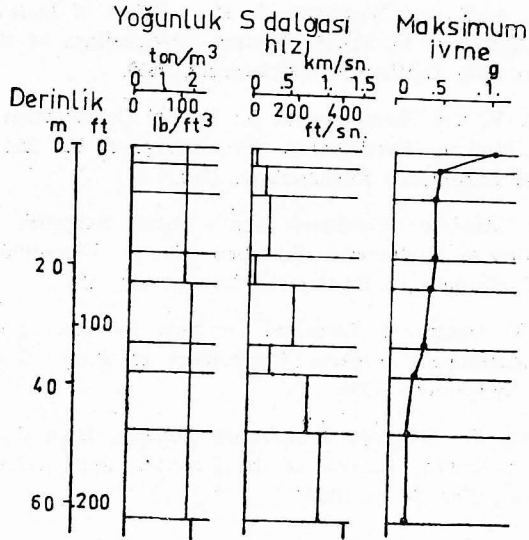
REFERANSLAR

- 1 — Kanai, K. et al.: On Microtremors. (Earthquake damage to wooden houses). Bull. of ERI. Vol. 44, Part 2, 1966.
- 2 — Shibata, H. and Hara, R.: Some comment on the Randomness of the Strong Earthquake. Proceedings of Japon Earthquake Engineering Symposium. 1966.
- 3 — Penzien, J., Scheffey, C. F. and Parmelee, R.: Seismic Analysis of Bridge on Long Piles. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 90, No. EM 3, 1964
- 4 — Idriss, I. M. and Seed, H. B.: Seismic Response of Horizontal Soil Layers. Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Vol. 94, No. SM. 4, 1969.
- 5 — Seed, H. B. and Idriss, I. M.: Influence of Soil Conditions on Ground Motion during Earthquake. Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Vol. 95, No. SM. 1. 1969.
- 6 — Seed, H. B.: Characteristics of Rock Motions during Earthquakes. Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Vol. 95, No. SM 5, 1969.
- 7 — Idriss, I. M. and Seed, H. B.: Response of Earth Banks during Earthquake. Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Vol. 93. No. SM 3, 1967.
- 8 — Seed, H. B.: Slope Stability during Earthquake. Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Vol. 93, No. SM 4, 1967.
- 9 — Kanai, K.: Relation between the Nature of Surface Layer and the Amplitude of Earthquake Motions. Bull. of ERI. Vol. 30, 1952.
- 10 — Kanai, K.: Relation between the Nature of Surface Layer and the Amplitude of Earthquake Motions. II. Bull. of ERI. Vol. 31. 1953.
- 11 — Kanai, K. and Yoshizawa, S.: Relation between the Amplitude of Earthquake Motions and the Nature of Surface Layers, III. Bull. of ERI. Vol. 34, 1956.
- 12 — Kanai, K. and Yoshizawa, S.: Relation between the Amplitude of Earthquake Motions and the Nature of Surface Layer, IV. (The case of Finite Train). Bull. of ERI. Vol. 34, 1956.

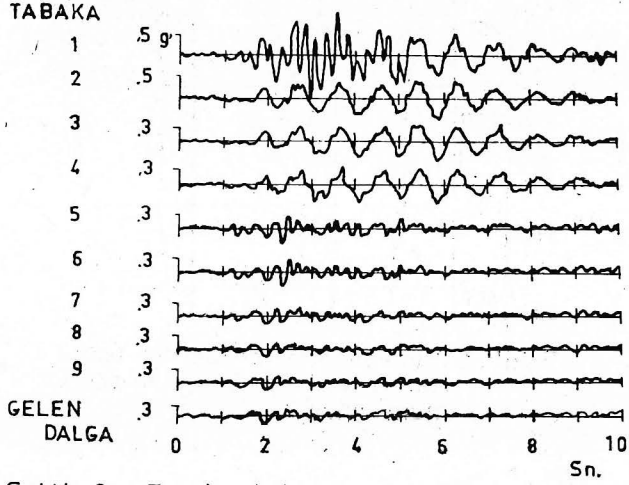
- 13 — Kanai, K.: Some New Problems of Seismic Vibrations of a Structures. Proceedings of the 3rd World Conference on Earthquake Engineering, 1965.
- 14 — Yoshizawa, S. and Tanaka, T. and Kanai, K.: Some Features of Strong Underground Earthquake Motions Computed from Observed Surface Records. Bull. of ERI. Vol. 46, Part 3, 1968.
- 15 — Haskell, N. A.: The Dispersion of Surface Waves in Multi-layered Media. Bull. of the Seismological Society of America, Vol. 43. 1953.
- 16 — Herrera, I. and Rosenblueth, E.: Response Spectra on Stratified Soil. Proceedings of the 3rd World Conference on Earthquake Engineering, 1965.
- 17 — Takahashi, R.: A Short Note on a Graphical Solution of the Spectral Response of the Ground. Bul. of ERI. Vol. 33, 1955.
- 18 — Berg, G. V.: Digitized Strong Motion Record of USCGS. IBM Cards.
- 19 — Matthiesen, R. B., Duke, C. M. et al.: Site Characteristics of Southern California Strong - Motion Earthquake Stations. Part 2. University of California Report 64 - 15, 1964.
- 20 — Penzien, J.: Dynamic Response of Elasto - plastic frame. Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Vol. 86, No. ST. 7, 1960.
- 21 — Veletsos, A. S. and Newmark, N. M.: Effect of Inelastic Behaviour on the Response of Simple System. Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering, 1960.
- 22 — Berg, G. V. and Thomaidis, S. S.: Energy Consumption by Structures in Strong Motions Earthquakes. Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineerings, 1960.
- 23 — Response Analyzer Committee.: Non - linear Response Analyzer and Application to Earthquake Resistant Design. Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering, 1960.
- 24 — Kanai, K.: Improved Empirical Formula for the Characteristics of Strong Earthquake Motions. Proceedings of Japan Earthquake Engineering Symposium. 1966.
- 25 — Matuzawa, T.: Intensity Distribution Deduced from the Damages on Wooden Buildings. Reports of the Imperial Earthquake Investigation Committee. No. 100 - a, 1925.



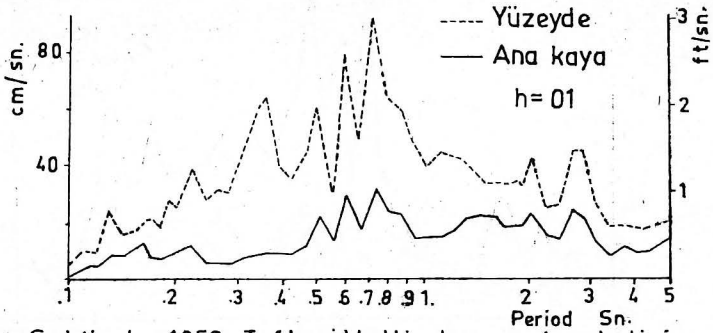
Sekil.1 Tabakalı zemin modeli.



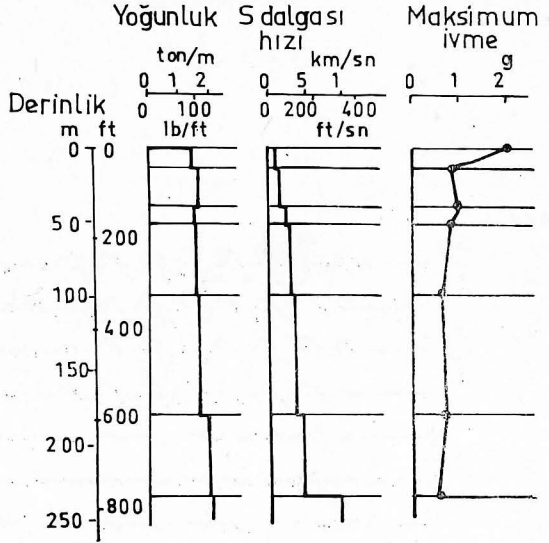
Sekil.2 Zemin özellikleri ve hesaplanan maksimum ivme.



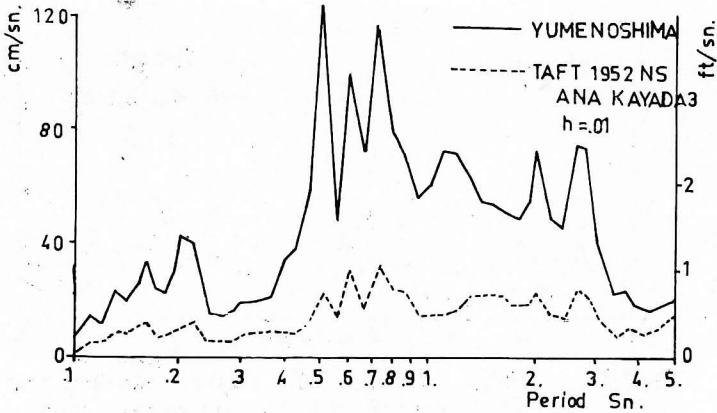
Şekil.3 Zemin tabakalarının ivmesi.



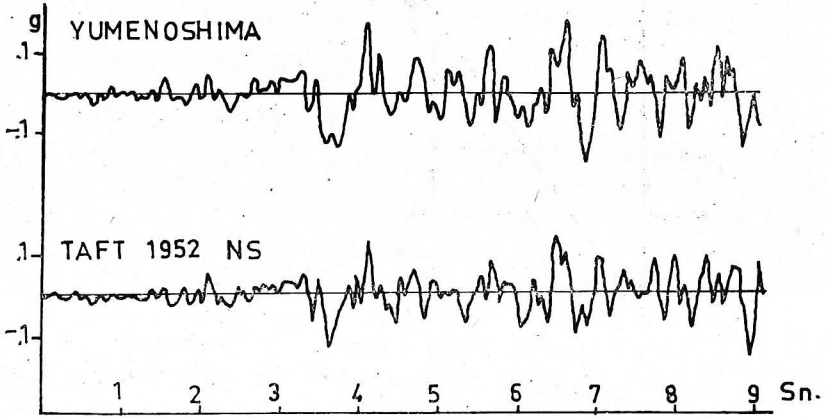
Şekil.4 1952 Taft şiddetli deprem hareketinin ana kaya ve yüzeyde hız mukabele spektrumları.



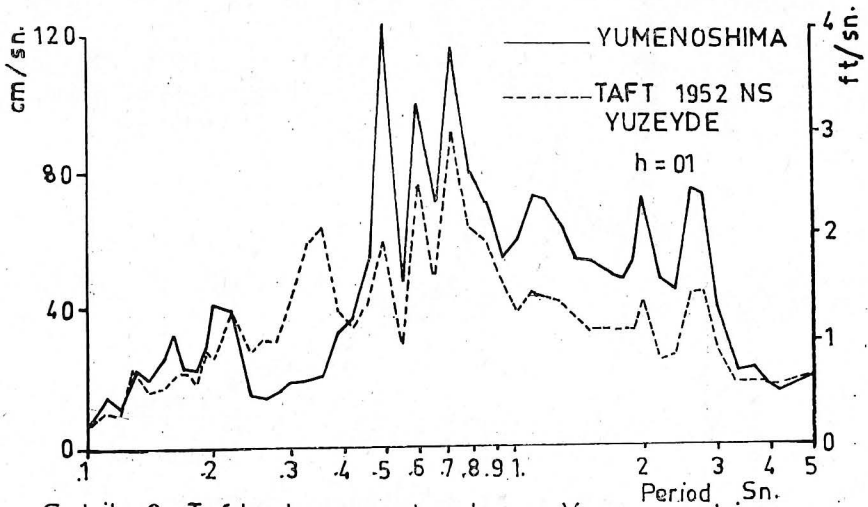
Sekil . 5 Yumenoshima'da zemin özellikleri ve hesaplanan maksimum ivme.



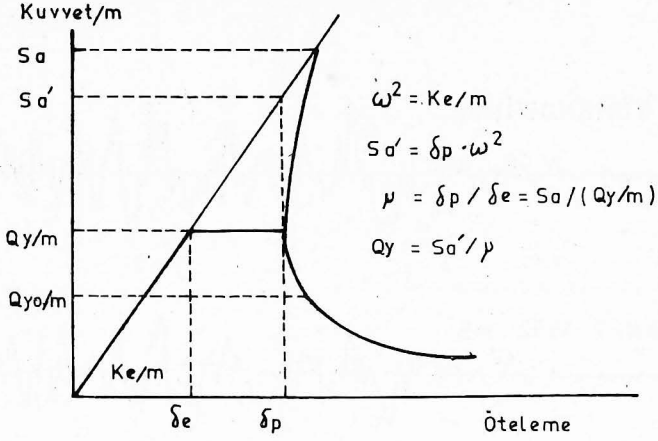
Sekil . 6 Taft ana kayacıyla Yumenoshima'nın hız mukabele spektrumlarının mukayesesi.



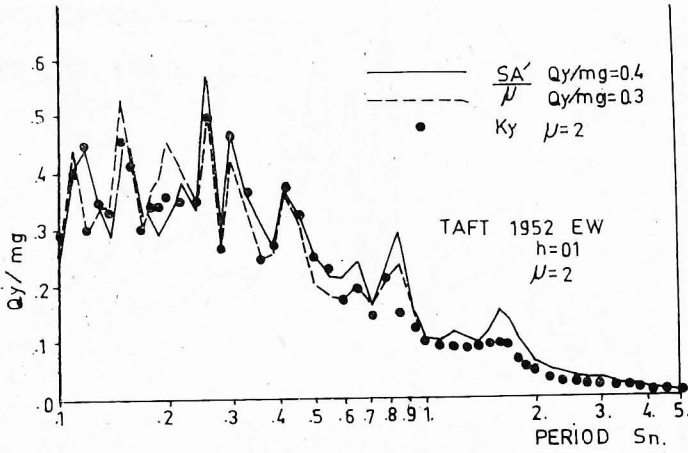
Sekil . 7 Taft deprem kaydı ve Yumenoshima arasındaki ivme mukayesesi.



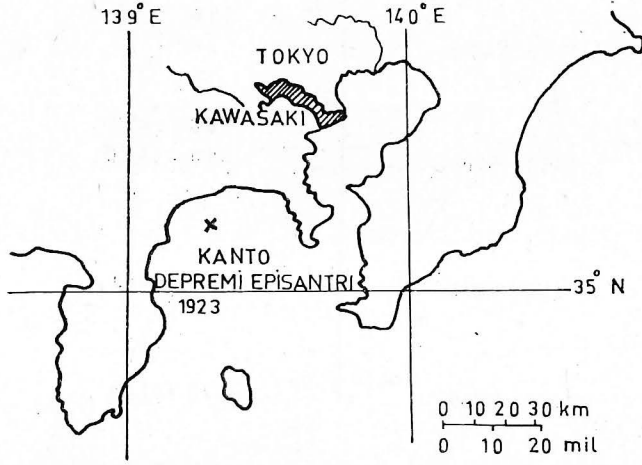
Sekil . 8 Taft deprem kaydı ve Yumenoshima arasındaki hız mukabele spektrumlarının mukayesesi.



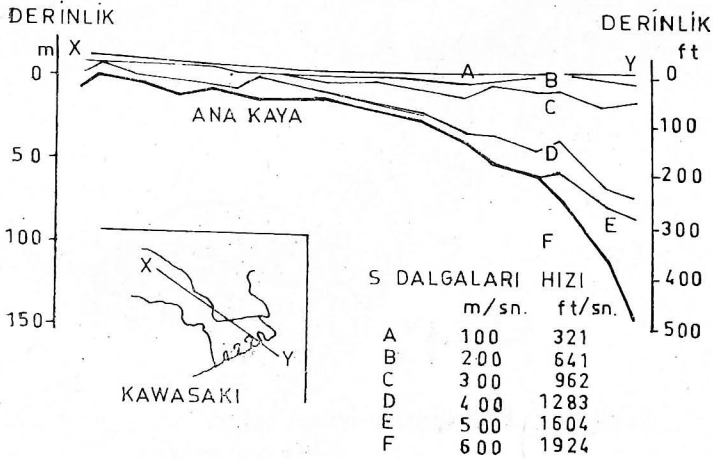
Şekil. 9 Elastik olmayan tek bir sistemde öteleme ve kuvvet ilişkisi.



Şekil. 10 $S_{A'}/\mu$ ve K_y değerlerinin mukayesesi.



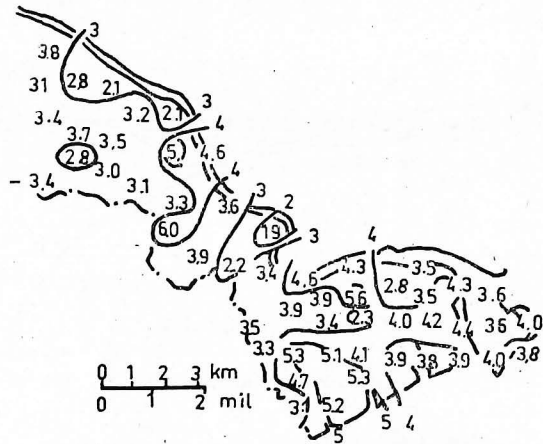
Şekil .11 Kawasaki şehrinin lokasyonu



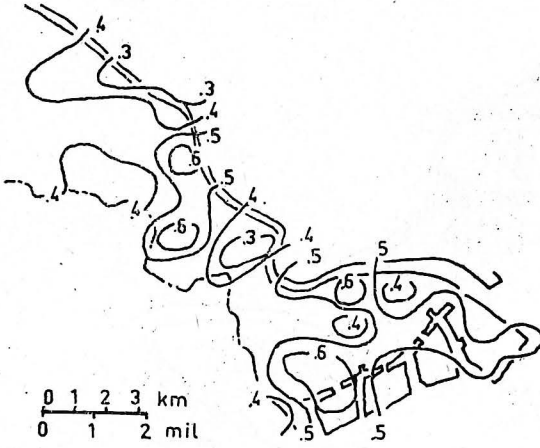
Şekil. 12 Kawasaki şehrinde zemin profilleri.

P-DALGASI		DERİNLİK		S-DALGASI	
m/sn	ft/sn	m	ft	m/sn	ft/sn
		0	0	110	350
			100	150	490
1350	4420	50			
			200	200	655
1650	5400			350	1150
			300		
		100			
1820	5950		400	390	1280
2000	6550	-150	500	670	2200

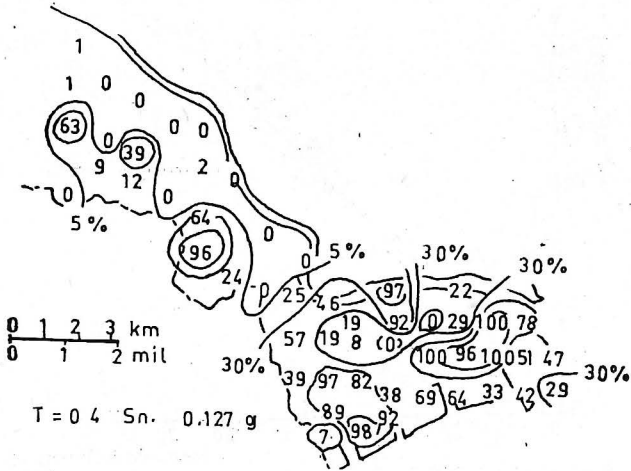
Sekil. 13 Ukishima'da SveP dalga hızları.



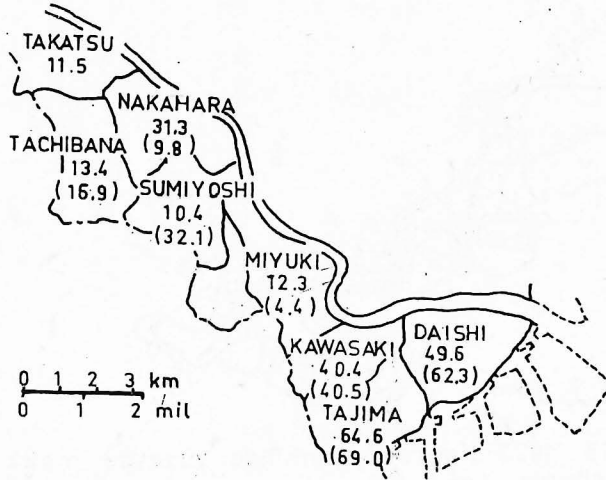
Sekil. 14 Maksimum ivme oranı (Yüzey/gelen)



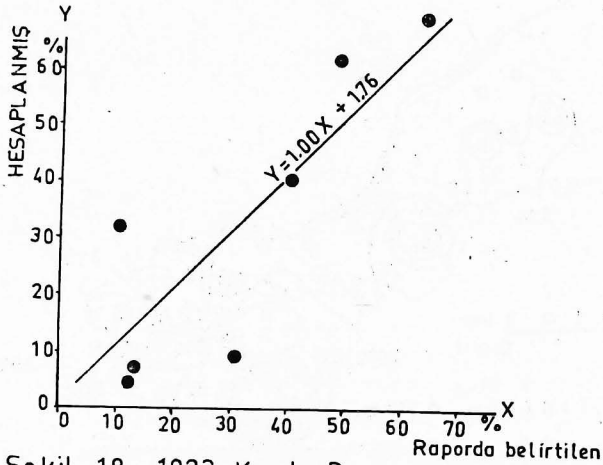
Şekil. 15 1923 Kanto Depreminde yüzeyde maksimum ivme (g)



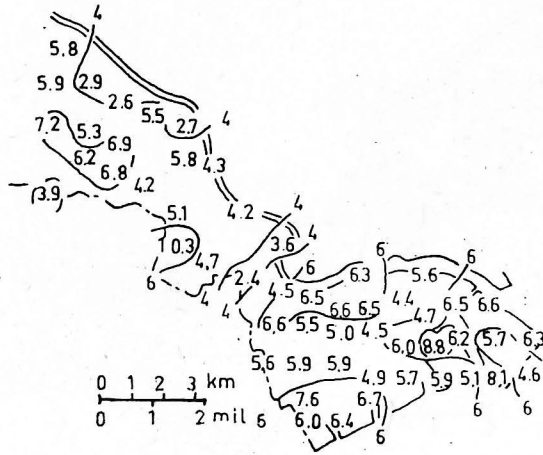
Şekil. 16 1923 Kanto Depremine ait hesaplanmış hasar oranının dağılımı.



