

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

Deprem Anında Zemin-Yapı Etkileşimi

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Mustafa Meşeci

1999

150  
174

3000  
İns

YILDIZ ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

# DEPREM ANINDA ZEMİN - YAPI ETKİLEŞİMİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Mustafa MEŞECİ

İSTANBUL 1990

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ  
KÜTÜPHANE DOKÜMANTASYON  
DAİRE BAŞKANLIĞI