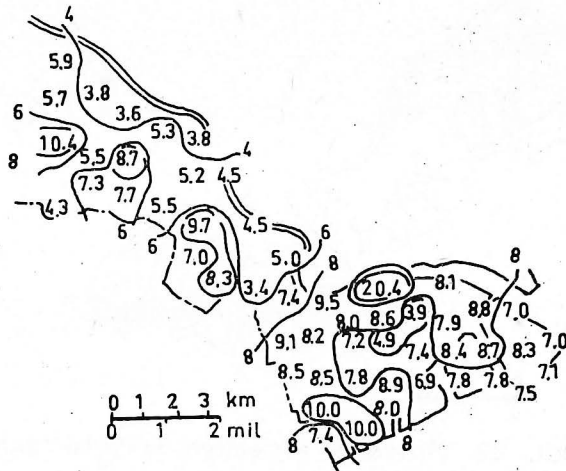
Şekil. 17 Kanto Depremi nedeniyle olan hasar durumu.



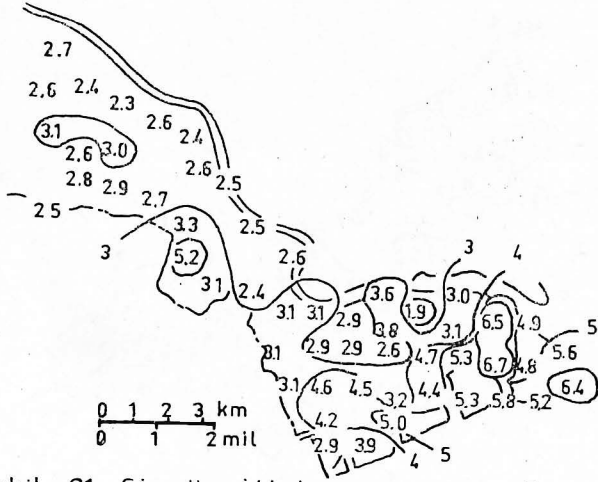
Şekil. 18 1923, Kanto Depreminde hesaplanmış ve raporda belirtilen hasar oranı mukayesesi.



Şekil .19 Sismik şiddet oranı. $T=0.3$ Sn.

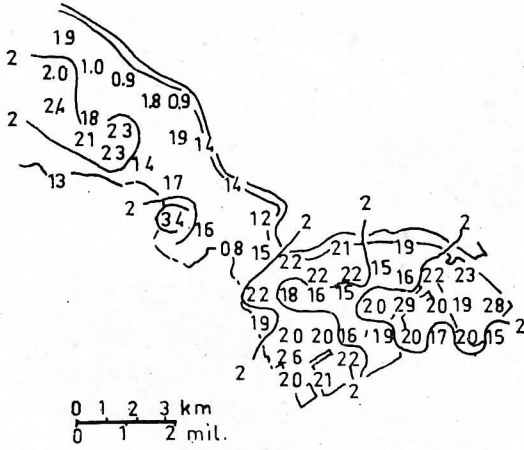


Şekil: 20 Sismik şiddet oranı. $T=05$ Sn.

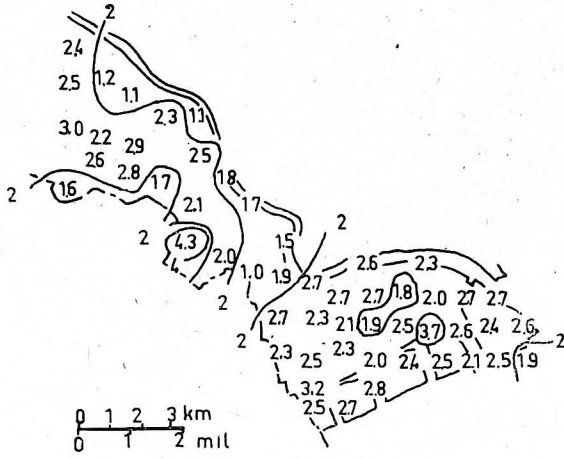


Şekil 21 Sismik şiddet oranı

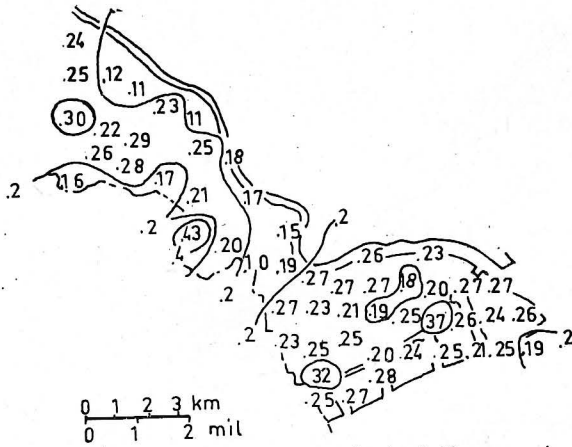
$T = 1.0$ Sn.



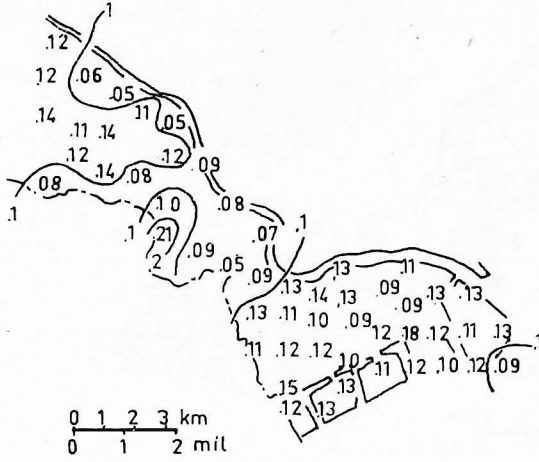
Şekil 22 Müsaade edilebilen düktilite faktörü.
(Dönüşüm periyodu: 50 sene, $T = 0.3$ sn ve $K = 0.3$ için)



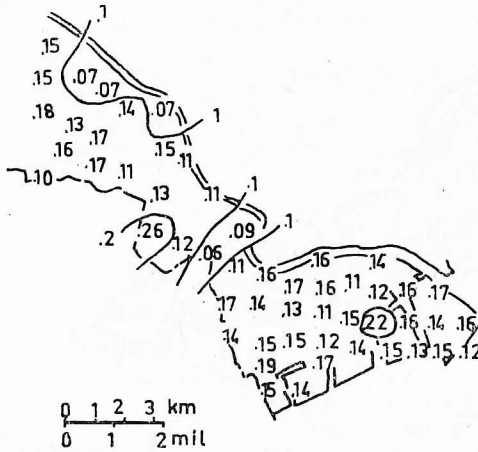
Şekil. 23 Müsaade edilebilen düktilite faktörü
(Dönüşüm periyodu :100 sene $T=0.3$ sn. ve
 $K=0.3$ için)



Şekil. 24 Sismik katsayı.(Dönüşüm periyodu :
100 sene, $T=0.3$ sn. ve $M=3$ için)



Şekil. 25 Sismik katsayı. (Dönüşüm periyodu: 50.sene, $T=0.3$ sn. ve $M= 5$ için.)



Şekil. 26 Sismik katsayı (Dönüşüm periyodu: 100 sene, $T=0.3$ sn. ve $M=5$ için.)

KULLANILAN İŞARETLER

- F, F_k = Yukarı doğru dalga (k tabaka sayısını gösterir)
- F_o = Aşağı doğru dalga (k tabaka sayısını gösterir)
- R, R_k = Gelen dalga
- H_k = Tabaka kalınlığı
- U = Yatay deplasman
- V, V_k = S dalga hızı
- β, β_k = Refleksiyon katsayısı
- γ, γ_k = Transmisyon katsayısı
- G = Zeminin rijidite modülü
- φ, φ_k = Zeminin yoğunluğu
- Q_y = Bina'daki kalıcı deformasyona sebep olan taban kesme kuvveti
- S_a = İvme mukabele spektrumu değeri
- m = Yapının kütlesi
- δ = Yapının elastik mukabelesi nedeniyle olan deformasyon
- δ_p = Yapının elastik olmayan mukabelesi nedeniyle olan deformasyon
- δ_e = Elastik limit deformasyonu
- μ = Yapının müsade edilebilen deformasyonlar için düktilité faktörü
- M = Richter skalasına göre magnitüd değeri
- x = Orijinden olan mesafe (km)
- T_g = Zeminin hakim periyodu
- a_m = Yüzeydeki ivme

Kuvvetli Deprem Hareketi Kayıtlarından Mukabele Spektrumunun Hesaplanması

Yazarlar :
Navin. C. Nigam - Paul C. Jennings *

Çeviren :
Ussal Z. ÇAPAN **

ÖZET

«Strong-motion» deprem kayıtlarından mukabele spektrumunun hesaplanması amacıyla, spektrum için kullanılan diferansiyel denklemin tam çözümünü esas alan nümerik bir yöntem geliştirilmiştir. Bu yöntem, nisbî bir doğruluğa sahip 3. dereceden Runge-Kutta metodu ile karşılaştırıldığı takdirde hesaplama süresinde en az, üç-dört misli zaman tasarrufu sağlanmaktadır. Spektrum hesaplanırken çeşitli safhalarda işe karışan hataların, nümerik integrasyonlar cinsinden saptanması mümkün kılınmıştır. Örnek hesaplamalar; bu makalede teklif edilen veya sınırlı bir doğruluk derecesine sahip diğer hesaplama yöntemleri kullanılması halinde, nümerik işlemlerde yapılması mümkün hataların, ivme kayıtları sayısal hale getirilirken yapılabilecek hatalardan çok daha az olduğunu göstermiştir.

ABSTRACT

A numerical method for computing response spectra from strong-motion earthquake records is developed, based on the exact solution to the governing differential equation. The method gives a three to four-fold saving in computing time compared to a third order Runge-Kutta method of comparable accuracy. An analysis also is made of the errors introduced at various stages in the calculation of spectra so that allowable errors can be prescribed for the numerical integration. Using the proposed method of computing of other methods of comparable accuracy, example calculations show that the errors introduced by the numerical procedures are much less than the errors inherent in the digitization of the acceleration record.

(*) Kaliforniya - Teknoloji Enstitüsü (Cal - Tech), Pasadena, California

(**) Yerbilimleri Enstitüsü, Hacettepe Üniversitesi, Ankara

GİRİŞ :

Benioff (1934); Biot (1941), Housner (1941) in kavramı ortaya atışlarından bu yana, kuvvetli depremlerdeki mukabele spektrumu, bu cins depremlere maruz kalmış yapıların analizi ve projelendirilmesi problemlerinde çok yararlı ve öğretici olmaktadır. Bu spektrum, basit osillatör tipi depremlerde osillatörün tabii periyodundan sönümüne kadar değişen titreşim değerleride, gösterilen maksimum mukabele değerlerinin çizilmesi ile bulunan, zemin ivmeleri kayıtlarından hesaplanmaktadır. Bu eğrilerden hem zemin hareketinin frekans özellikleri tayin edilebilmekte hem de basit yapıların depreme karşı gösterdiği maksimum mukabele elde edilmektedir. Farklı modlardaki mukabelelerin birleştirilmesi yoluyla spektrum teknikleri sadece basit değil, bina ve baraj gibi çok karmaşık yapıların analiz ve projelendirilmesinde de kullanılabilir. Bu şekildeki uygulamaları ile spektrum teknikleri, statik yükleri esas alan hesaplar ve karmaşık yapıların hareket denklemlerinin tamamen integrasyonu arasında bir ara çözüm veya ara yaklaşım yolunu temsil eder.

Strong-motion deprem kayıtları, çok sık olmamakla beraber eskiden de elde edilmiş ve sayısal hale getirilmiş, veya buna eşdeğer analog şekil ve bunları izleyen spektrumun hesaplanması, az çok bireysel esaslara uygun olarak kullanılmıştır. Bununla beraber son yıllarda dünyanın başlıca sismik bölgelerinde örneğin özellikle Kaliforniya, Meksiko ve Japonya'da strong-motion aletlerinin sayısındaki artış öyle bir noktaya gelmiştir ki bu bölgelerde vuku bulacak büyük çaptaki bir deprem büyük sayılarda kayıtların elde edilmesine sebep olmaktadır. Gerek verilerin geniş hacimlere erişmesi gerekse banda-alıcı ivme kaydediciler'deki (tape recording accelerographs) gelişmeler, çabuk ve otomatik veri değerlendirme yöntemleri ile spektrum hesaplama işlemlerine çok ihtiyaç olduğunu açıkça ortaya koymuştur. İşte bu ihtiyacı kısmen karşılayabilmek çabasıyla, bu makalede strong-motion deprem kayıtlarından mukabele spektrumunun hesaplanması için çabuk ve sıhhatli bir metot sunulmuştur.

Mukabele spektrumu, ilk kez Biot (1941) tarafından, direkt mekaniksel analog kullanılarak daha sonra da Housner ve

Mc Cann (1949) tarafından elektrik analog teknikleri uygulanması yoluyla elde edilmiştir. Son yıllarda digital kompüterlerin gelişmesi ve komputerlerdeki hesaplama hızının gittikçe artması, spektrum hesaplarında gittikçe artan şekilde elektronik beyinlerin kullanılmasına yol açmıştır. Mukabele spektrumunun deprem mühendisliği problemlerinde yaygın bir şekilde kullanılması, spektrum hesaplaması yöntemleri üzerindeki ilginin sürekli olarak kalmasını sağlamış ve bu hesaplamalardaki doğruluk tekrar yapılabilme ve hesaplamada ekonomi gibi konularda sorular ortaya atılmasına sebeb olmuştur (Hudson, 1962; Brady, 1966; Berg, 1973; Schiff ve Bogdanoff, (1967).

Mukabele spektrumunun elektronik beyin yardımıyla hesaplanması; basit osillatörün, kaydedilmiş zemin ivmeleri nin bir bileşenine karşı gösterdiği mukabelelerin tekrarlanan nümerik çözümlerini gerektirir. Osillatörün hareketi, ikinci dereceden, lineer, homojen olmayan diferansiyel bir denklemle belirtilmektedir ve eğer bir depreme ait elektronik beyine uygun olacak şekilde sayısal hale getirilmiş kayıtlar elde mevcut ise mukabele, nümerik integrasyon alınmak suretiyle bulunabilir. Spektrumun hesaplanması için birçok nümerik integrasyon teknikleri geliştirilmiş ve uygulanmıştır örneğin bazı araştırmacılar, sıhhatli oluşu, uzun süre geçerli oluşu, kendiliğinden başlama özelliği ve grafikteki aşırı sapmaların düzenli aralıklarda olmadığı durumlarda kullanılışa göre kolayca adapte edilebildiği için üçüncü dereceden Runge - Kutta tipi bir integrasyonu tercih etmişlerdir (Jenning, 1963; Hildebrand, 1956).

Bu metotta kısaltma hatası (truncation error), $(\Delta \Theta)^4$ ile doğru orantılıdır ki $\Delta \Theta$ burada, normalleştirilmiş integral aralığını belirtmektedir. Dolayısıyla $\Delta \Theta$ 'nin uygun şekilde seçilmesiyle hesaplamaların kabul edilebilecek derecede bir sıhhat ile yapılabilmesi mümkün olabilmektedir.

Spektrumun hesaplanması için bir başka yaklaşım yolu da, esas formül mahiyetindeki diferansiyel denklemin grafikteki aşırı sapmaların lineer parçalarına göre tam çözümlerini elde etme esasına dayanır; sonra bu çözüm kullanılarak, tamamen aritmetik yoldan, ayrı ayrı zaman aralıklarına göre

mukabele hesaplanır (Hudson 1962; Iwan 1960). Bu yöntem, integrasyon sırasında sadece sonuçtaki yuvarlaklaştırma hariç, münerek değerlerde hiçbir yaklaşıklıkla başvurulmasına meydan vermemektedir, dolayısıyla bir bakıma çok kesin bir metot sayılır.

Makalemizde bu yöntem, nisbî doğruluğa sahip, üçüncü dereceden Runge-Kutta yöntemi ile kıyaslandığında en azından üç-dört misli hesaplama zamanı kazancına yol açan bir hesaplama tekniği geliştirilmesinde kullanılmıştır. Eğer bir depreme ait kayıtlar eşit zaman aralıklarına göre dijite edilmiş ise, teklif edilen şema, yukarıda bahsedilen anlamda bir kesinliğe sahip spektrum değerleri vermektedir. Öte yandan, eğer bu kayıtlar gelişigüzel zaman aralıklarına göre dijite edilmişse bu takdirde, işin içine aynı zamanda bir yaklaşıklık miktarını sokmak gerekli olmaktadır. Mukabele spektrumunun hazırlanması sırasında çeşitli safhalarda hesaplara karışan hataların analizi ve dijite edilmesi işlemlerine ait sonuçların incelenmesi, bu ilâve nümerik yaklaşıklık miktarlarının önemsiz olduğunu göstermiştir.

Mukabele spektrumu hesaplamalarındaki nümerik teknikler Fortran IV lisansına göre programlanmış ve kotlanmıştır. Sıralanışı ve ayrıntıları bu makaleye sokulmamış olan bu programlar yeni yayınlanmış bir raporda verilmiştir. (Nigam ve Jennigs, 1968)

YÖNTEMİN FORMÜLENDİRİLMİŞİ

Spektrum, $a(t)$ taban ivmesine maruz bırakılmış basit bir osillatörün (Şekil 1 de gösterilmiştir) gösterdiği maksimum mukabele ile belirlenmiştir. Osillatörün hareketine ait denklem şöyledir.

$$\ddot{x} + 2\beta\omega\dot{x} + \omega^2x = -a(t) \quad (1)$$

burada β , kritik sönme (damping) fraksiyonunu ve ω , osillatör titreşimlerinin tabii frekansını göstermektedir.

$a(t)$ 'nin Şekil-2'de gösterilen şekilde pekçok lineer fonksiyonlarla yaklaşık olarak hesaplanabileceğini varsayarsak (1) no'lu denklem şöyle yazılabilir.

$$\ddot{x} + 2\beta\omega\dot{x} + \omega^2x = -a_i - \frac{\Delta a_i}{\Delta t_i} (t-t_i); t_i \leq t_{i+1} \quad (2)$$

$$\Delta t_i = t_{i+1} - t_i$$

$$\Delta a_i = a_{i+1} - a_i \dots \dots \dots (3)$$

$$t_i \leq t \leq t_{i+1}$$

$$x = e^{-\rho\omega(t-t_i)} \left[C_1 \sin \omega \sqrt{1-\beta^2} (t-t_i) + C_2 \cos \omega \sqrt{1-\beta^2} (t-t_i) \right]$$

$$-\frac{a_i}{\omega^2} + \frac{2\beta}{\omega^3} \cdot \frac{\Delta a_i}{\Delta t_i} - \frac{1}{\omega^2} \cdot \frac{\Delta a_i}{\Delta t_i} (t-t_i) \dots \dots \dots (4)$$

Burada C_1 ve C_2 integrasyon sabitleridir. $X = X$
 $\dot{X} = \dot{X}_i$ ve $t = t_i$ alınarak C_1 ve C_2 integrasyon sabitleri aşağıdaki şekilde hesaplanabilir.

$$C_1 = \frac{1}{\omega \sqrt{1-\beta^2}} (\rho\omega x_i + \dot{x}_i - \frac{2\beta-1}{\omega^2} \cdot \frac{\Delta a_i}{\Delta t_i} + \frac{\beta}{\omega} a_i) \dots \dots (5a)$$

$$C_2 = x_i - \frac{2\beta}{\omega^2} \cdot \frac{\Delta a_i}{\Delta t_i} + \frac{a_i}{\omega^2} \dots \dots \dots (5b)$$

$$\bar{x}_{i+1} = A(\beta, \omega, \Delta t_i) \bar{x}_i + B(\beta, \omega, \Delta t_i) \bar{a}_i \dots \dots \dots (6a)$$

$$\bar{x}_i = \begin{Bmatrix} x_i \\ \dot{x}_i \end{Bmatrix} \quad \bar{a}_i = \begin{Bmatrix} a_i \\ \dot{a}_{i+1} \end{Bmatrix} \dots \dots \dots (6b)$$

$$A = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} \\ a_{21} & a_{22} \end{bmatrix} \quad B = \begin{bmatrix} b_{11} & b_{12} \\ b_{21} & b_{22} \end{bmatrix} \dots \dots \dots (6c)$$

$$a_{11} = e^{-\beta\omega \Delta t_i} \left(\frac{\beta}{\sqrt{1-\beta^2}} \sin \omega \sqrt{1-\beta^2} \Delta t_i + \cos \omega \sqrt{1-\beta^2} \Delta t_i \right)$$

$$a_{12} = \frac{e^{-\beta\omega \Delta t_i}}{\omega \sqrt{1-\beta^2}} \sin \omega \sqrt{1-\beta^2} \Delta t_i$$

$$a_{21} = -\frac{\omega}{\sqrt{1-\beta^2}} e^{-\beta\omega \Delta t_i} \sin \omega \sqrt{1-\beta^2} \Delta t_i$$

$$a_{22} = e^{-\beta\omega \Delta t_i} \left(\cos \omega \sqrt{1-\beta^2} \Delta t_i - \frac{\beta}{\sqrt{1-\beta^2}} \sin \omega \sqrt{1-\beta^2} \Delta t_i \right) \dots \dots (6d)$$

$$b_{11} = e^{-\beta\omega \Delta t_i} \left[\left(\frac{2\beta-1}{\omega^2 \Delta t_i} + \frac{\beta}{\omega} \right) \frac{\sin \omega \sqrt{1-\beta^2} \Delta t_i}{\omega \sqrt{1-\beta^2}} + \left(\frac{2\beta}{\omega^2 \Delta t_i} + \frac{1}{\omega^2} \right) \cos \omega \sqrt{1-\beta^2} \Delta t_i \right] - \frac{2\beta}{\omega^2 \Delta t_i}$$

$$b_{12} = -e^{-\beta\omega \Delta t_i} \left[\left(\frac{2\beta-1}{\omega^2 \Delta t_i} \right) \frac{\sin \omega \sqrt{1-\beta^2} \Delta t_i}{\omega \sqrt{1-\beta^2}} + \frac{2\beta}{\omega^2 \Delta t_i} \cos \omega \sqrt{1-\beta^2} \Delta t_i \right] - \frac{1}{\omega^2} + \frac{2\beta}{\omega \Delta t_i}$$

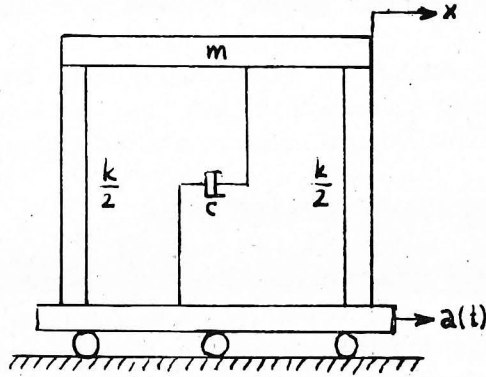
$$b_{21} = e^{-\beta\omega \Delta t_i} \left[\left(\frac{2\beta-1}{\omega^2 \Delta t_i} + \frac{\beta}{\omega} \right) \cos \omega \sqrt{1-\beta^2} \Delta t_i - \frac{\beta}{\sqrt{1-\beta^2}} \sin \omega \sqrt{1-\beta^2} \Delta t_i \right] - \left(\frac{2\beta}{\omega^2 \Delta t_i} + \frac{1}{\omega^2} \right) (\omega \sqrt{1-\beta^2} \sin \omega \sqrt{1-\beta^2} \Delta t_i + \beta \omega \cos \omega \sqrt{1-\beta^2} \Delta t_i) + \frac{1}{\omega \Delta t_i}$$

$$b_{22} = -e^{-\beta\omega \Delta t_i} \left[\frac{2\beta-1}{\omega^2 \Delta t_i} \left(\cos \omega \sqrt{1-\beta^2} \Delta t_i - \frac{\beta}{\sqrt{1-\beta^2}} \sin \omega \sqrt{1-\beta^2} \Delta t_i \right) - \frac{2\beta}{\omega^2 \Delta t_i} \left(\omega \sqrt{1-\beta^2} \sin \omega \sqrt{1-\beta^2} \Delta t_i + \beta \omega \cos \omega \sqrt{1-\beta^2} \Delta t_i \right) \right] - \frac{1}{\omega^2 \Delta t_i} \dots (6e)$$

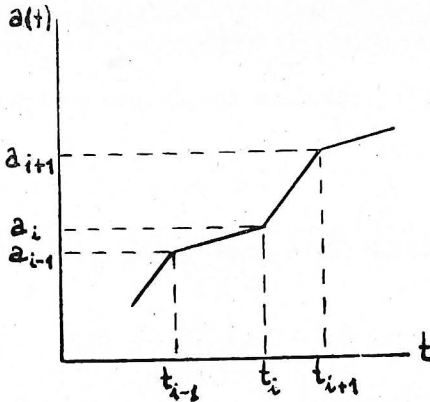
(2) nolu denklemden, kütlein t_i zamanındaki mutlak ivmesi z_i nin değerinin

$$z_i = \ddot{x}_i + a_i = - (2\beta\omega \dot{x}_i + \omega^2 x_i) \quad (7)$$

olacağı anlaşılır.



Şekil 1 — Basit Osilatör



Şekil 2 — İdealize edilmiş taban ivmesi.

Dolayısıyla, eğer osilatörün herhangi t_0 zamanına ait hızı ve yerdeğiştirmesi biliniyorsa, bu anı izleyen t_i zamanları için osilatörün konumu (6) ve (7) nolu denklemlerin adım adım uygulanmasıyla kesinlikle hesaplanabilir. Bu yöntemin hesaplamalardaki en büyük avantajı şu hususlara dayanmak-

tadır .A ve B nin hesabı sadece β , ω ve Δt_i 'ye bağlıdır, β ve ω herbir spektrum değerinin hesaplanması sırasında bulunan sabitlerdir ve eğer Δt_i 'de sabit ise x_i , \dot{x}_i ve \ddot{z}_i değerleri integrasyonun her safhası için sadece on kadar çarpma işleminin yapılmasıyla bulunabilir. (6d) ve (6e) nolu, oldukça karışık denklemlerle tanımlanan A ve B matrislerinin hesaplanmasına sadece herbir spektrum hesabının başında ihtiyaç vardır.

Eğer değişik zaman aralıkları kullanılıyor ise, genellikle integrasyonun her safhasında A ve B'nin hesaplanması gerekmektedir. Bununla beraber, kayıtlardaki zaman koordinatlarının aşağıda belirtilen şekilde yuvarlaklaştırılması sonucu, hesaplamalarda çözümüne ihtiyaç duyulan matris sayısı bir kaç indirilebilir. Bunlar da, hesaplama işlemine başlarken hesaplanıp gerektiği zaman kullanılmak üzere bir kenara yazılabilir, böylece hesaplamalarda süreden tasarruf edilmiş olur.

SPEKTRUMUN HESAPLANIŞI

Mukabele spektrumunun teşkil edilebilmesi için herhangi bir uyarılma olduğu sırada meydana gelen hız, yerdeğiştirme ve ivmeye ait maksimum değerlerin bulunması gereklidir. Bunlar ise (6) ve (7) no'lu eşitliklerden birbirini izlemeyen, kesikli (discrete) zaman aralıklarına göre mukabeleler hesaplanarak ve mukabele parametrelerinin maksimum değerlerini muhafaza etmeleri sağlanarak elde edilir.

Dolayısıyla, mukabele spektrumu şu şekilde verilebilir :

$$\text{deplasman } S_d(\omega, \beta) = \text{Max} [x_i(\omega, \beta)] \quad (8a)$$

$$i = 1, N$$

$$\text{hız } S_v(\omega, \beta) = \text{Max} [\dot{x}_i(\omega, \beta)] \quad (8b)$$

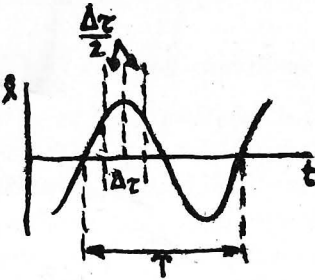
$$i = 1, N$$

$$\text{ivme } S_a(\omega, \beta) = \text{Max} [\ddot{z}_i(\omega, \beta)] \quad (8c)$$

$$i = 1, N$$

burada S_d , S_v , S_a sırasıyla seçilen tabii frekans ve söndürme değerlerine göre; yerdeğiştirme, hız ve ivmenin spektrum değerleridir. N ise mukabelenin elde edildiği birbirini izlemeyen, münferit noktaların toplam sayısını göstermektedir .

Maksimum mukabeleyi elde etmede izlenen bu yol yaklaşık olmaktadır çünkü mukabele sadece bir takım münferit noktalarda hesaplanmaktadır oysa gerçek maksimum bu noktalar arasına da isabet etmiş olabilir. «Münferit noktalara ayrılma» veya «kesiklilik» hatası denen bu hata aslında bütün nümerik süreçlerin bünyesinde bulunur, ancak zaman aralığının uygun şekilde seçilmesi ile bu hata kabul edilebilir sınırlar içine alınabilir. Kesiklilik hatası spektrum değerlerini gerçek değerlerinden daha azmış gibi gösterir ve eğer maksimum mukabele, Şekil - 3'te gösterildiği gibi, iki münferit noktanın tam ortasına, düşerse, hata maksimum değerine erişir. Bu hatanın üst sınırı hakkında bir tahmin yapabilmek; hız veya yerdeğiştirmenin maksimum olduğu zaman, osilatör mukabelesinin; frekans, osilatörün tabii frekansına yakın bir değer aldığı anda hemen hemen sinüsoidal olduğuna dikkat edilmekle mümkün olur. Bu varsayıma uygun olarak hata, Şekil - 3'de gösterilen şekilde maksimum integrasyon aralığı $(\Delta\tau)_m$ 'e bağlanabilir.



$(\Delta\tau)_m$	Maksimum hata yüzdesi
T/10	4.9
T/20	1.2
T/40	0.3

Şekil 3 — Kesiklilik hatası

Deprem kayıtlarının dijite edilmesi (sayısallaştırılması).

Deprem kayıtları eşit zaman aralıklarına göre elektronik beyin ile hesaplandığı takdirde, ivme değerleri düzenli zaman aralıklarına göre ölçülür ve bunların birbirlerine bir takım doğru parçaları ile bağlı oldukları kabul edilir. Eğer düzenleme aralığı (diğitization interval), Δt , yeteri kadar küçük alınrsa bu takdirde gerçek deprem kayıtları, gerçeğe çok yakın olacak şekilde yuvarlatılmış, yaklaşıklaştırılmış olur. Bu he-

saplama aralığının seçimi, istenen periyot büyüklüğüne ve deprem kayıtlarının karakterine bağlı olmaktadır; Genel olarak kullanılan değerler 0.01-0.04 saniye arasındadır. Bu aralıklarda ve numune alma süreçleri ile işin içine sokulan hatanın miktarını elde etmeğe yarayan analitik metotlar elimizde mevcuttur (Schiff ve Bogdanoff, 1967); Bendat ve Piersol, 1966) Eşit zaman aralıklarına göre hesaplama, manyetik bant üzerine kaydedilmiş akselerogramların verimlilikle kullanılması için gerçekten bir gerekliliktir, öte yandan bazı benzer durumlarda sayısal hale çevirme (digital conversion) otomatik olarak yapılmaktadır.

Deprem kayıtları eşit olmayan zaman aralıklarına göre dijite edildiği takdirde eğimin değiştiği noktaların apsis ve ordinatları ölçülür ve bu noktaların birbirilerine yine bir takım doğru parçaları ile bağlı oldukları kabul edilir (Şekil - 2). Bu işlem birbirini izleyen noktalar arasındaki değişebilen zaman aralıklarını verir. Bu yöntemin hassasiyetini analitik olarak saptamak çok güçtür fakat hassasiyet, eşit aralıklı aynı sayıda nokta almakla elde edilene nazaran oldukça fazladır. Dolayısıyla bu metot elle kontrol edilen dijite etme teknikleri için en elverişli, en uygun olanıdır.

Eşit zaman aralıklarına göre spektrum hesabı

(6) nolu denklemler A ve B matrislerinin ω , β ve Δt_i 'nin fonksiyonları olduğunu göstermektedir. Eğer Δt_i sabit ve bu takdirde deprem kayıtları, eşit zaman aralıklarına göre dijite edilmiş ise bu matrisler herbir ω ve β değer çifti için sadece bir kez hesaplanmakta ve $\Delta \tau$ 'nin seçilen bir değeri integral aralığı olmaktadır. Metod, kısaltma hatası (truncation error) taşımadığı için diğer metotlara nazaran daha geniş integrasyon aralıkları kullanmak mümkündür. Integral aralığı olan $\Delta \tau$ 'nin seçimi; sayısal hale getirme hatası ve dijite etme aralığına bağlı kalmaktadır. Şekil3'te sayısal hale getirilmeden doğan hatanın $\Delta \tau \leq T/20$ ($T =$ tabii periyot) olduğu zaman yüzde 1.2 den daha az olduğu görülmektedir. Spektrum hesaplamasındaki diğer hatalar da düşünülürse, bu şekilde bir integral aralığı seçimi akla uygun gibi görünmektedir. Aslında $\Delta \tau \leq T/10$ olarak almak çoğu amaçlar için yeterli olmaktadır.

Spektrumun dijite etme yoluyla hesabında, çoğu zaman üçüncü dereceden Runge-Kutta integrasyon şeması kullanılagelindiği için bu metot ile burada teklif edilen metodun hesaplama süresi ve doğruluk derecesi bakımından bir karşılaştırması yapılmıştır. Karşılaştırma amacıyla No. 7 olan suni deprem (Jennings, 1963) için söndürmesiz hız spektrum değerleri 3. dereceden Runge-Kutta şeması kullanılarak elde edilmiş ve dört integrasyon aralığı değeri olarak $\Delta\tau \leq T/10$, $T/20$, $T/40$ ve $T/80$ alınmıştır. Teklif edilen metoda göre de $\Delta\tau \leq T/10$ ve $T/20$ için spektrum değerleri saptanmıştır. Bu hesaplamaların sonuçları Tablo - 1'de birarada toplanmıştır, tablo, farklı durumlar için hesaplama süresine ait relatif değerleri ve spektrum değerlerini göstermektedir.

Tablo - 1'deki veriler, 3. derece Runge-Kutta integrasyon şemasını kullanarak bulunan değerlerde, üçüncü haneli doğru bir sayı için $\Delta\tau \leq T/80$ aralığının kullanılması gerektiğini göstermektedir. Oysa, öte yandan, kesin bir integrasyon şeması için $\Delta\tau \leq T/10$ almak çoğu pratik amaçlar için yeterli ve kabul edilebilir olmaktadır. Tablo - 1'deki son iki kolondan da görülmektedir ki bazı durumlarda $\Delta\tau \leq T/10$ ve $\Delta\tau \leq T/20$ için spektrum değerleri aynı olabilmektedir. Bu durum özellikle, maksimum değerin; her iki zaman fasılası (step length) için ortak çarpan olduğu hallerde ortaya çıkmaktadır.

Tablo 1 de verilen relatif süreler, teklif edilen metodda $\Delta\tau \leq T/20$ ile ortaya atılan üç haneli rakamın, doğruluk derecesinin 3. derece Runge-Kutta tekniğine oranla en azından 3 ile 4 misli hızlı olduğunu belirtmektedir.

TABLO — 1
Söndürmesiz hız spektrumu ve eşit zaman aralıklarına göre dijite edilmiş deprem kayıtları için zamanın hesaplanması
(Sunii deprem No. 7, $\Delta t = 0.025$ saniye)

Saniye	S_v Integral/Saniye									
	3. derece Runge-Kutta									
cinsinden	gerçek (exact)									
periyot	$\Delta \tau \leq T/10$	$\Delta \tau \leq T/20$	$\Delta \tau \leq T/40$	$\Delta \tau \leq T/80$	$\Delta \tau \leq T/10$	$\Delta \tau \leq T/20$	$\Delta \tau \leq T/40$	$\Delta \tau \leq T/80$	$\Delta \tau \leq T/10$	$\Delta \tau \leq T/20$
0.05	0.126427	0.151835	0.167647	0.204386	0.213610	0.213611	0.213611	0.213611	0.213611	0.213611
0.1	1.175386	1.700338	1.938206	2.000499	2.021378	2.021378	2.021378	2.021378	2.021378	2.021378
0.2	5.892718	6.974802	7.951382	8.077665	8.129632	8.129632	8.129632	8.129632	8.129632	8.129632
0.3	8.149913	8.262451	7.951037	7.951037	7.927181	7.927181	7.927181	7.927181	7.927181	7.927181
0.4	16.399755	21.987390	22.985190	23.097921	23.174661	23.174661	23.174661	23.174661	23.174661	23.174661
0.5	20.716002	20.716002	22.897381	23.164824	23.352803	23.352803	23.352803	23.352803	23.352803	23.352803
0.7	25.625738	25.625738	26.732634	26.861891	26.966020	26.966020	26.966020	26.966020	26.966020	26.966020
0.9	14.911507	14.911507	15.019002	15.024426	15.059319	15.059319	15.059319	15.059319	15.059319	15.059319
1.0	13.712175	13.712175	14.712175	13.809191	13.841665	13.841665	13.841665	13.841665	13.841665	13.841665
1.6	23.740771	23.740771	23.740771	23.757607	23.772265	23.772265	23.772265	23.772265	23.772265	23.772265
2.0	13.137178	13.137178	13.137178	13.137178	13.148899	13.148899	13.148899	13.148899	13.148899	13.148899
relatif hesap- lama süresi	1.5	2	3	4	0.75					1

Not : Noktalı çizgiler altındaki spektral değerler dijite etme aralığı $\Delta \tau = 0.025$ saniye olduğu zaman elde edilmiştir.

Kaliforniya Teknoloji Enstitüsü Elektronik Hesap Merkezindeki IBM. 7094 elektronik hesap makinası kullanıldığında $\Delta\tau \leq T/20$ alınarak geliştirilmiş olan teklif ettiğimiz metotta Tablo - 1'in düzenlenmesinde esas olarak kullanılan 30 saniyelik kayıtlar için her spektrum noktasına göre hesaplama zamanı 1.0 saniye olarak bulunmuştur.

Eşit olmayan zaman aralıkları için Spektrum Hesabı :
Eğer deprem kayıtları eşit olmayan zaman aralıklarına göre dijite edilmiş ise, (6) nolu denklemlerdeki A ($\omega, \beta, \Delta t_i$) ve B ($\omega, \beta, \Delta t_i$) matrisleri genel olarak adım adım değişeceklerdir ve integral almanın her safhasında bunları yeniden hesaplamak gerekli olacaktır. A ve B matrislerine ait elemanları tanımlayan (6d) ve (6e) denklemlerinden açıkça görülmektedir ki bu çeşit bir hesaplama çok zaman alıcı olacaktır. Aslında bu yol, üçüncü dereceden Runge-Kutta şeması ile karşılaştırılınca, metodu daha da yavaşlaştırıcı olacaktır. Bununla beraber dijite edilmiş deprem kayıtlarında yapılacak bir takım limitlemeler sayesinde yeterli sıhhatte ve hesaplama süresinde ekonomi sağlayan bir yaklaşık metodun elde edilmesi mümkün olmaktadır. Böyle bir yöntemin temel özelliği, orijinal deprem kayıtlarındaki zaman koordinatı değerlerini daha önceden tesbit edilmiş bir sıhhat derecesine göre yuvarlaklaştırmaktan ibarettir. Daha sonra, uygun bir maksimum integrasyon aralığı $(\tau\Delta)_m$ seçilir ve yuvarlaklaştırılmış olan kaydedilmiş her bir zaman aralığı $(\Delta\tau)_m$ 'ye eşit veya daha küçük zaman aralıklarına bölünür, bundan sonra hesaplamalar yukarıda çıkarıldığı şekilde geliştirilir, bu tarzdan farklı olarak A ($\omega, \beta, \Delta\tau_i$) ve B ($\omega, \beta, \Delta\tau_i$), $\Delta\tau_i$ 'nin dört veya beş farklı değerine göre hesaplanılmak gerekliliği ortaya çıkmaktadır. Bu süreç (proses) Tablo. 2'de gösterilmiştir.

Zaman kayıtlarının yuvarlatılması ve bölünmesinden sonra, bölünme ile elde edilen ilâve noktalardaki zemin ivme değerleri, orijinal kayıtlardan Lineer interpolasyon yolu ile hesaplanır. Değiştirilmiş olan kayıtlar şimdi zaman eksenini üzerindeki aralarında az sayıda bilinen zaman aralıkları bulunan noktalar ile uygunluk göstermekte ve bu noktalara tekabül eden ivme değerlerini kapsamaktadır. Değiştirilmiş kayıtları elde etmek için gerekli işlemler elektronik beyine verilmek üzere kolaylıkla programlanabilmektedir.

Değiştirilmiş kayıtlardaki zaman aralıklarının sayısı ve büyüklüğü, $(\Delta\tau)_m$ değerinin seçimine ve bu amaçla zaman koordinatlarında uygulanan yuvarlatma miktarına bağlı olmaktadır. Tablo - 2 de ortaya konan örnekte ihtimaller şöyledir :

- I $\Delta\tau_j = 0.04, 0.03, 0.02$ ve 0.01 (4 zaman aralığı)
 II a $\Delta\tau_j = 0.04, 0.03, 0.02, 0.01$ ve 0.005 (5 zaman aralığı)
 II b $\Delta\tau_j = 0.04, 0.035, 0.03, 0.025, 0.02, 0.015, 0.01, 0.005$ (8 zaman aralığı)

TABLO : 2

ZAMAN KAYITLARINDAKİ YUVARLATMA VE BÖLMELER

$[(\Delta\tau)_m = 0.04 \text{ saniye}]$

adım	orijinal zaman	yuvarlatılmış zaman	integrasyon aralıklarına bölme		özellikler
I t_i	10.4267	10.43	0.04		yuvarlatma 0.01
t_{j+1}	10.5213	10.52	0.04		
Δt_i	0.0946	0.09	0.01		
			0.09		
			(a)	(b)	
II t_i	10.4267	10.425	0.04	0.04	yuvarlatma
t_{j+1}	10.5213	10.520	0.04	0.04	0.005
Δt_i	0.0946	0.095	0.01	0.015	
			0.005	0.095	
			0.095	0.095	

Dolayısıyla, eğer orijinal deprem kayıtları yukarıda belirtilen şekilde değiştirilecek olursa, kesin metod ω ve β 'nin her bir değer çifti için sadece sınırlı sayıda birkaç matrise ihtiyaç gösterir ve bu matrisler integral alımı başlamadan önce hesaplanılabilir. Her muhtemel $\Delta\tau_j$ değeri ve buna tekabül eden mat-

risler için indisleme yapılmak suretiyle, integrasyonun her safhasında, yeri geldikçe matrislere başvurmak mümkün kılınır.

Yukarıda ana hatları verilen süreç deprem kayıtlarına ait zaman koordinatlarının ondalık kısmı ile daha önceden belirlenmiş miktarda oynayarak yuvarlatılmasını gerektirmektedir. Deprem kayıtlarının, elektronik beyin için dijite edilmiş orijinal tanımının doğru ve tam olduğu kabul edilecek olursa, bu, spektrum hesaplanmasında bizi düzensiz hatalar (random errors) elde etmeye götüren bir çeşit yaklaştırma olmaktadır. Bununla beraber eşit olmayan zaman aralıklarına göre deprem kayıtlarının dijite edilmiş tanımları, elle, veya elle kontrol edilen yollarla veya grafiksel kayıtların okunmasıyla saptanabilir ve bütün bu yollara birtakım kaçınılmaz hatalar girmektedir. Eğer rakamlardaki yuvarlatma (round-off) ustalıklı yapılır ve böylece yapılan yaklaştırmanın etkileri, dijite etme işlemi içinde bulunan hata sınırları içinde kalırsa, yukarıda anlatılan yöntem kabul edilebilir olacaktır.

Dijite etme işlemi : Berg (1963 ve Brady (1966) spektrum hesaplanması sırasında, dijite etme işlemi yapılırken ortaya çıkan hataları ve bunların etkilerini incelemişlerdir. Kişisel ön yargı ve büyük hatalar hariç tutulursa, hatalar başlıca ölçeklendirme aletinin (scaling device) ayırması sırasında (resolution of scaling device) ve aletin çizdiği grafik izinin kalınlığı yüzünden eğimin değiştiği noktaların kesinlikle seçilememesinden ileri gelmektedir. Bütün bu hataların kontrol edilmesi amacıyla Cal - Tech. Enstitüsünde dijite etme üzerinde Benson - Lehner 099 veri indirgeyicisi (data reducer) kullanılarak x, y, z gibi üç kişi tarafından yönetilen bir deney yapılmıştır. Taft depremi kaydı üzerinde ilk 5 saniyede ve California N21E, deprem kaydı birbirinden bağımsız olarak X (5 defa), Y (2 defa) ve Z (2 defa) tarafından kullanılan deprem kaydı için veri-indirgeyicisinin en hassas ayırma işlemi sırasında (0.0015 saniye ve 0.0001 olduğundan) dijite edilmiştir.

Her durumda noktalar, kayıtlarda eğim değişmesinin mevcut olduğuna inanılan yerlerde alınmıştır. Her şahsa ait bir kayıt, standart olarak alındığında, diğer kayıtlardaki zaman koordinatları, standard kayıta tekabül eden zaman koordinatlarından çıkarılmış ve burada «kişisel dijite etme hatası» (self

error of digitization) dediğimiz hatalar elde edilmiştir. Her duruma ait ortalama ve standart sapma Tablo 3 de gösterilmiştir.

TABLO : 3
ZAMAN KOORDİNATLARI CİNSİNDEN KİŞİSEL
DİJİTE ETME HATASI

(Self-Error of Digitization)

Zaman koordinatları cinsinden hata	x						
	1	2	3	4	ortalama	Y	Z
ortalama (saniye)	-0.00101	0.0001	-0.00021	0.00426	0.00443	0.00398	0.00556
standard sapma (saniye)	0.00432	0.00503	0.00412	0.00071	-0.00041	0.00013	0.00045

Tablo 3 de verilen standart sapmalar, dikkatli bir gözlemcinin ancak 0.004 saniye civarında yani zamanın % 70'i kadar bir sürede kararlı kalacağını ve ortalama hatanın bu sırada sifıra pek yakın olduğunu göstermektedir.

Farklı kişiler tarafından elde edilen dijite edilmiş kayıtları karşılaştırmak için, x gözlemcisinin kayıtlarından birisi standart olarak alınmış ve Y ve Z ye ait kayıtlar bu standart kayıttan çıkarılarak «karşılıklı dijite etme hatası» dediğimiz hata elde edilmiştir. Bu hataya ait ortalama ve standart sapma değerleri Tablo 4 de gösterilmiştir. Tablo 3 ve 4 te, ortalamadan olan standart sapmalar, «karşılıklı» hatanın kişisel hatadan (self error) dört misli kadar büyük olduğunu ortaya koymaktadır dolayısıyla okumada yapılan kişisel tayinlerin etkileri hakkında bir fikir vermektedir. Kararlı ve negatif olan ortalama değerler diğer kayıtlarla karşılaştırılınca, standart olarak seçilen kayıta ait zaman ekseninde sabit bir kayma olduğunu işaret etmektedir. Bu kayma (truncation) ortalamadan olan sapmayı etkilememektedir.

Zaman kayıtlarının yuvarlatılması ile ortaya çıkan hata miktarı, yuvarlatılmış değerlerin orijinal kayıt değerlerinden

çıkarılması ve ortalama ve standart sapma değerlerinin hesaplanması sureti ile bir ölçüde ölçülebilmektedir. Bu işlemler X tarafından dijite edilen kayıtlardan birine uygulanmış ve 0.01 ile 0.005 saniyeler arasındaki yuvarlatmalar için elde edilen sonuçlar Tablo-5'te gösterilmiştir.

Tablo 5'te tanımlanan deneyin sonuçları; deprem kayıtlarına ait zaman koordinatlarının 0.01 saniye veya 0.005 saniye arasında yuvarlatılması ile ortaya çıkacak hata değerinin, dijite etmenin bünyesindeki gizli hata oranı içinde kalmakta olduğunu göstermiştir. 0.01 saniyeye kadar yuvarlatmalar için, yuvarlatmadan ileri gelen hataya ait standart sapma, «kişisel dijite etme hatasına» ait standart sapmanın altıda biri kadar olmaktadır. 0.005 saniyeye kadar yuvarlatma için bu sapma aralığı, daha da artmaktadır. Bütün bunlardan 0.01 saniye veya 0.005 saniyeye kadar yapılacak bir yuvarlatmanın kabul edilebilir bir yaklaştırma olacağı sonucuna varılmıştır.

Yuvarlatmanın Doğruluk Üzerine Etkisi

Berg (1963), zaman ve ivme koordinatlarındaki gelişigüzel hatalar sebebiyle spektrumda meydana gelen hataları incelemiş ve gerek yaklaştırma analizlerinden ve gerekse komputer deneylerinden yararlanarak, aynı ivme kaydının birbirinden bağımsız şekilde dijite edilmesinde, aynı hesaplama süreçleri uygulansa bile söndürmesiz spektrumda % 20 civarında bir hata dağılımı beklemek gerekeceği sonucuna varmıştır. Berg bu dağılımın, ivme kaydının okunmasında yapılan düzensiz hatalara bağlı olduğuna inanmaktadır.

TABLO : 4

ZAMAN KOORDİNATLARINDAKİ KARŞILIKLI DİJİTE ETME HATASI

Zaman koordinatları	Y			Z		
	1	2	ortalama	1	2	ortalama
Ortalama (saniye)	-0.02525	-0.02538	-0.02532	-0.02212	-0.02257	-0.02235
Standart sapma (saniye)	0.01819	0.01794	0.01806	0.01520	0.01520	0.01520

TABLO : 5
ZAMAN KOORDİNATLARINDA YUVARLATMADAN
DOĞAN HATA

Zaman koordinatlarındaki hata	0.01 san. yuvar.	0.005 san. yuvar.
Ortalama (saniye)	0.00003	0.00004
Standart sapma (saniye)	0.00285	0.00149
Maksimum hata	+ 0.005	+ 0.0025

Deprem kayıtlarının zaman koordinatlarındaki düzensiz hatalar dolayısıyla hız spektrumunda olması beklenen hatanın tahmini için Berg'in yaklaşık formülü kullanılır ve $a = 0.045$ g. (S_v) ort. ~ 20 inç/sec. ve $\Delta t = 0.05$ saniye olduğu farzedilirse şu sonuçlar elde edilir :

S_v (Hız spektrumunda beklenen hata yüzdesi)	S_v (Hız spektrumunda beklenen hata yüzdesi S_v (= 30 saniye))
0.01 saniyeye kadar yuvarlatma ($\sigma \sim 0.003$ saniye)	0.12 \sqrt{D} 3.3
0.005 saniyeye kadar yuvarlatma ($\sigma \sim 0.0015$ saniye)	0.06 \sqrt{D} 1.6

Burada $a =$ zemin ivmesinin r.m.s olarak değeri, $\sigma =$ zaman koordinatlarında beklenen hataya ait standart sapma ve $D =$ deprem süresini göstermektedir. Sonuçlar; 0.01 veya 0.005 saniyelik yuvarlatmalara bağlı olarak spektral değerlerde meydana gelen hataların, Berg'in 1963 dijitleme sırasında zaman koordinatlarının okunmasındaki düzensiz hatalar sonucu ortaya çıkan % 17'lik hatadan çok daha az olduğunu ortaya koymaktadır.

Yukarıdaki analizin gerçeğe uygunluğu, yuvarlatılmış ve yuvarlatılmamış zaman kayıtları için bulunmuş spektrumların karşılaştırılması ile kontrol edilebilir. 27 Haziran 1966 Park-field depremine ait 2. istasyonun N68°E bileşeni ve 17 Ekim 1966, Peru depremine ait Lima'daki N8°E bileşeni üzerinde böyle bir uygulama yapılmıştır. Orijinal (yuvarlatılmamış) za-

man kayıtları için söndürmesiz hız spektrumu ve 0.01 ve 0.005 saniye için yuvarlatılmış zaman koordinatları için elde edilen kayıtlar Şekil 4 ve 5 te gösterilmiştir. Parkfield depremi için elde edilen 3 eğim birbirinden hemen hemen farkedilememektedir. Lima, Peru depremi için ortalama hata yüzdeleri, Berg'in yaklaşıklık analizlerine dayanılarak beklenen sınırlar içinde bulunmaktadır.

0.005 saniyeye göre yuvarlatılmış değerler için dijite edilmiş ivme kayıtları esas alınarak bulunan spektrumun hesaplanması için gerekli zaman süresinin 0.01 saniyeye göre yuvarlatılmış kayıtlar için gerekli zaman süresinden sadece % 10-15 daha fazla olduğu bulunmuştur. Her iki durumda, spektral değerlerde beklenen hata nisbeti göz önüne alınarak, $(\Delta\tau)_m \leq T/20$ değerinin seçilmesi ile uygunluk sağlamak üzere, 0.005 saniyelik yuvarlatmanın standart olarak alınmasında karar kılınmıştır. Burada kaydetmek yerinde olur ki, $(\Delta\tau)_m \leq T/10$ değerinin ve 0.01 saniyelik bir yuvarlatmanın kullanılması pek çok amaçlar için kabul edilebilir yeterlikte olmaktadır.

İntegral Aralıkları : Buraya kadar anlatılmış olan spektrum hesaplanması yöntemi, $(\Delta\tau)_m$ maksimum integral aralığının seçimini gerektirir. Bu seçim, kısaltma hatası işin içine katılmadığına göre; hesaplama süresi ve sayısal hale getirme dolayısıyla meydana gelen hata tarafından yönetilir. Tablo 3 te gösterildiği gibi eğer $(\Delta\tau)_m \leq T/20$ olarak seçilirse sayısal hale getirme yüzünden meydana gelen hata % 1.2 den daha azdır. Bu husus $(\Delta\tau)_m$ değerinin seçimi hakkında bir mahzur olarak kabul edilebilir.

$(\Delta\tau)_m$ değerinin, hesaplama süresi üzerine etkisi oldukça karmaşıktır; şöyle ki $(\Delta\tau)_m$ 'nin büyük değerleri, integrasyon safhalarının sayısını azaltmakta fakat buna karşılık hesaplanması gerekli matris sayısını arttırmaktadır. $(\Delta\tau)_m$ 'in küçük değerleri bunların tam tersi sonuçlar doğurmaktadır, dolayısıyla $(\Delta\tau)_m$ öyle seçilmelidir ki bu iki etki arasında tam bir denge kurulabilsin. İdeal $(\Delta\tau)_m$ değeri seçimi, kullanılan ivme kaydının karakterine bağlı olmakla birlikte, $(\Delta\tau)_m$ 'in spektrum periyodunun 1 saniyeye eşit veya daha fazla olduğu hallerde ise $(\Delta\tau)_m \leq T/20$ olarak seçilmesi ile pekçok kullanış yer-

leri için yeterli, tatmin edici bir uzlaşım elde edilmiş olmaktadır.

TABLO : 6

SÖNDÜRMESİZ HIZ SPEKTRUMU VE EŞİT OLMAYAN ZAMAN ARALIKLARINA GÖRE DİJİTE EDİLMİŞ KAYITLAR İÇİN RELATİF HESAPLAMA SÜRELERİ

(27 Haziran 1966, Parkfield Depremi, İstasyon 2, ivme grafiği N65°E bileşeni, $(\Delta\tau)_m = 0.05$ saniye)

Saniye olarak	S_v (inç/saniye)					
	3. derece Runge-Kutta					tam (exact)
periyot	$\Delta\tau \leq T/10$	$\Delta\tau \leq T/20$	$\Delta\tau \leq T/20$	$\Delta\tau \leq T/40$	$\Delta\tau \leq T/80$	$\Delta\tau \leq T/10$
0.05	0.404177	0.547537	0.690496	0.771693	0.776551	0.802090
0.1	1.864953	2.74.9153	3.177131	3.391490	3.446407	3.446375
0.2	8.662501	10.587279	10.905353	10.929761	11.007311	11.007311
0.3	14.519660	20.197662	20.780575	20.880682	20.724359	20.954274
0.4	39.198212	40.554802	40.660100	40.677461	40.844893	40.844893
.....
0.5	46.064539	50.050687	51.059478	51.129117	51.329105	51.329105
0.7	85.185941	86.373600	89.262830	89.655182	90.064254	90.063806
0.9	57.705933	59.043586	60.146103	60.228546	60.508116	60.488801
.....
1.0	44.625701	63.948129	44.980583	44.990469	45.149522	45.149522
1.6	63.948129	44.625701	63.960555	63.941084	64.027008	64.027008
.....
2.0	64.084503	64.084503	64.084503	64.134411	64.167577	64.167555
Relatif hesaplama süreleri	1.25	1.5	2.25	3.5	0.75	1

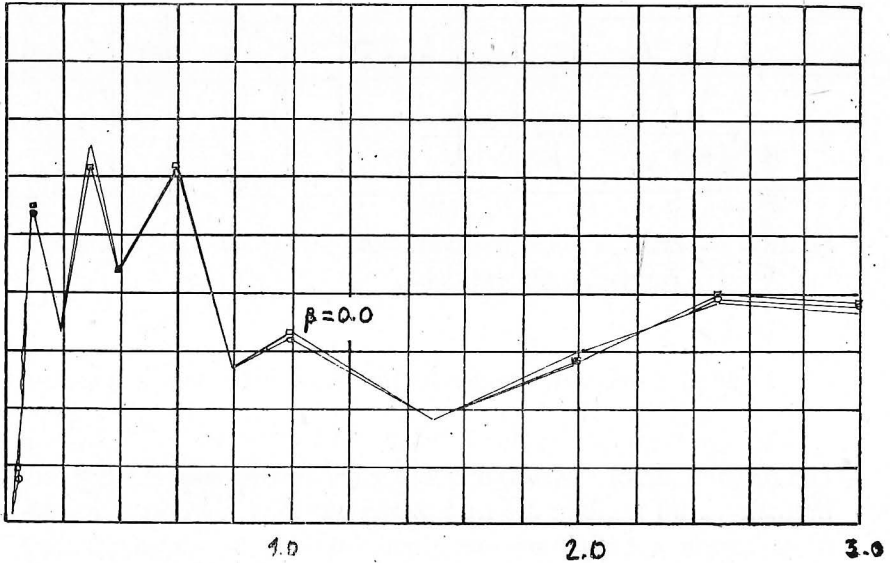
Not : Noktalı çizgiler altında bulunan spektrum değerleri $(\Delta\tau)_m = 0.05$ san. için hesaplanmışlardır.

Eğer deprem kayıtlarının zaman koordinatları 0.005 saniyeye kadar yuvarlatılmış ise, Tablo - 2'de gösterildiği gibi, dijite etme aralığının bölünebileceği birden fazla yol vardır. Bölme metodunun (subdividing method) seçimi, hesaplama süre-

sine bağılıdır ve bu sorunu kontrol için Tablo-2 deki her iki metodu kullanarak bir kaç irdeleme gerçekleştirilmiştir. Sonuç olarak pek çok durumlar için. IIa rumuzlu bölme yönteminin ($\Delta\tau_j = 0.04, 0.03, 0.02, 0.01$ ve 0.005) hesaplama için daha az zaman gerektirdiği görülmüştür.

17 Ekim 1966 Lima-Peru Depremi
N 8° E

Yuvarlatılmamış Değerler
0.01 saniyeye kadar yuvarlatılmış
0.005 saniyeye kadar yuvarlatılmış
Periyot (saniye)



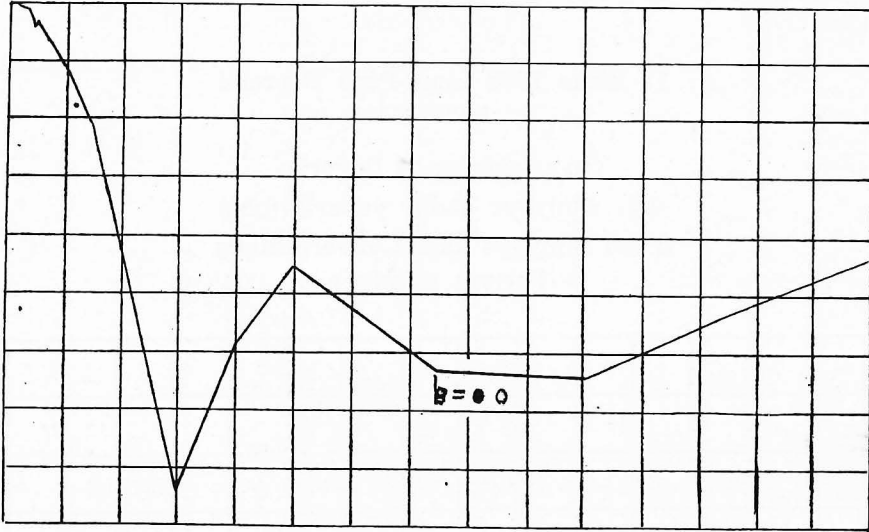
Şekil 4 — Zaman koordinatlarındaki yuvarlatmanın hız spektrumu üzerine etkisi

27 Haziran 1966

Parkfield Depremi — İstasyon No. 2
N 65° E

Periyot (saniye)

3'0



Şekil 5 — Zaman koordinatlarındaki yuvatlamanın hız spektrumu üzerine etkisi.

Üçüncü dereceden Runge-Kutta Metodu ile karşılaştırma :

Runge-Kutta metodu ile elde edilen kısaltma hatasının (truncation error) spektrum değerleri üzerindeki etkisini belirtmek ve bu metoda ait hesaplama süresi ve sıhhat derecesini yukarıda geliştirilmiş olan metodunkiler ile karşılaştırmak için her iki metotta da söndürmesiz hız spektrumu hesaplanmıştır. Bu hesaplamaların sonuçları Tablo-6'da toplanmıştır.

Tablo - 6'daki sonuçlar, bir daha göstermiştir ki teklif edilen metottaki doğruluğa Runge-Kutta metodu ile yalnız $\Delta\tau \leq T/80$ olduğu zaman ulaşılabilinmekte ve hesaplama süresinden, teklif edilen teknikle üç ila dört misli zaman tasarrufu sağanmaktadır.

Komputer Programları : Bu makalede takdim edilen hesaplama yöntemi kullanılarak spektrum hesabı için Fortran IV dilindeki komputer programları, son çıkan bir raporda (Nigam ve Jennigs 1968) incelenmiştir. Bu programlara ait akım şemaları (flow chart) ve kullanılış talimatları da söz konusu rapor kapsamı içinde bulunmaktadır.

SONUÇLAR

Bu makale, strong-motion deprem kayıtlarından mukabele spektrumunun hesaplanması için nümerik bir metod ortaya koymaktadır. Metot, basit osilatörün parçalı lineer uyarımlara mukabelesini ifade eden diferansiyel denklemin tam çözümünü esasına dayanmaktadır. Verimli bir hesaplama için tam çözümünü uygulamak amacıyla çözüm 2×2 lik iki matris şeklinde yazılmıştır. Matrislerden biri integrasyon safhasının başlangıcındaki şartlar üzerinde etki etmekte, diğeri ise integrasyon safhasının başında ve sonundaki zaman aralığı (time interval) sonundaki hakiki deplasman ve hızı elde etmeye yarayan ivme değerini ifade etmektedir. Matrislerin, spektrum hesabı için kullanılan osilatörün sönümü ile periyodunun ve zaman aralığının büyüklüğünün (magnitude) fonksiyonu olması sebebiyle sadece bir kaç adet matrisin değerlendirilmesine ihtiyaç vardır. Metot eşit zaman aralıklarına göre dijite edilmiş akselerogramlara ve zaman koordinatları uygun şekilde yuvarlatılmak suretiyle eşit olmayan zaman aralıklarına göre dijite edilmiş deprem kayıtlarına direkt olarak uygulanabilmektedir. Zaman koordinatlarının yuvarlatılması ile ortaya çıkabilecek hatalar, deprem kayıtlarının dijite edilmesi işleminin bünyesinde gizli diğer hatalara oranla çok az olmaktadır.

İvme kayıtlarının düzenlenmesi için eşit veya eşit olmayan zaman aralıkları kullanılmasının seçimi, hesaplamalarda kolaylık esasına göre değil, çalışma için elde mevcut aletlerin tipine dayanmaktadır. Bununla beraber dijite etme metodunun seçimi, hesaplama tekniğini ve hesaplama süresini etkilemektedir. Aynı sayıdaki örnek noktalar için, eşit olmayan zaman aralıkları kullanılarak yapılan dijite etme, orijinal deprem kayıtlarını eşit zaman aralıklı dijite etmeye kıyasla daha

iyi yansıtmaktadır ve eğer dijite etme eşit zaman aralıklarına göre yapılmış ise küçük bir zaman adımının kullanılması, kayıtların önemli derecede bir sapmaya uğramaması için gereklidir. Alışlagelinmiş integral yöntemleri için, integral aralığının dijite etme aralığından küçük veya eşit olması gerektiğinden ötürü, küçük bir dijite etme aralığı, küçük integral adımları kullanılmasını gerekli kılmaktadır ki bu böyle olmasa idi daha büyük aralıklar kullanılabilirdi mümkün olurdu. Bu durum hesaplama süresinin artmasına sebep olmaktadır. Çünkü bu teknik, kısıltma hatası (truncation error) taşımakta ve dolayısıyla T/10, T/20 gibi büyük zaman aralıklarının bile sıhhatle kullanılabilmesi mümkün olmaktadır. Sonuç olarak eşit olmayan aralıklara göre dijite edilmiş, nisbeten küçük sayıda koordinatları olan bir akselerogram, tekliif edilen metodla, eşit zaman aralıklarına göre dijite edilmiş olan aynı kayıda kıyasla daha çabuk değerlendirilebilmektedir.

Bu çalışmada örnek olarak kullanılan akselerogramlar için, öngörülen yöntem nisbi sıhate sahip 3. dereceden Runge-Kutta yöntemine oranla üç-dört misli zaman tasarrufu sağlanmaktadır. Bu gerçeğin hem eşit hem de eşit olmayan zaman aralıklarına göre dijite edilmiş kayıtlar için geçerli olduğu anlaşılmıştır. 30 saniye süreli akselerogramlar için; 30 periyot için spektrum ve 4 sönüm değeri IBM 7094 bilgisayar sistemi ile hesaplanmış ve çözülmüştür, ortalama hesaplama süresi olan 120 saniyenin 100 saniyesinin hesapların yapılmasında kullanıldığı görülmüştür. Eğer aynı operasyonla birçok depremler için spektrum hesabı yapılacak ise, integrasyon metodunda kullanılan matrisleri herbir akselerogramın işleme sokulmasından önce yeniden hesaplamak yerine bunları bilgisayar hafızasında biriktirmekle hesaplama süresinden daha fazla tasarruf etmek mümkün olabilir.

Plastik bölgede deplasman yapan yapıların (yielding structures) deprem hareketlerine gösterdiği mukabeleye olan ilginin gittikçe artması nedeniyle, burada açıklanan yöntemin; bilineer histeretik ve elasto-plastik osillatorlara ait spektrumların hesaplanması içinde kullanılabilceğini söylemek yerinde olacaktır. Yöntemi bu cins yapılara göre uygulamak için

yapının iki katılık «stiffness» sabitesine tekabül eden iki matris seti hesaplanması gerekecektir.

REFERANSLAR :

- 1 — Alford J. L. - Housner G. W. and Martel R.R.: Spectrum Analysis of Strong motion Earthquakes. Eart, Engr. Res. lab. calif. Inst. of tech. Pasadena.
- 2 — Bendat and A.G. Piersol; Measurement and Analysis of Random Data John Wiley and sons 1966 Newyork.
- 3 — Benioff H; Calculation of the response of an ossilator to arbitrary ground motion Bull, seism, soc of Am. vol 31 pp. 398 - 403
- 4 — G. V. Berg; A study of errors in response spectrum Analysis, Jornadas Chilenas de Sesmologia e Inginieria Antisismica 1, B 1, 3, 1 - 11.
- 5 — G. W. Housner and G. D. Mc Cann; The analysis of strong - motion Earthquake records with electric analog computer. Bull. seism, soc of Am. vol. 39, pp. 47 - 56
- 6 — D. E. Hudson; Some problems in the application of spectrum techniques to strong motion earthquake analysis. Bull. seism. soc of Am. vol 52
- 7 — W. D. Iwan; Digital calculation of respons spectra and fourier spectra, unpublished note, calif, Inst of Tech Pasadena.
- 8 — P. C. jennings; Velocity spectra of the Mexican Earthquakes of 11 May and 19 May 1962. Earthq. Engr. Res. lab. calif. Inst. of Tech. Pasadena
- 9 — N. C. Nigam - P. C. Jennings; Digital calculation of res ponse spectra from stong - motion Earthquake recods. Earth. Engr. Res. lab calif. Inst. of tech. Pasadena.
- 10 — A. Schiff - J. L. Bogdanoff; Analysis of current methods of interpreting strong - motion accelograms. Bull. seism. soc. of Am. vol. 58 pp: 857 - 874

Kumlu Zeminlerin Sıvılaşma Potansiyelinin Tesbiti

Yazarlar :

Hajime Tsuchida ve Satoshi Hayashi*

Çeviren :

Nejat BAYÜLKE**

Ö Z E T

Bu makalede, kumlu zeminlerin depremler sırasında sıvılaşma olayının tahmini için basit bir metod ile deprem sırasında sıvılaşabilecek zeminlerin tane dağılışı eğrileri verilmektedir. Tane dağılışı eğrisinden sıvılaşma ihtimali olduğu çıkarılan kumlu zeminler için, kritik N - değerleri de verilmektedir. Bu iki kriter kullanılarak sıvılaşma potansiyeli kolaylıkla tesbit edilecektir. Bu metodun çıkarılmasında yapılan deneylerde açıklanmıştır.

SUMMARY

A simple procedure to predict liquefaction of sandy subsoils during an earthquake is presented. The ranges of the particle size distribution curves of soils which may liquefy during an earthquake are given. For the sands which are estimated to have large possibility of liquefaction from their particle size distributions, the critical N - value is also given. With both criteria, the liquefaction potential will be estimated very simply. The experiments upon which the procedure depends considerably are explained first.

G İ R İ Ş

16 Haziran 1964 tarihinde Niigata şehrinde olan deprem, aktif deprem bölgelerinde yapılacak yapılarda kumlu zeminlerde oluşan sıvılaşma olayının ne kadar önemli olduğunu dramatik bir şekilde ortaya koymuştur. Niigata depreminden önce

* Japonya Ulaştırma Bakanlığı Limanlar Araştırma Enstitüsü

** İmar ve İskân Bakanlığı Deprem Araştırma Enstitüsü.

zeminlerde sıvılaşma neticesi yapılarda olan hasar 1960 Şili depremi ve diğer depremlerde görülmüş (1, 2) ve sıvılaşma konusunda bazı araştırmalar yapılmıştı (3, 4). Yazarlarda, suyla doymuş kum tabakalarının laboratuvarlarda yapılan titreşim deneylerinde sıvılaşma olayını tesbit etmişlerdi (5). Ancak bu gözlemler ve araştırmalar, hiç olmazsa Japonya'da mühendislerin zemin sıvılaşmasına yeterli bir ilgi göstermelerine yetmemiştir.

Niigata depreminde, birçok bina ve diğer tip yapılar oturma ve dönme sonucu fonksiyonlarını yerine getiremez olmuştu. Yerinde yapılan incelemelerde bu yapılardaki elemanlarda, hasarın çok cüzi olduğu ve görülen oturma ve dönmelerin yapıların altındaki zeminin sıvılaşması sonucunda meydana geldiği anlaşılmıştır.

Mühendislik açısından, kumlu zeminlerde sıvılaşma olayı ile ilgili üç ana problem vardır :

1 — Zeminin olması beklenen deprem altında sıvılaşması ihtimalinin önceden tesbiti,

2 — Zeminlerin depremlerde sıvılaşma ihtimalini azaltacak tedbirlerle iyileştirilmesi,

3 — Yapıların olabilecek küçük çapta sıvılaşma olaylarına dayanıklı yapılması.

Bu makalede sadece birinci problem incelenecektir.

Limanlar Araştırma Enstitüsünde, Niigata depreminden birkaç sene önce depremler sırasında rıhtım duvarlarına etkiyen toprak itkisi ve boşluk suyu basıncını tesbit etmek amacı ile doymuş kum tabakaları üzerinde titreşim deneyleri yapılmıştı (5). Bu deneylerde kum tabakalarının sıvılaşması tesbit edilmişti. Depremden sonra da, titreşim tablasının ivmesi, kum tabakalarının boşluk oranı ve sıvılaşma olayının oluşması arasındaki ilişkiler incelenmiş ve aynı zamanda farklı kumlar kullanılarak deneyler yapılmıştı. Deney sonuçlarından sıvılaşmanın oluştuğu kritik nisbi yoğunluk ile yatay ivme arasındaki bağıntı incelenmişti. Pratikte, zeminlerin yoğunluğu genellikle standart penetrasyon deneylerinden çıkarıldığından, pra-

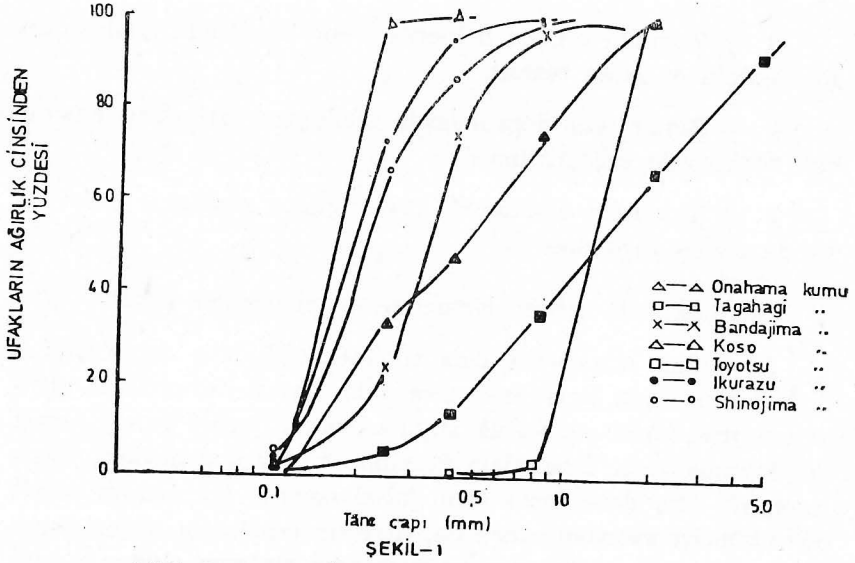
tik olarak çalışan mühendislere kolaylık sağlamak amacı ile N - değeri ile nisbi yoğunluk arasında bir bağıntı verilmiştir.

Liman Yapıları Standartlarına konulan değişikliklerde kritik N - değeri ile ilgili hükümler getirilmiştir (6). Bu hususa benzer hükümler Karayolu Köprüleri depreme dayanıklı yapı yönetmeliklerine de konulmuştur. Geçen zaman içerisinde bu metotta bazı değişiklikler de yapılmıştır (4).

DENEYLER

a) Kullanılan Kum Örnekleri

Deneyleerde yedi değişik cins kum kullanılmıştır. Bu kumların tane dağılışı eğrileri Şekil (1) de görülmektedir. Diğer özellikleri de Tablo 1 de verilmektedir. Takahagi ve Koso kumlarının tane dağılışı eğrileri laboratuvarlarda eleklerden geçirilerek ve karıştırılarak değiştirilmiştir.

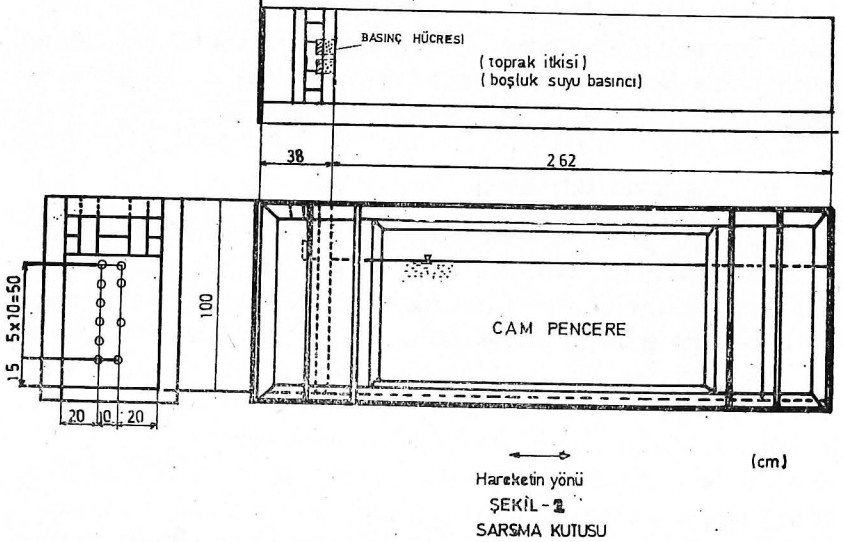


Bandajjima kumu Niigata şehrindeki Bandajjima bölgesinden alınıp depremden sonra laboratuvarımıza taşınmıştır. Bandajjima bölgesinde zeminde ve antrepolarda deprem sıra-

sında önemli ölçülerde oturmalar olmuştur. Bu bölgedeki çelik palplanlar tamamen yıkılmış ve bu yıkılma, sıvılaşma gözönüne alınmadan açıklanamamıştır. Bu nedenlerle Bandaijima kumunun Niigata depremi sırasında sıvılaştığı sonucuna varılmıştır (8).

b) Titreşim Tablası

Deneylerde kullanılan yatay sarsma tablası endüksiyon motoru ile çalışan mekanik bir tabladır. Tablanın hareketleri sadece sinüsoidal olup titreşim frekansı ile genliği 1.3 ile 15 Hz. ve 2 cm. kadardır. Çelikten yapılmış bir kutu tablaya tesbit edilmiştir. Kutunun uzunluğu 262 cm., eni 50 cm., yüksekliği 100 cm. olup Şekil (2) de görülmektedir. Kutunun bir yanı camla kaplıdır ve kutu içinin görülmesi mümkün olmaktadır.



c) Kum Tabakalarının Hazırlanması

Her deneyde kullanılan kumlar daha önceden kurutulmuştur. Önce kutu 35 cm. kadar su ile doldurulmuştur. Daha sonra bir başka kutuya konulmuş kuru kum su ile dolu ve sarsma tablası üzerindeki kutunun üstüne getirilmiş ve kum kutusunun altındaki bir delik ve bu deliğe bağlı lastik borudan geçerek su ile dolu kutuya akıtılmıştır. Su dolu kutu 10 ar santim kalınlığında kum tabakaları ile 70 cm.'e erişilinceye kadar

doldurulmuştur. Kum ile doldurma işi bitince kutudaki su kum ile aynı seviyede olacak şekilde ayarlanmıştır. Bu şekilde titreşim kutusunda su ile doymuş ve çok az sıkışmış bir kum tabakası elde edilmiştir.

d) Ölçmeler

Kutuya doldurulan kumun toplam ağırlığı ve hacmi ölçülmüştür. Bu bilgilerden kum tabakasının başlangıç boşluk oranı hesaplanmıştır. Her bir titreşim safhasından sonra, kum tabakası seviyesinde olan değişme ölçülerek, ortaya çıkan hacim ve boşluk oranı değişimleri hesaplanmıştır. Bu nedenle raporda bahsedilen boşluk oranı sarsma kutusunun içinde bulunan bütün kum tabakası için ortalama bir değerdir.

Sarsma tablasının hareketi deplasman ve ivme ölçen aletler tarafından ölçülmüştür. Toprak basıncı ile boşluk suyu basıncı kutunun duvarındaki basınç ölçme hücreleri tarafından tesbit edilmiştir. Bu hücrelerin yeri Şekil (2) de görülmektedir.

e) Tablannın Hareketi

Tablannın titreşim frekansı 3.2 Hz.'dir. Maksimum genlikte sıra ile 50, 100, 150, 200, 300, 400 ve 500 gal olan sinüsoidal titreşimler elde etmek mümkündür. Her bir ivme seviyesinde hareketin genliği yavaş yavaş artırılarak istenilen seviyeye çıkarılmış ve bu sabit genlikte bir dakika tutulmuştur. Bir dakika sonucunda kum tabakasında sıvılaşma olayı görülmesi halinde, kum tabakası tekrar dengeli bir hale gelinceye kadar sarsma işlemine devam edilmiştir. Sabit genlikte titreşimlerden sonra hareketin genliği yavaş yavaş duruncaya kadar azaltılmıştır. Her bir değişik ivme seviyesinde tatbik edilen titreşimlerden sonra kumda olan oturmayı ölçmek için bir ara verilmiştir.

Uygulanan bu metodla, birinci ivme seviyesindeki deney hariç diğer bütün ivme seviyesindeki titreşimlerin başlangıç boşluk oranı bir önceki ivme seviyesinde oluşan boşluk oranı değişmesini de kapsıyordu. Bu makalede ikinci ve daha sonraki ivme seviyelerindeki titreşim deneyi başında ölçülen boşluk oranı hep başlangıç boşluk oranı olarak alınmıştır.

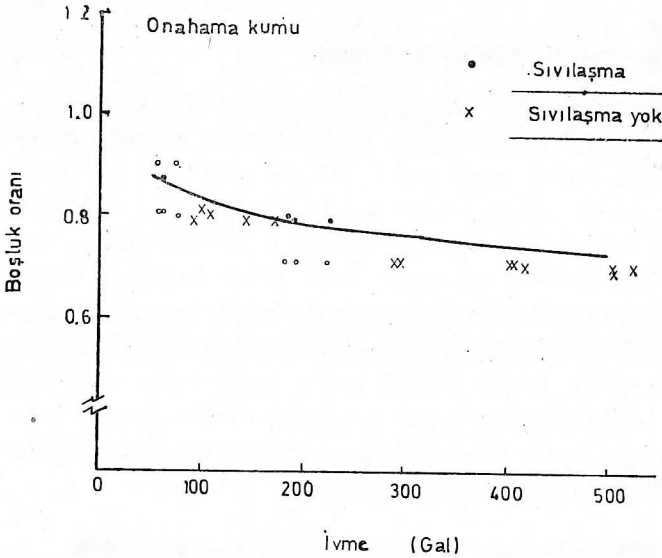
DENEY SONUÇLARI

a) Kritik Boşluk Oranı

Başlangıç boşluk oranı ile sarsma tablası ivmesi arasındaki ilişki her tip kum için çizilmiştir. Örnek olarak Onahama ve Bandaijima Kumu için çizilen eğriler Şekil (3) ve (4) de görülmektedir. Her eğride kumların belirli boşluk oranı ve ivme seviyesinde sıvılaşma gösterilmektedir.

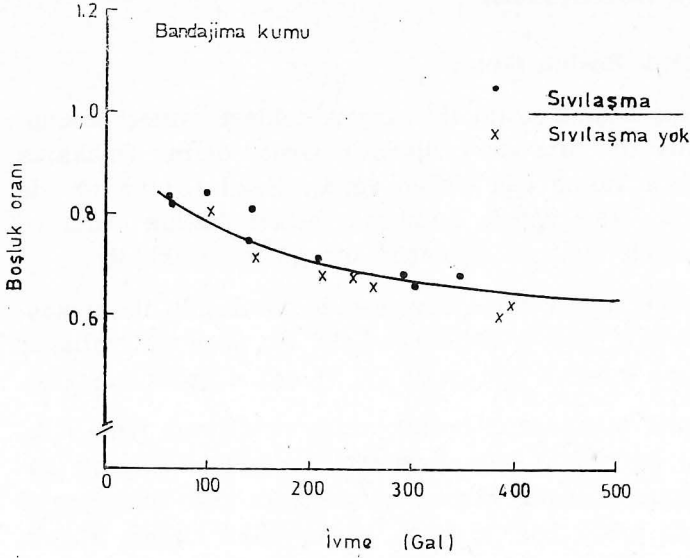
Şekillerden herbir ivme seviyesinde sıvılaşma ile sıvılaşmama arasındaki sınır çizilebilmektedir. Bu sınırlar Onahama ve Bandaijima kumları için Şekil (3) ve (4) de görülmektedir.

Eğer kum tabakasının boşluk oranı ve deprem ivme miktarının yeri grafikteki sınır çizgisinin üzerindeki bölgeye düşerse sıvılaşma ihtimali yüksek olmaktadır. Bu sınır çizgisi sıvılaşma için kritik boşluk oranı, kesme yükü altında kumda olacak hacim değişmesini veren ve Casagrande tarafından tanımlanan boşluk oranından farklıdır. Beklenildiği gibi, her bir yedi kum örneği için elde edilen kritik boşluk oranı farklı olmuştur.



ŞEKİL - 3

BAŞLANGIÇ BOŞLUK ORANI, TABLA İVMESİ ve SIVILAŞMA ARASINDAKİ İLİŞKİ
(ONAHAMA KUMU)



ŞEKİL-4

BAŞLANGIÇ BOŞLUK ORANI TABLA İVMESİ ve SIVILAŞMA ARASINDAKİ İLİŞKİ
(BANDAJİMA KUMU)

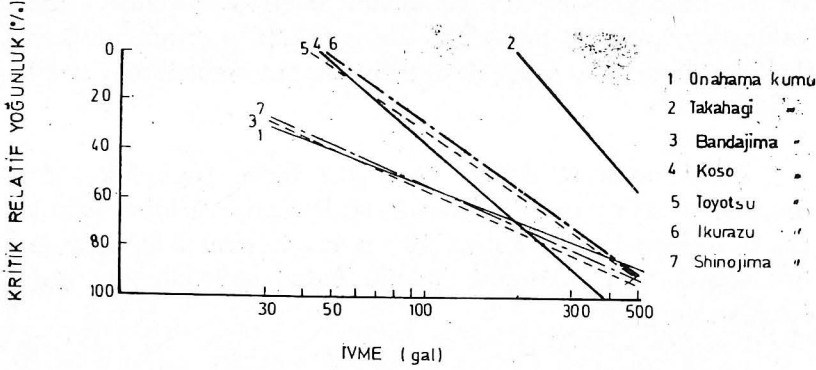
b) Kritik Relatif Birim Yoğunluk

Suyla doymuş kumun sıvılaşma olayı, kısaca, boşluk suyu basıncı artan bir kum tabakasının yoğunlaşması olarak tanımlanabilir. Relatif birim yoğunluğu yüksek olan sıkı bir kum tabakasının şiddetli deprem ivmelerinde bile çok ender olarak sıvılaşması beklenirken, gevşek ve relatif birim yoğunluğu düşük olan bir kum tabakası ise çok hafif zemin hareketlerinde bile kolaylıkla sıvılaşacaktır. Bu nedenle kritik boşluk oranları kritik relatif birim yoğunluğa çevrilmiştir. Fakat her bir yedi kum örneğinin kritik relatif birim yoğunluğu arasında Şekil (5) te de görüldüğü gibi bir uygunluk olmamaktadır. Her bir cins kum için kritik relatif birim yoğunluk eğrileri aşağıda verilen amprik formüllerle ifade edilebilir :

Onahama kumu	$D_{cr} = 0.471 \log a - 0.39$
Takahagi kumu	$D_{cr} = 1.40 \log a - 3.21$
Bandajima kumu	$D_{cr} = 0.53 \log a - 0.50$

Koso kumu	$D_{cr} = 0.86 \log a - 1.35$
Toyotsu kumu	$D_{cr} = 0.84 \log a - 1.53$
Ikurazü kumu	$D_{cr} = 0.86 \log a - 1.42$
Shinojima kumu	$D_{cr} = 0.53 \log a - 0.51$

Bu kiritik relatif birim yoğunluk değerleri laboratuvarlarda sıvılaşma olayını tahmin etmede çok yeterli olmuştur.



SEKİL - 5
SIVILAŞMA İÇİN KRİTİK RELATİF YOĞUNLUK

SIVILAŞMA İÇİN KRİTİK N - DEĞERİ

Proje ve inşaat safhasında kumlu zeminlerin birim yoğunluğunu bulmada en çok kullanılan metod standart penetrasyon deneyidir. Bu nedenle kritik relatif birim yoğunluk değerleri N - değeri olarak ifade edilebilirse pratik olarak çok faydalı olacaktır.

Niigata depreminde sıvılaşan kumlu zeminlerin N - değerlerinin genellikle 10 dan daha az olduğu ve N - değeri 10 dan fazla olan zeminlerde ise sıvılaşma olayı görülmediği belirtilmişti (9, 10). Bu noktadan hareketle Niigata depreminde Niigata bölgesindeki kumlu zeminlerin kritik N - değeri 10 olarak kabul edilmiştir.

Niigata depreminde, şiddetli hasarın olduğu bölgede bulunan bir apartmanın zemin katında bir şiddetli zemin hareketi kaydı alınmıştı (11). Bu ivme kaydına göre maksimum zemin ivmesi 170 gal kadardı.

Şekil (5) den Niigata depreminde sıvılaştan Bandaijima kumu için 170 galling bir ivmede sıvılaştırma için gereken relatif birim yoğunluk %65 kadar olmaktadır. Bu nedenle, Bandaijima kumu için, laboratuvarında bulunmuş %65 oranındaki bir kritik birim yoğunluk, deprem sırasında zeminin N - değeri olan 10 a karşılık olmaktadır.

Relatif yoğunluk ile N - değeri arasındaki ilişki pek çok araştırmacı tarafından incelenmiştir. Bu ilişki kumun cinsine ve üst tabakanın efektif basıncına bağlı olmaktadır. Ancak yaklaşık olarak N - değerinin birim relatif yoğunluğun karesi ile orantılı olduğu pek çok araştırmacının sonuçlarından çıkarılabilir (12).

Bu noktada N - değeri ile relatif birim yoğunluk arasındaki bağıntının parabolik olacağı ve Bandaijima kumu için kritik N - değeri olarak alınan 10 un kritik relatif birim yoğunluk olarak %65'e karşılık olduğu kabul edilebilir. Bu değerlendirmeye göre :

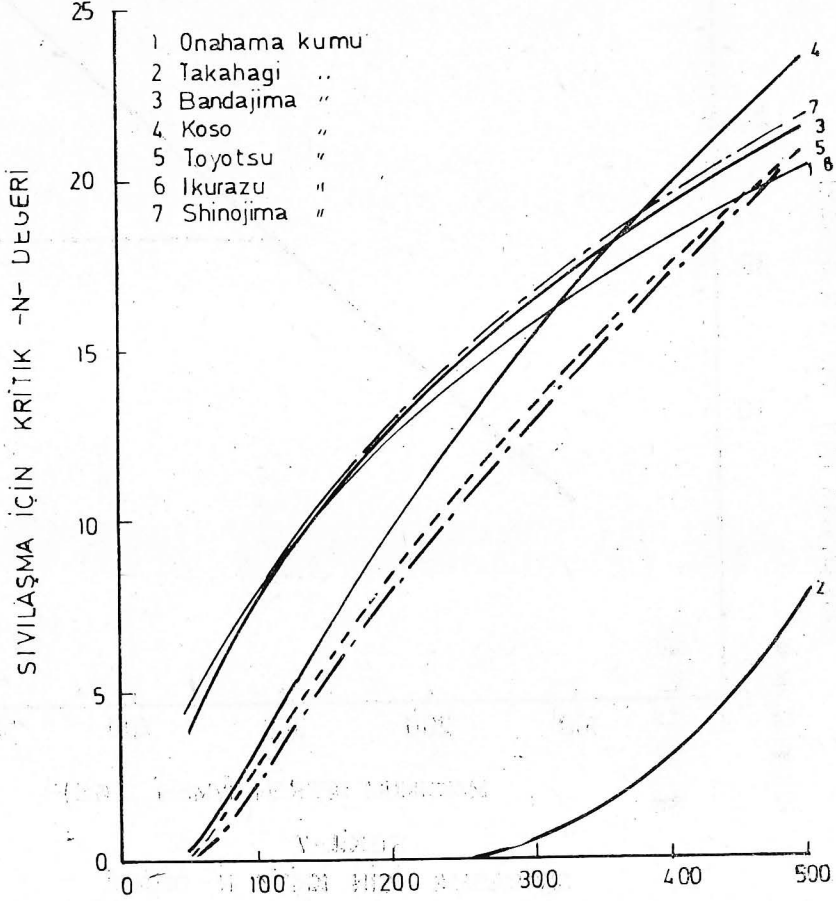
$$N = 25 D_r^2$$

formülü çıkarılabilir. Bu formülde N, penetrasyon darbe adedi, D_r ise relatif yoğunluk olacaktır. Formül kullanılarak Bandaijima kumunun kritik relatif yoğunluğu ile N - değeri arasındaki ilişki Şekil (6) da verilmektedir.

Bu eğri N - değeri ile relatif yoğunluk arasındaki bilinen ilişkilere benzememektedir. Ancak bu eğrinin içinde, sarsma tablasının ivmesi ile depremin maksimum ivmesi arasındaki bağıntı ve laboratuvar deneylerindeki sınır şartları ile zeminin gerçek durumu arasındaki ilişkilerde bulunmaktadır. Bu denklemin kabaca laboratuvarında elde edilen kritik relatif birim yoğunluk ile gerçek zeminin N - değeri arasındaki ilişkiyi verdiği kabul edilebilir.

Diğer altı adet kum örneği için Bandaijima kumu için kabul edilen kat sayıya değişiklikler olacağı tabiidir. Diğer kumlar da herhangi bir depremde tesbit edilmiş sıvılaştırma olayı olmadığı için bu anda katsayının tesbiti imkânsız görülmektedir. Yaklaşık bir çözüm olarak Bandaijima kumu için kabul edilen

formül diğer altı kum örneğine de tatbik edilmiş ve Şekil (6) da görülen sonuçlar elde edilmiştir.

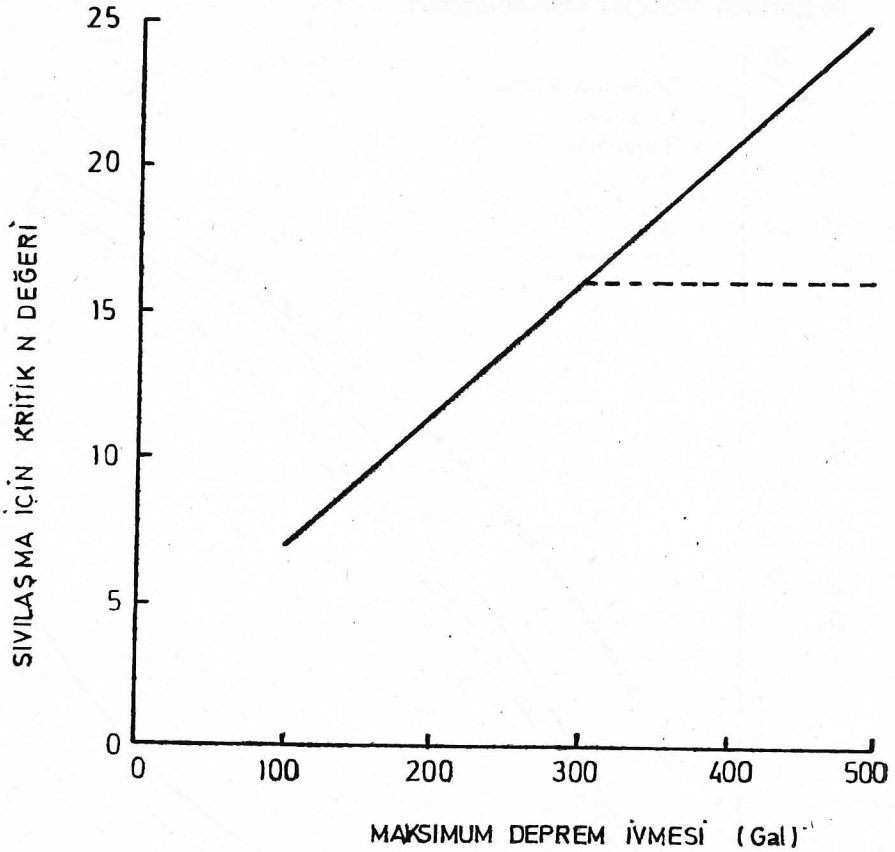


MAKSİMUM DEPREM İVMESİ (gal)

ŞEKİL-6

SIVILAŞMAK İÇİN KRİTİK -N- DEĞERLERİ

Eğer standart penetrasyon deneylerinin hassasiyet derecesi düşünülürse, araştırmanın bu safhasında kritik N-değerlerinin Şekil (7) de görülen eğri olarak basitleştirilmesi yapılabilir. Bu yeni N-eğrisi bu çalışmada en güvenilir verilerle hazırlanmış Bandajima kumu N-eğrisine en çok yaklaşan bir eğridir.

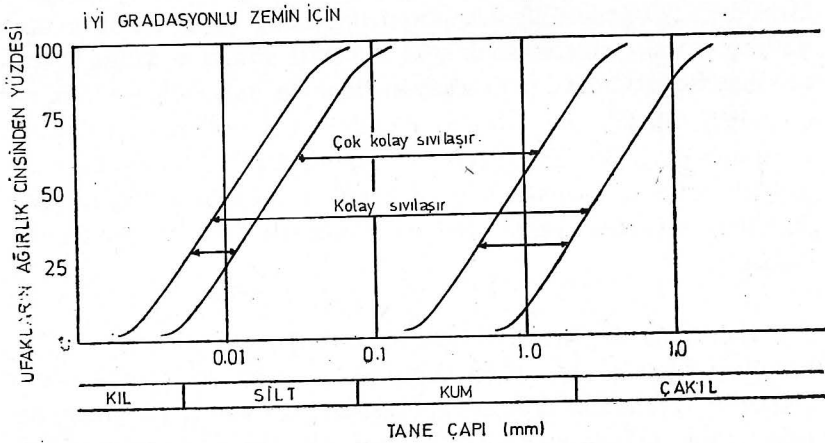
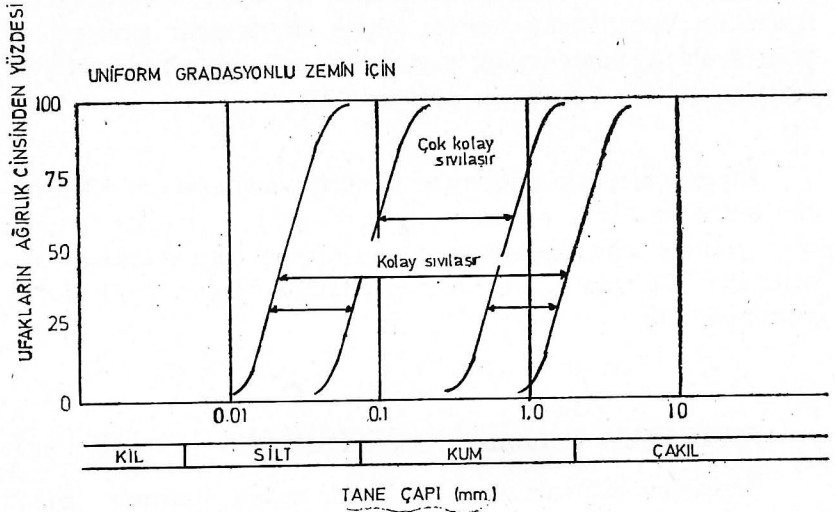


ŞEKİL-7
SIVILAŞMA İÇİN KRİTİK N - DEĞERİ

Toprak üst tabakasının efektif basıncından doğan etkiler Şekil (7) de görülmemektedir. Genel olarak toprak üst tabakasının efektif basıncı sonucu N - değerinde bir artış olmaktadır. Aynı zamanda üst tabakanın efektif basıncı kum tabakasının sıvılaşmaya karşı olan direncini de artırmaktadır (5). Bu yüzden üst tabaka efektif basıncının doğurduğu etkiler formülün her iki tarafını da aynı yönde etkilediğinden sıvılaşma olayının tahmininde kullanılmayabilir. Ayrıca yapılacak kabaca bir de-

gerlendirme N - değerinde üst tabaka basıncının etkilerinin ele alınmaması emniyetli tarafta bir hata olmaktadır.

Başka bir araştırmaya göre, şiddetli depremlerde sıvılaşmanın olmaması için %80 - 85 ve daha büyük relatif yoğunluklara ihtiyaç vardır (13). Şekil (7) deki kesik çizgi yaklaşık olarak %80 lik bir relatif birim yoğunluğa karşıt olmaktadır.



ŞEKİL-8
SIVILASMA İHTİMALİ OLAN KUMLARIN MUHTEMEL TANE DAĞILIS EĞRİLERİ

SIVILAŞMA İHTİMALİ OLAN ZEMİNLERİN TANE DAĞILIŞ EĞRİSİ

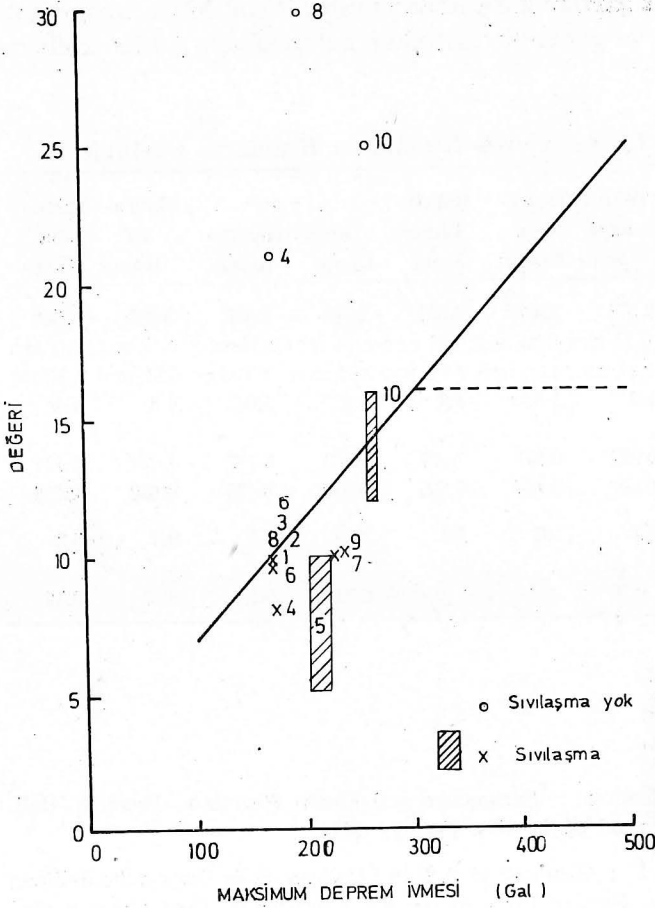
Şiddetli depremlerde her çeşit gevşek ve suyla doymuş zeminlerin sıvılaşmasını beklemek doğru olmaz. Eğer zeminin taneleri çok ufak ise taneler arasındaki kohezyon sıvılaşmayı önleyecektir. Öte yandan taneler büyük ise, zeminin geçirgenliği yüksek olacağından boşluk suyu basıncında önemli bir artış olmayacağından sıvılaşmada olmayacaktır.

Bu nedenle, eski depremler sırasında sıvılaşma görülen bütün zeminlerin tane dağılışı eğrileri çıkarılıp, sıvılaşma ihtimali olan zeminler için tipik tane dağılışı eğrileri elde edilmesine çalışılmıştır. Bu şekilde bulunan tane dağılışı eğrileri Şekil (8) de görülmektedir.

SIVILAŞMA İHTİMALİNİN TAHMİNİ

Sıvılaşma ihtimali olan kumlu bir zemin üzerinde inşaat yapılacaksa, ilk önce yeraltı suyu tabakasının altında kalan doymuş kumlu zeminin tane dağılışı eğrisi Şekil (8) de verilen tane dağılışı eğrileri ile karşılaştırılmalıdır. Eğer zeminin tane dağılışı eğrisi, yüksek sıvılaşma ihtimali gösteren bölge içersine düşerse, standart penetrasyon deneylerinden elde edilen sonuçlar Şekil (7) den alınan, kabul edilen maksimum deprem ivmesine karşılık olan, kritik N - değerinden büyük ise zeminin, projede kullanılan maksimum deprem ivmesinde sıvılaşmayacağı kabul edilebilir. Eğer ufak ise sıvılaşma ihtimali büyük olacaktır.

Şekil (9) da, kritik N - değeri ve bilinen sıvılaşma olayları karşılaştırılmaktadır. Karşılaştırma için en az, sıvılaşmanın olduğu zemindeki depremin maksimum ivmesi, sıvılaşan zeminin tane dağılışı eğrisi ve standart penetrasyon deneyinin sonuçlarının bilinmesi gerekir. Ancak bilinen sıvılaşma olaylarının pek azında karşılaştırma için gerekli güvenilir veriler bulunmaktadır. Buna rağmen, bu metodun kullanılabilir oluşu Şekil (9) dan çıkarılabilir.



MAKSİMUM DEPREM İVMESİ (Gal)
ŞEKİL-9

KRİTİK N DEĞERİ İLE SIVILAŞMA OLAYLARININ KARŞILAŞTIRILMASI

Sivilaşmayı tahmin için burada verilen metod oldukça yaklaşık görünmektedir. Sivilaşma olayının tahmini için mükerrer üç eksenli basınç ve basit kesme aletleri kullanılarak uygulanan başka metodlarda vardır (14, 15). Ancak bu metodlar için gerekli aletler çok hassas olup henüz yeterli derecede yaygın değildirler ve genellikle çok zaman ve dikkat istediklerinden sıradan işler için kullanılmamaktadırlar. Öte yandan aktif dep-

rem bölgelerindeki kumlu zeminlerde pek çok inşaat yapılmaktadır. Mevcut şartlar karşısında burada teklif edilen metod çok daha detaylı ve güvenilir metodlar bulununcaya kadar kullanılabilir.

TABLO I. Deneylerde Kullanılan Kumların Özellikleri

	Taka- hagi Kumu	Onaha- ma Kumu	Banda- ijima Kumu	Koso Kumu	Toyotsu Kumu	Ikura- zu Kumu	Shino- jima Kumu
Özgül Ağırlık	2.673	2.649	2.671	2.689	2.646	2.683	2.688
D ₁₀	0.13 mm	0.90 mm	0.25 mm	0.14 mm	0.34 mm	0.12 mm	0.13mm
D ₆₀	0.17 mm	1.38 mm	0.48 mm	0.55 mm	1.7 mm	0.21 mm	0.23mm
Üniformluk Katsayısı	1.3	1.5	1.9	3.9	5.0	1.8	1.8
e _{max}	0.997	0.851	1.007	0.850	0.707	1.014	1.121
e _{min}	0.691	0.687	0.590	0.550	0.425	0.690	0.636
Geçirgenlik 10 ⁻² cm/sn	2.2	1.0	2.6	3.2	7.3	9.8	8.2
(e)	0.96	0.91	çok gevşek	0.79	0.50	0.83	0.75

KAYNAKLAR

- 1 — John H. Hodgson : Earthquake and Earth Structure, Prentice - Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1964.
- 2 — R. J. Marsal : Behavior of a Sandy Uniform Soils During the Jaltipan Earthquake, Mexico, Proc. of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1961, pp. 229 - 233.
- 3 — V. A. Florin and L. P. Ivanov : Liquefaction of Saturated Sandy Soils, Proc. of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1961, pp. 107 - 111.
- 4 — Huang Wen - Xi : Investigations on Stability of Saturated Sand Foundations and Slopes Against Liquefaction, Proc. of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1961, pp. 629 - 631.
- 5 — Yasumaru Ishii, Hajime Tsuchida and Tetsuhei Furube : Studies on Lateral Earthpressure and Dynamic Pore Water Pressure of Water Saturated Sand during Vibration, Report of Port and Harbour Research Institute, Vol. 2, No. 2, Sept. 1963, pp. 25 - 71.

- 6 — Satoshi Hayashi : Comments on Revision of Earthquake Resistant Design Criteria for Harbour Structures in Japan, Pre - print of 2nd Joint Meeting U. S. Japan Panel on Wind and Seismic Effects, May 1970, Washington, D. C.
- 7 — Yasuo Tada : Trends on a Revision of the Specifications of the Earthquake Resistant Design for Highway Bridges, Pre - print of 2nd Joint Meeting U. S. Japan Panel on Wind and Seismic Effects, May 1970, Washington, D. C.
- 8 — Hajime Tsuchida : Prediction of Liquefaction of Sandy Subsoils and Countermeasure to It, Proceedings of the Annual Meeting of the Port and Harbour Research Institute, Dec. 1970.
- 9 — Report on Niigata Earthquake, Report of the Public Works Research Institute, Ministry of Construction, Vol. 125, June 1965, pp. 1 - 330.
- 10 — Yasunori Koizumi : Changes in Densities of Sand Layers during the Niigata Earthquake, Soil Mechanics and Foundation Engineering, Proc. of Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 13, No. 2, Feb. 1956, pp. 12 - 19.
- 11 — Port and Harbour Research Institute, et al : Damage to Harbour Structures by the Niigata Earthquake, Part 2, March 1965, 249 p.
- 12 — J. H. Gibbs and G. W. Holtz : Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetrative Testing, Proc. of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, 1957, pp. 35 - 39.
- 13 — H. J. Gibbs : Earth Structures and Foundations Subject to Seismic Loading, Proc. of 1st Joint Meeting U. S. Japan Panel on Wind and Seismic Effects, April 1969, pp. 232 - 258.
- 14 — H. Bolton Seed and I. M. Idriss : Analysis of Soil Liquefaction, Niigata Earthquake, Proc. of ASCE., Vol. 93, No. SM3, May 1967, pp. 83 - 108.
- 15 — William H. Peacock and H. Bolton Seed : Sand Liquefaction under Cyclic Loading Simple Shear Conditions, Proc. of ASCE., Vol. 94, No. SM3, pp. 698 - 708, May 1968.

Yeni Türkiye Deprem Bölgeleri Haritasının Getirdikleri

Ahmet TABBAN *

Yeni «Türkiye Deprem Bölgeleri Haritası» Bakanlar Kurulunun 23.12.1972 tarih ve 7/5551 sayılı kararıyla yürürlüğe girmiştir.

Bu haritada, tehlikeli deprem bölgelerinin dörde çıkarıldığı, birçok bölgelerin yeni deprem bölgesi olarak, ortaya konulduğu görülmektedir. Kamu ve özel sektörde çalışanlara birçok konularda, faydalı olacağı kanısıyla yeni Türkiye Deprem Bölgelerinde;

1 — Nüfus ve alan dağılımları :

a) Deprem bölgelerine giren İl, İlçe ve Kasabalardaki nüfus dağılımları,

b) Harita üzerinde tehlikeli deprem bölgelerini ayıran sınırlar içinde kalan alanların dağılımı,

c) İlçe hudutları esas alınarak alan dağılımı.

2 — Coğrafik Bölgelere göre nüfus ve alan dağılımları,

3 — Büyük Sanayi Merkezlerinin dağılımları,

4 — Barajların deprem bölgeleri içindeki dağılımları, çeşitli yönleriyle araştırılmıştır.

1 — Nüfus ve alan dağılımı :

1970 Genel Nüfus Sayımının sonuçlanmamış olması nedeniyle, araştırmalarımızda 1965 Genel Nüfus sayımı ile Türk

(*) İmar ve İskân Bakanlığı Deprem Araştırma Enstitüsü.

Belediyeçilik Derneğinin çıkarmış olduğu «Son Nüfus Sayımına Göre 1971 Yılındaki Belediyeler» adlı yayından faydalanılmıştır.

Türkiye Deprem Bölgeleri Haritasının hazırlanışında uygulayıcıya kolaylık sağlamak için, deprem yönünden derecelendirmede kasabalar esas alınmıştır.

Bu nedenle kasabaların nüfusları ve mülkî hudutları esas alınarak araştırmanın yürütülmesi gerekirdi.

Oysaki, Türkiye'nin mülkî idarî taksimatı; İl, İlçe ve Bucak şeklinde, buna mukabil yüzölçümü de yalnızca ilçe sınırlarını belirleyecek şekilde bulunmaktadır.

Bu nedenle yurdumuzdaki nüfus ve alanın deprem bölgelerine göre dağılımını gösteren cetveller aşağıda yer almıştır.

İLLERE GÖRE DEPREM BÖLGELERİNDEKİ NÜFUS DAĞILIMI

İl No.	I	II	III	IV	Tehlikesiz bölge	Toplam
1	—	118061	673317	111334	—	902712
2	—	8687	66501	192100	—	267288
3	152705	272824	76719	—	—	502248
4	—	32581	214380	—	—	246961
5	265891	19838	—	—	—	285729
6	—	202470	136169	1.241662	64001	1.644302
7	—	—	113894	373016	—	486910
8	—	—	82460	127605	—	210065
9	415594	19724	89600	—	—	524918
10	297369	13280	397693	—	—	708342
11	—	139041	—	—	—	139041
12	65738	84783	—	—	—	150521
13	32209	29125	92735	—	—	154069
14	311534	72405	—	—	—	383939
15	52758	109526	32666	—	—	194950
16	566289	173523	15692	—	—	755504
17	161344	103357	85616	—	—	350317
18	137831	112875	—	—	—	250706
19	81731	403836	—	—	—	485567
20	301582	83216	78571	—	—	463369
21	—	—	249813	226103	—	475916
22	—	—	303234	—	—	303234

İl No.	Tehlikesiz					Toplam
	I	II	III	IV	bölge	
23	—	273514	49213	—	—	322727
24	204218	22809	31559	—	—	258586
25	258325	255867	113809	—	—	628001
26	—	13527	347966	53608	—	415101
27	—	59911	—	451115	—	511026
28	—	66596	—	361419	—	428015
29	—	165074	97657	—	—	262731
30	—	—	—	62042	21895	83937
31	339087	167067	—	—	—	506154
32	138892	105452	21896	—	—	266240
33	—	—	129370	203920	177983	511273
34	37090	2.256733	—	—	—	2.293823
35	1.232075	2592	—	—	—	1.234667
36	—	606313	—	—	—	606313
37	45469	55607	300378	40184	—	441638
38	—	301183	162538	72485	—	536206
39	—	—	11544	246842	—	258386
40	—	36039	160797	—	—	196836
41	288085	29577	—	—	—	317662
42	—	139334	103499	233976	645813	1.122622
43	—	157191	240890	—	—	398081
44	—	277136	175488	—	—	452624
45	441320	307225	—	—	—	748545
46	—	182853	253894	1676	—	438423
47	—	—	—	—	397880	397880
48	—	221706	113267	—	—	334973
49	112725	85991	—	—	—	198716
50	—	—	99408	103908	—	203316
51	—	—	—	199912	162532	362444
52	—	107713	293711	142439	—	543863
53	—	—	—	281099	—	281099
54	330053	91881	—	—	—	421934
55	78657	111743	565546	—	—	755946
56	—	—	159753	85584	19495	264832
57	—	—	88810	177259	—	266069
58	104864	89116	172330	338876	—	705186
59	20608	67234	176288	23251	—	287381
60	367387	127965	—	—	—	495352
61	—	—	—	595782	—	595782
62	21002	25115	108058	—	—	154175
63	—	—	207870	195032	47896	450798
64	—	190536	—	—	—	190536
65	66104	96219	104517	—	—	266840
66	—	116601	321282	—	—	437883
67	—	332059	318132	—	—	650191

Bölge	Nüfus dağılımı	%
I inci derece deprem bölgesi	6.928.536	22.0
II inci derece deprem bölgesi	9.144.631	29.1
III üncü derece deprem bölgesi	7.638.530	24.4
IV üncü derece deprem bölgesi	6.142.229	19.6
	1.537.495	4.9
Toplam	31.391.421	100

Alan dağılımı ile ilgili araştırmalarımızda yukarıda bahsettiğimiz nedenlerden dolayı daha kesin sonuca ulaşmak mümkün olamamıştır.

Bununla beraber, ilçe hudutları esas alınarak yaptığımız araştırma ile Türkiye Deprem Bölgeleri Haritasında deprem bölgelerini ayıran, sınırlar içinde kalan, alanlar hesaplanmıştır.

İLÇE HUDUTLARINA GÖRE DEPREM BÖLGELERİNDEKİ ALAN DAĞILIMI (Km²)

İl No.	Tehlikesiz					Toplam
	I	II	III	IV	bölge	
1	—	1726	8412	7115	—	17253
2	—	784	1286	5544	—	7614
3	5272	6237	2714	—	—	14230
4	—	1421	9955	—	—	11376
5	4951	569	—	—	—	5520
6	—	6279	5523	16460	2453	30715
7	—	—	6296	14295	—	20591
8	—	—	2286	5150	—	7436
9	5148	781	2078	—	—	8007
10	4877	—	9415	—	—	14292
11	—	4308	—	—	—	4308
12	3511	4614	—	—	—	8125
13	1856	1235	3616	—	—	6707
14	8641	2410	—	—	—	11051
15	1937	3939	1011	—	—	6887
16	6904	4149	—	—	—	11053
17	3585	3489	2663	—	—	9737
18	4399	4052	—	—	—	8451
19	2704	10116	—	—	—	12820
20	6787	2663	2418	—	—	11868
21	—	—	8644	6710	—	15354
22	—	—	6266	—	—	6266

İl No.	I	II	III	IV	Tehlikesiz bölge	Toplam
23	—	7409	1742	—	—	9151
24	6984	2354	2565	—	—	11903
25	6210	12700	6156	—	—	25066
26	—	537	9273	3803	—	13652
27	—	1513	—	6129	—	7642
28	—	2996	—	3938	—	6934
29	—	6569	3658	—	—	10227
30	—	—	—	6221	3300	9521
31	3569	1834	—	—	—	5403
33	—	—	2699	3850	9304	15853
32	4374	3271	1288	—	—	8933
34	492	5220	—	—	—	5712
35	11.973	—	—	—	—	11973
36	—	18557	—	—	—	18557
37	1197	1880	9384	647	—	13108
38	—	5832	6518	4567	—	16917
39	—	—	114	6436	—	6550
40	—	1409	5161	—	—	6570
41	3053	933	—	—	—	3986
42	—	8224	4026	12683	22487	47420
43	—	4616	7259	—	—	11875
44	—	5017	7296	—	—	12313
45	5725	8085	—	—	—	13810
46	—	3876	10451	—	—	14327
47	—	—	—	—	12760	12760
48	—	9647	3691	—	—	13338
49	4658	3538	—	—	—	8196
50	—	—	3074	2393	—	5467
51	—	—	—	7312	6982	14294
52	—	2354	2655	992	—	6001
53	—	—	—	3920	—	3920
54	3309	1148	—	—	—	4457
55	1351	2656	5572	—	—	9579
56	—	—	6439	2849	1715	11003
57	—	—	2826	3036	—	5862
58	2611	3685	9773	12419	—	28488
59	481	1033	4094	610	—	6218
60	7538	2420	—	—	—	9958
61	—	—	—	4685	—	4685
62	1505	1538	4731	—	—	7774
63	—	—	6493	8640	3451	18584
64	—	5341	—	—	—	5341
65	2289	7379	9401	—	—	19069
66	—	3403	10720	—	—	14123
67	—	6211	2418	—	—	8629

Genel Durum :

Bölge	Alan (Km ²)			
	İlçe sınırlarına göre	%	Deprem haritasına göre	%
I inci derece deprem bölgesi	127911	16.5	114734	28.4
II inci derece deprem bölgesi	211420	27.3	219721	14.8
III üncü derece deprem bölgesi	222636	28.8	223113	28.8
IV üncü derece deprem bölgesi	150404	19.4	150304	8.6
Tehlikesiz bölge	62452	8.0	66951	19.4
Toplam (Göller hariç)	774823	100	774823	100

Yukardaki tabloda ilçe sınırları ile harita hudutları sınırlarının kapsadığı alanlar arasında büyük bir farkın bulunmadığı görülmektedir.

Ayrıca tabloların incelenmesinden 10, 16, 35, 46 No.lu illerde tehlikeli deprem bölgelerinde yaşayan nüfus birikimine karşıt derecede alanların bulunmadığı anlaşılmaktadır. Yukarda bahsettiğimiz alan sınırlarının hesabında bunun ilçe sınırlarının esas alınmasıyla meydana geldiği bilinmelidir.

Netice olarak denebilir ki; yurdumuzun %92 si deprem bölgesi içinde olup, nüfusumuzun %95 i deprem tehlikesi altında yaşamaktadır.

1970 sayımına göre, Belediye sayısı esas alınarak yapılan araştırmada nüfusumuzun %51.4 köylerde yaşamakta olduğu saptanmıştır.

Belediye Sayısı				Toplam
İl merkezi	İlçe merkezi	Bucak merkezi	İdari teşkilatta merkezi olmayan yerler	
67	*(572) 554	228	662	1571
Genel Nüfus		Belde nüfusları toplamı		Genel nüfusa oranı %
35.666.549		17.329.505		48.6

(*) İlçe merkezindeki (572) sayısı büyük illerdeki ilçelerde belediye teşkilâtı olmayanların sayıları ile genel toplamdır.

Daha ayrıntılı olarak Deprem Bölgelerine giren İl, İlçe, Bucak ve idarî bir teşkilât merkezi olmayan belediyelerin deprem bölgelerine göre tasnifi ise şöyledir. (1970 sayımına göre)

Deprem bölgesi	I inci derece tehlikeli deprem bölgesi	II inci derece Teh. Dep. Böl.	III ncü derece Teh. Dep. Böl.	IV ncü derece Teh. Dep. Böl.	Tehlikesiz bölge	Toplam
İl	16	16	16	17	2	67
İlçe	116	151	157	100	30	554
Bucak	86	64	66	51	21	288
Kasaba idari teş. olmayan	162	193	134	121	52	662
Toplam	380	424	373	289	105	1571
%	24.2	27.0	23.7	18.4	6.7	

1970 nüfus sayımı esas alınarak, deprem bölgelerindeki şehirlerimiz şöyle tasnif edilebilir

Nüfus	I inci derece Teh. Dep. Böl.	II inci derece Teh. Dep. Böl.	III üncü derece Teh. Dep. Böl.	IV üncü derece Teh. Dep. Böl.	Tehlikesiz bölge	Toplam şehir adedi
2.000 — 5.000	278	307	285	114	86	1070
5.001 — 10.000	60	52	65	42	8	227
10.001 — 25.000	50	49	28	21	13	161
25.001 — 50.000	26	17	11	13	4	71
50.001 — 100.000	7	6	5	2	—	20
100.001 — 250.000	3	6	3	4	1	17
250.001 — 500.000	1	—	1	—	—	2
500.001 — 750.000	1	—	—	—	—	1
1.000.000 dan büyük olanlar	—	1	—	1	—	2
Toplam	426	438	398	197	112	1571
%	27	28	25	13	7	

Bu duruma göre; toplam 1571 şehirden, 1459 nun deprem bölgesinde ve bunlardan da 426 sının 1 inci derecede, 438 inin 2 inci derecede, 398 inin 3 üncü derecede, 197 sinin 4 üncü derecede tehlikeli deprem bölgesinde bulunduğu görülür.

Yalnız iki ilimiz (merkez olarak) tehlikesiz bölgede yer almaktadır. Diğer bölgelerde ise eşit bir dağılım görülmektedir. 2 ve 3 üncü derecede tehlikeli bölgelerde ilçe sayısının daha fazla yer aldığı, Bucak dağılımının daha ziyade birinci derecede tehlikeli bölgede, Kasabalarımızın ise 1 ve 2 inci bölgelerde daha fazla bulunduğu, genel olarak 1571 belediye sayısından 424 tanesinin yani %27 sinin 2 inci derecede tehlikeli deprem bölgesinde yer aldığı görülmektedir.

Ayrıntılı olarak il'lerdeki nüfusların deprem bölgelerine göre dağılımları işe şöyledir :

il sayısı	I inci derece tehlikeli bölge	II inci derece tehlikeli bölge	III üncü derece tehlikeli bölge	IV üncü derece tehlikeli bölge	Tehlikesiz bölge
13	X	X			
14	X	X	X		
3	X	X	X	X	
3		X			
9		X	X		
6		X	X	X	
2		X		X	
2		X	X	X	X
1			X		
6			X	X	
3			X	X	X
2				X	
2				X	X
1					X

Tabloda görüldüğü üzere 67 ilimizden yalnız bir tane ilimizin deprem tehlikesinin dışında kaldığı ve 7 ilimiz sınırları

içinde ise tehlikeli bölgeler yanında tehlikesiz bölgelerin de bulunduğu görölmektedir.

Deprem bölgelerine giren nüfus ve alan dağılımlarından faydalanılarak nüfus yoğunluğu incelenirse ;

Deprem Bölgeleri	Nüfus	Alan (Km ²)	Yoğunluk
I inci Der. Teh. Dep. Bölg.	6.928.536	127911	54.16
II inci Der. Teh. Dep. Bölg.	9.144.631	211420	43.25
III üncü Der. Teh. Dep. Bölg.	7.638.530	222636	34.30
IV üncü Der. Teh. Dep. Bölg.	6.142.229	150404	40.83
Tehlikesiz Bölge	1.537.495	62452	24.61
Toplam	31.391.421	774823	40.51

Birinci derecede tehlikeli deprem bölgesinde nüfus yoğunluğunun en fazla, 3 üncü derecede tehlikeli deprem bölgesinde, 2 inci ve 4 üncü derecede tehlikeli deprem bölgesine nazaran daha az olduğu ve Türkiye ortalamasının altına düştüğü görölmektedir.

2 — COĞRAFIK BÖGELERE GÖRE DAĞILIM *

* **Marmara Bölgesi** : Balıkesir (3)*, Bilecik (2), Bursa (1), Çanakkale (2), Edirne (3), Kırklareli (4), Tekirdağ (2), İstanbul (2), Adapazarı (1), İzmit (1), Eskişehir (3).

Ege Bölgesi : Aydın (1), Denizli (1), İzmir (1), Manisa (1), Muğla (2), Uşak (2), Afyon (2), Kütahya (3),

Akdeniz Bölgesi : Antalya (4), Burdur (1), Isparta (1), Mersin (4), Adana (3), Hatay (1),

İç Anadolu Bölgesi : Ankara (4), Çankırı (2), Çorum (2), Yozgat (3), Kırşehir (3), Nevşehir (4), Niğde (4), Kayseri (2), Konya, Sivas (4),

Karadeniz Bölgesi : Bolu (1), Zonguldak (3), Kastamonu (3), Sinop (4), Amasya (1), Tokat (1), Samsun (3), Or-

(*) Parantez içindeki sayılar, illerin bulunduğu tehlikeli deprem bölgelerini göstermektedir.

du (4), Giresun (4), Trabzon (4), Rize (4), Artvin (4),
Gümüşhane (3).

Doğu Anadolu Bölgesi : Hakkâri (4), Bitlis (3), Muş (2),
Van (1), Bingöl (2), Ağrı (3), Kars (2), Erzurum (1),
Erzincan (1), Tunceli (3), Elâzığ (2), Malatya (2), Ma-
raş (3), Siirt (2).

G. Doğu Anadolu Bölgesi : Mardin (3), Diyarbakır (4), Ur-
fa (3), Adıyaman (4), Gaziantep (4).

a) Bölgelere göre il merkezi itibariyle dağılım :

Bölge adı	I inci derece Teh. Dep. Böl.	II inci derece Teh. Dep. Böl.	III üncü derece Teh. Dep. Böl.	IV üncü derece Teh. Dep. Böl.	Tehlikesiz bölge	Toplam
Marmara Bölgesi	3	4	3	1	—	11
Ege Bölgesi	4	3	1	—	—	8
Akdeniz Bölgesi	3	—	1	2	—	6
İç Anadolu Böl.	—	3	2	4	1	10
Karadeniz Bölgesi	3	—	4	6	—	13
Doğu Anadolu Böl.	3	5	3	1	—	12
G. Doğu Ana. Böl.	—	1	2	3	1	7
Toplam	16	16	16	17	2	67

b) Coğrafiik Bölgelere Göre Nüfus dağılımı :

Coğrafiik Bölge adı	I inci derece Teh. Dep. Böl.	II inci derece Teh. Dep. Böl.	III üncü derece Teh. Dep. Böl.	IV üncü derece Teh. Dep. Böl.	Tehlikesiz Bölge	Toplam
Marmara Bölgesi	1700838	2888153	1338033	323701	—	6250725
Ege Bölgesi	2543276	1255014	599047	—	—	4397337
Akdeniz Bölgesi	530737	500106	971143	688270	177938	2868239
İç Anadolu Böl.	324426	1401554	1156023	2190819	872346	5945068
Karadeniz Bölgesi	1068938	1059000	1746694	1725787	—	5600419
Doğu Anadolu Böl.	760321	1972306	1303406	149302	41390	4226725
Güney Anadolu Bö.	—	68598	524184	1064350	445776	2102908
Toplam	6928536	9144631	7638530	6142229	1537495	31391421

c) Coğrafiik Bölgelere Göre Alan Dağılımı (km²) :

Coğrafiik Bölge adı	Teh. Dep. Böl. I inci derece	II inci derece Teh. Dep. Böl.	III üncü derece Teh. Dep. Böl.	IV üncü derece	Teh. Dep. Böl. Tehlikesiz Bölge	Toplam
Marmara Bölgesi	22709	20719	31927	10850	—	86205
Ege Bölgesi	34910	37273	18263	—	—	90446
Akdeniz Bölgesi	9881	10671	19808	25259	9303	74922
Orta İç Ana. Böl.	9716	42902	44897	55834	31922	185271
Karadeniz Bölgesi	23680	28017	28801	22368	—	102866
Doğu Anadolu Böl.	27015	69540	62515	9070	5015	173154
G. Doğu Ana. Böl.	—	2298	16425	27023	16213	61959
Toplam	127911	211420	222636	150404	62452	774823

d) Coğrafiik Bölgelere göre nüfus ve alanların toplam nüfus ve alana olan oranları ve bölgelerdeki nüfus yoğunluğu :

Bölge Adı	Bölge nüfusu	Bölge nüfusu		Bölge alanı		Yoğunluk
		Toplam nüfus	%	alanı	Toplam alan	
				(Km ²)	%	
Marmara Bölgesi	6.250.725	20.0		86.205	11.0	72.50
Ege Bölgesi	4.397.337	14.0		90.446	12.0	48.61
Akdeniz Bölgesi	2.868.239	9.0		74.922	10.0	38.28
İç Anadolu Bölgesi	5.945.068	19.0		185.271	24	32.08
Karadeniz Bölgesi	5.600.419	18.0		102.866	13	54.44
Doğu Anadolu Böl.	4.226.908	13.3		173.154	22	24.41
G. Doğu Anad. Böl.	2.102.908	6.7		61.958	8	33.94
Toplam	31.391.421	100		774.823	100	40.51

Coğrafiik bölgelerindeki yoğunluk ile, Deprem Bölgelerinin dağılışı arasında bir benzerlik göze çarpmaktadır. Fazla yoğun bölgeler olan Marmara, Ege ve Karadeniz (Kuzey Anadolu Bölgesi) aynı zamanda birinci derece tehlikeli deprem bölgeleridir.

3 — BÜYÜK SANAYİ MERKEZLERİNİN DAĞILIMI :

Türkiye'de Büyük Sanayi dağılımı 56 ilimizde 3004 adet olarak tesbit edilmiştir*.

(*) D.İ.E. Sanayi ve işyerleri Sayımı: 1964.

Diğer illerdeki 8 adet ile 3012 olmaktadır. Tehlikeli Deprem Bölgelerine giren Sanayi Merkezi olan İl dağılımı şöyledir :

Deprem bölgeleri	İl sayısı	Adet olarak	%
I inci der. Teh. Dep. Böl.	15	743	24.7
II inci der. Teh. Dep. Böl.	14	1466	48.8
III üncü der. Teh. Dep. Böl.	12	361	12.0
IV üncü der. Teh. Dep. Böl.	14	385	12.8
Tehlikesiz Bölge	1	49	1.7
Toplam	56	3004	100

Tabloda, illere göre sayısal dağılımla, adet olarak dağılım arasında orantılı bir artışın olmadığı görülmekle beraber 2 inci derecede tehlikeli deprem bölgesinde toplamın %48.8 teşkil ettiği ve %24.7 ile 1 inci derecede tehlikeli deprem bölgesinde sanayi merkezleri birikiminin yer aldığı görülmektedir.

Netice olarak; Endüstri merkezleri ve şehirleşmelerde yoğun bir tarzda gelişmenin tehlikeli deprem bölgeleri ile çakıştığı görülmektedir.

Denebilir ki; deprem, şimdiye kadar nüfus yoğunluğu fazla olan bölgelerin teşekkülünde şehirleşmelerde, etken olmamıştır. Bu bakımdan depremden dolayı hasar gören kasaba ve köylerin nakilleri cihetine pek gidilmemelidir. Bu doğanın verdiği afet ancak depreme dayanıklı yapı yapımı ile geçiştirilmeye çalışılmalıdır.

4 — BARAJLARIN DEPREM BÖLGELERİ ALANI

İÇİNDEKİ DAĞILIMLARI ** :

Türkiye'deki mevcut ve tasarlanmış olan barajlar;

- I — İşletmeye açılmış barajlar,
- II — İnşa halindeki barajlar,
- III — Projesi hazırlanan barajlar

(*) D.S.İ. Barajlar ve H.E.S. Dairesi Başkanlığı Yayını.

IV — Projesi hazırlanmakta olan barajlar (1973 yılı içinde bitirilecek) diye 4 bölümde toplanabilir.

— İşletmeye Açılmış Barajlar :

Sıra No.	Bağlı bulunduğu il	Barajın adı	Deprem bölgelerindeki yeri
1	Ankara	Çubuk I	4
2	Bursa	Gölbaşı	1
3	Niğde	Gebere	4
4	İstanbul	Elmalı	2
5	Ankara	Sarıyer	3
6	Adana	Seyhan	3
7	Konya	Ayrancı	A
8	Aydın	Kemer	3
9	Kırşehir	Hirfanlı	4
10	Manisa	Demirköprü	1
11	Konya	Sille	4
12	Konya	May	A
13	Niğde	Mamasın	A
14	Konya	Apa	A
15	Afyon	Seyitler	2
16	Ankara	Çubuk II	4
17	Afyon	Selevir	2
18	Ankara	Bayındır	3
19	Elâzığ	Cip	2
20	Burdur	Kızılsu	3
21	Tokat	Almus	1
22	Ankara	Kesikköprü	3
23	Zonguldak	Gülüç	3
24	Nevşehir	Tatların	4
25	Manisa	Buldan	1
26	Konya	Altınapa	4
27	Ankara	Kurtboğazi	4
28	Niğde	Akkaya	4
29	Niğde	Gümüşler	4
30	Burdur	Onaç	2
31	Edirne	Altinyazı	3

Sıra No.	Bağı bulunduğu il	Barajın adı	Deprem
			bölgelerindeki yeri
32	Kayseri	Akköy	4
33	Kayseri	Sarmısaklı	3
34	Malatya	Sürgü	2
35	Bolu	Gölköy	1
36	Balikesir	Çaygören	3
37	Kayseri	Damsa (Yüksel)	3
38	Adana	Kesikkuyu	3
39	Antalya	Alakır	4
40	Edirne	Kadıköy	2
41	Adana	Kozan	3
42	Maraş	Kartalkaya	2
43	Eskişehir	Porsuk II	3
44	Kütahya	Enne	3
45	İstanbul	Ömerli	2
46	Diyarbakır	Devegeçidi	4
47	Bolu	Hasanlar	2
48	Eskişehir	Gökçekaya	3

Not : Deprem bölgesinde (A) ile işaretlenmiş olanlar, tehlikesiz bölgede bulunmaktadır.

2 — İnşa Halindeki Barajlar :

Sıra No.	Bağı bulunduğu il	Barajın adı	Deprem
			bölgelerindeki yeri
1	Çanakkale	Atikhisar	2
2	İstanbul	Alibey	2
3	Kastamonu	Karaçomak	3
4	Gaziantep	Tahtaköprü	2
5	Erzincan	Tercan	1
6	Malatya	Medik	2
7	Elâzığ	Kalecik	2
8	Kırşehir	Çoğun	2
9	Isparta	Yalvaç	2
10	Burdur	Karamanlı	2
11	İzmir	Balçova	1
12	Elâzığ	Keban	3
13	Antalya	Korkuteli	3
14	Samsun	Ayvacık	2
15	Bilecik	Dodurga	2

3 — Projesi Hazırlanan Barajlar :

Sıra No.	Bağlı bulunduğu il	Barajın adı	Deprem bölgelerindeki yeri
1	Manisa	Karakurt	2
2	Mardin	Dumluca	A
3	Samsun	Balahor	3
4	Adana	Aslantaş	2
5	Edirne	Süloğlu	3
6	Aydın	Karpuzlu	3
7	Aydın	Madran	3
8	Manisa	Afran	1
9	Çorum	Çorum	2
10	Denizli	Adıgüzel	1
11	Çanakkale	Biga	1
12	Bursa	Doğancı	1
13	Eskişehir	Kaymaz	4
14	Antalya	Oymapınar	4
15	Ankara	Asartepe	4
16	Kırşehir	Kültepe	4
17	Niğde	Uluagaç	4

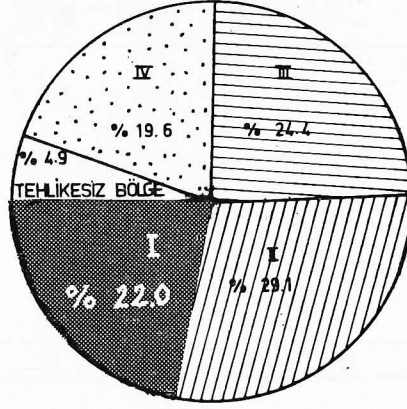
4 — Projesi Hazırlanmakta Olan Barajlar :

Sıra No.	Bağlı bulunduğu il	Barajın adı	Deprem bölgelerindeki yeri
1	Kırklareli	Kayalıköy	4
2	İzmir	Güzelhisar	1
3	Konya	İvriz	A
4	Balıkesir	Gönen	1
5	Sivas	Yapıaltın	4
6	Sivas	Maksutlu	4
7	Ankara	Çamlıdere (Bayındır)	3

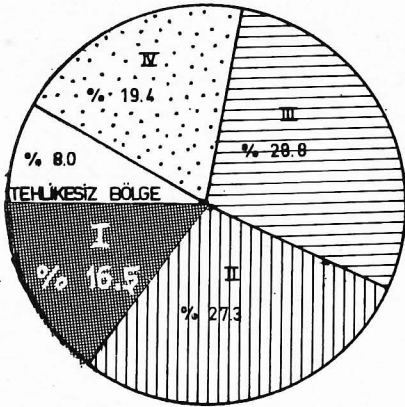
Barajların konumu	I inci derece Teh. Dep. Böl.	II inci derece Teh. Dep. Böl.	III üncü derece Teh. Dep. Böl.	IV üncü derece Teh. Dep. Böl.	Tehlikesiz bölge	Toplam
İşletmeye açılmış barajlar	5	10	16	13	4	48
İnşa halindeki barajlar	2	10	3	—	—	15
Projesi hazırlanan barajlar	4	3	4	5	1	17
Projesi hazırlanmakta olan barajlar (1973 yılı içinde bitirilecek)	2	—	1	3	1	7
T o p l a m	13	23	24	21	6	87

Tabloda görüldüğü gibi; Türkiye'deki mevcut ve mutasavver büyük barajların genel toplamları olan 87 adedinden ortalama % 15'i, I inci, %26'sı, II inci, %28'i, III üncü, %24'ü, IV üncü derecede tehlikeli deprem bölgesinde ve % 7 si de tehlikesiz deprem bölgesinde bulunmaktadır.

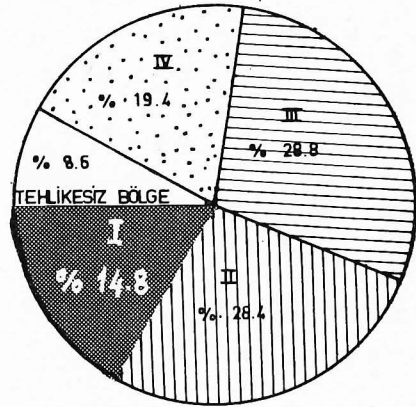
TÜRKİYE DEPREM BÖLGELERİNE GÖRE
NÜFUS VE ALAN YÜZDELERİ



1965 NÜFUS SAYIMI ESAS ALINARAK
DEPREM BÖLGELERİ NÜFUS DAĞILIMI



İLÇE SINIRLARINA GÖRE ALAN DAĞILIMI



DEPREM BÖLGELERİ HARİTASINA GÖRE
ALAN DAĞILIMI

Toplantılar - Yayınlar - Haberler

TOPLANTILAR

1 — Deprem Mühendisliği Beşinci Dünya Konferansı :

1956 yılından bu yana, dört yılda bir yapılan Uluslararası Deprem Mühendisliği Konferansının beşincisi, 25 - 29 Haziran 1973 tarihlerinde Roma'da yapılmıştır. Deprem ve Depreme dayanıklı yapı konularında çalışan bütün dünyadaki bilim adamlarının katıldıkları bu toplantılar, deprem mühendisliği konusuna büyük yenilikler getirmekte ve dört yıl içinde yapılan yeni araştırma sonuçları bu toplantılarda tartışılmaktadır.

Roma'daki Konferansa dünyanın çeşitli ülkelerinden gelen 500 den fazla bilim adamı ve araştırmacı katılmıştır.

Konferansta 378 bilimsel tebliğ verilmiştir. Bu tebliğler, konferansa iştirak eden ve 45.000 liralık kayıt ücreti ödeyenlere önceden gönderilmektedir. Konferansta sunulan tebliğler aşağıdaki ana konuları kapsamaktadır.

- Son yıllardaki yıkıcı depremler,
- Sismisite ve deprem zemin hareketleri,
- Deprem Mühendisliği ile ilgili cihazlar,
- Zemin titreşimlerine karşı yapıların mukabeleleri,
- Yapıların dinamik testleri,
- Yapısal elemanların dinamik davranışları,
- Deprem risklerinin değerlendirilmesi,
- Depreme dayanıklı yapı yapma,
- Hasarlı yapıların onarım ve takviyesi,
- Nükleer güç üretkenlerinin depremlere karşı projelendirilmesi,
- Zemin dinamiği,
- Temeller ve zemin yapısının karşı reaksiyonu,
- Tsunami hareketi,
- Afetleri önleme.

Konferansın üç cilt halinde yayınlanmış olan tebliğlerinin ne şekilde elde edileceği aşağıdaki adresten öğrenilebilir.

c/o Dott, Giuseppe Ra Gonesi
Ministero dei Lavori Pubblici
Via Nomentane 2. 00161 ROMA — ITALY

Konferansta sunulan tebliğlerin Türkçe çevirileri zaman zaman Deprem Araştırma Enstitüsü Bülteninde yayınlanacaktır.

2 — Tabii Afetlerde Alınacak Acil Ortak Tedbirler Semineri :

RCD teşkilatına üye ülkelerin katıldığı bu seminer 25 - 28 Nisan 1973 tarihleri arasında Ankara'da İmar ve İskân Bakanlığı Konferans Salonunda Yapılmıştır. Seminer'de İran delegasyonu 3, Pakistan delegasyonu 2 ve Türkiye delegasyonu 9 tebliğ sunmuşlardır.

İmar ve İskân Bakanı M. Nebil Oktay'ın açış konuşması ile çalışmalarına başlayan seminerde sunulmuş olan tebliğler aşağıdadır.

- Tabii afet zararlarının azaltılmasında Millî ve Milletlerarası kuruluşların rolleri. N. Hassan, Pakistan Heyeti Başkanı,
- Pakistan savaş esirlerinin İskân Plânlaması. N. Hassan,
- Tabii afetler sırasında İran Sağlık Bakanlığının görevleri ve sorumlulukları. A. Nick - khah, İran Sağlık Bakanlığı,
- İran Sivî Savunma Teşkilâtının tabii afetler sırasında yaptığı çalışmalar. Gnl. A. Abar, İran Sivil Savunma Teşkilâtı,
- Türkiye'de deprem zararlarının azaltılması konusunda alınan ve alınması plânlanan tedbirler. O. Ergünay - N. Bayülke. İmar ve İskân Bakanlığı Deprem Araştırma Enstitüsü,
- Tabii afetler sırasında, Türk Silâhlı Kuvvetlerinin kurtarma ve tahiiye çalışmalarına katkısı. F. Alasya. Millî Savunma Bakanlığı,
- Tabii afetler sırasında alınan çevre ve halk sağlığı tedbirleri. T. Kayserilioğlu - N. Tekirli, Sağlık ve Sosyal Yardım Bakanlığı,
- Tabii afetlerin Millî Ekonomi üzerindeki etkileri. İ. Alpar. Devlet Plâniama Teşkilâtı,
- Taşkın zararlarının azaltılması, A. Turhan. Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü,
- Türk Kızılay Derneğinin Tabii Afetler sırasındaki sorumlulukları ve diğer yardım çalışmaları. A. Saatçi - V. Abud. Türkiye Kızılay Derneği,
- Afet sırasında idarenin aldığı tedbirler ve yardımları. A. Başarrı, İçişleri Bakanlığı,
- Afet sırasında Sivil Savunmanın rolü. N. Temizer,
- Tabii afetlere karşı alınan tedbirler ve acil yardımların plânlanması. E. Belen. İmar ve İskan Bakanlığı, Afet İşleri Genel Müdürlüğü, Seminerde sunulan tebliğler yayınlanmayacaktır.

3 — Deprem İstatistiği ve Riski Semineri :

28 - 31 Mayıs 1973 tarihleri arasında İstanbul'da yapılan Balkan Bölgesinin Sismisitesi Projesi Koordinasyon Komitesi toplantısı nedeniyle, Kandilli Rasathanesi tarafından «Deprem İstatistiği ve Riski» konulu bir seminer düzenlenmiştir.

Seminere, Bulgaristan, Romanya, Türkiye, Yugoslavya ve Yunanistan'dan ilgililerle UNDP - UNESCO'nun uzmanları katılmışlardır.

Seminerde sunulan tebliğler aşağıdadır :

- Bulgaristan'ın Sismisitesi, E. Grigороva, Bulgaristan,
- Melos civarındaki volkanik tipli mikro depremlerin aktivitesi. J. Drakopoulos. N. Delibasis,
- İstatistiki analiz ve depremlerin önceden tahmini. L. Constantinescu - D. Enescu,
- Kuzey Anadolu Fay zonundaki basınç azalması ve fay hareketi. N. Cantez - Ü. Ezen,
- Tarihi Deprem kayıtları ve istatistik. H. Soysal,
- Sismisite ve deprem istatistiği problemleri için birkaç kompiüter uygulaması. S. B. Üçer - M. İpek - N. Uluşan,
- Türkiye'de deprem istatistiği ve riski. S. Gençoğlu - A. Tabban,
- 12 Mayıs 1971, Burdur Depremi çalışması. B. Alsan - S. Sipahioğlu - L. Tezucan,
- Srbija bölgesi mikro bölgeleme haritası hazırlanması için bir metod. B. Sikosek,
- İstatistiğin büyük değer kavramının Balkan Bölgesi için uygulanması. V. Karnik.

Seminerde sunulan tebliğler yayınlanmayacaktır.

4 — Balkan Bölgesinin Sismisitesi Projesi Mikro - zon Çalışma Gurubunun II inci Toplantısı :

Bu toplantı, 10 - 13 Nisan tarihleri arasında Yunanistan'da Selânik'te yapılmıştır. Toplantıya ülkemizi temsilen İmar ve İskân Bakanlığı Deprem Araştırma Enstitüsünden Oktay Ergünay ve Nejat Bayülke katılmışlardır.

Toplantıda, mikro - bölgeleme konusunda 23 tebliğ sunulmuştur. Bu tebliğler toplu halde yayınlanmayacaktır. Bu nedenle uygulamada yararlı görülenleri zaman zaman Deprem Araştırma Enstitüsü Bülteninde çıkacaktır.

Y A Y I N L A R

- 1 — **Recent Crustal Movements** : (Yakın zamanlara ait kabuk hareketleri)
B. W. Collins ve Ronald Frazier tarafından kaleme alınan bu kitap 38 adet tebliği ihtiva etmekte, Şubat 1971 de Wellington Üniversitesinin düzenlediği simpozyumda sunulan, 21 ülkeye mensup 115 ilim adamının kabuk hareketleri konusundaki çeşitli görüşlerini kapsamaktadır. Kitap 247 sayfa olup fiatı 8 Dolardır. Aşağıdaki adresten temin olunabiir.
The Royal Society of New Zealand, Wellington.
- 2 — **The Upper Mantle** : (Üst Manto)
A. R. Ritsema'nın editörlüğünde basılan kitap Jeotektonikle ilgili dört makale, üst mantoyu tektonofizikle inceleyen 13 rapor ile 9-13 Ağustos 1971 tarihinde Moskova'da yapılan son Üst Manto Projesi Simpozyumunda sunmuş 32 tebliği kapsamaktadır. Kitap 644 sayfadır. Fiatı 20 Dolardır.
- 3 — **Rotation of the Earth** : (Arzın Rotasyonu)
Paul Melchior - Şığıeru Yumi. Milletlerarası Astronomi Birliği'nin Mayıs 1971 de Japonya'nın Morioka şehrinde düzenlediği simpozyumda verilmiş 48 adet tebliğden başka kabuk akıntıları, Manto projesi ve depremler konusundaki rapor ve makaleler bu kitapta yeralmaktadır. 244 sayfa, 18.60 Dolardır.
- 4 — **United States Earthquakes 1970** : (Birleşik Amerika'da 1970 de meydana gelen depremler)
Jerry L. Coffman - Carl A. Von Hake tarafından derlenen 1970 yılına ait Birleşik Amerika deprem kayıtları bu kitapta toplanmıştır. 81 sayfa olup fiatı 1 Dolardır.
- 5 — **Türkiye Deprem Bölgeleri Nüfus ve Alan Araştırmaları** :
İmar ve İskân Bakanlığı, Deprem Araştırma Enstitüsü Yayınları : Hazırlayan - Uzman Jeolog Ahmet Tabban.
Bu kitapta Türkiye'nin, deprem bölgeleri haritasındaki değerlendirme kıstaslarına göre yerleşme ünitelerinin kaçınıcı derece deprem bölgesinde yer aldığı belirtilmektedir. Bu sınıflama yapılırken 1965 genel nüfus sayımına göre nüfusun deprem bölgelerine dağılışı saptanmakta, 1971 yılındaki mevcut belediyeler ise en küçük yerleşim ünitesi olarak tasnifte yer almaktadır. Kitap ücretsiz olarak Deprem Araştırma Enstitüsünden temin edilebilir.

6 — Türkiye Deprem Bölgeleri Haritası :

İmar ve İskân Bakanlığı, Deprem Araştırma Enstitüsü tarafından hazırlanan harita, Bakanlar Kurulunun 23.12.1972 tarih ve 7/5551 sayılı kararı ile yürürlüğe girmiştir. Beş şiddet bölgesi ile Türkiye'nin deprem durumunu belirleyen harita bundan başka kasabaların deprem bölgelerine göre dağılımını gösteren bir tabloyu ihtiva etmektedir.

DEPREM HABERLERİ

1.1.1973 tarihinden 1.6.1973 tarihine kadar yurdumuzda hissedilen depremlere ait bilgiler aşağıda verilmiştir. Tablonun hazırlanmasında gerek Enstitüye gelen Deprem Haber Aima Raporlarından ve gerekse Kandilli Rastathanesinden alınan donelerden faydalanılmıştır. Raporlar değerlendirilerek I_0 şiddeti tayin edilmiş ve bu şiddetten de amprik olarak magnitüd değerleri Sn. M. İpek'in formülü kullanılarak hesaplanılmıştır. Episantr koordinatları, depremin hissedildiği yerler göz önünde tutularak çıkarılmıştır.

Tarih	Episantr Koordinatı	I_0	M	Düşünceler
19.2.1973	40.2 N — 33.9 E	V	4.5	Çankırı ve çevresinde hissedilmiş olup ocak derinliği 23 km. dir.
5.3.1973	40.8 N — 31.6 E	IV	4.0	Bolu, merkezde hissedilmiş
19.3.1973	39.9 N — 40.9 E	IV - V	4.3	Erzurum ili, Aşkale ilçesi, Kandilli bucağına bağlı köylerde hissedilmiştir.
6.4.1973	37.5 N — 29.5 E	IV	4.0	Burdur ili, Gölhisar çevresinde hissedilmiştir.
20.4.1973	38.3 N — 26.8 E	IV	4.0	İzmir ili, Uria çevresinde hissedilmiştir.
27/28.4.1973	38.7 N — 32.9 E	IV - V	4.3	Konya ili, Cihanbeyli ilçesinde hissedilmiştir.

Deprem Araştırma Enstitüsü Bülteni

Yayın Koşulları

1. Bültene 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 kağıdın yalnız bir yüzüne en az iki nüsha olarak yazılmış bulunması
 - e) Şekillerinin aydıngeçer kağıdına 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 İskân 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 yayınlanıp yayınlanmayacağı 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 nitelikteki yazılar için ücret ödenmez.
13. Enstitü mensupları Enstitüce kendilerine verilen görevlere ait çalışmalarından ötürü herhangi bir telif ya da tercüme ücreti talep edemezler.

[Faint, illegible text, possibly bleed-through from the reverse side of the page]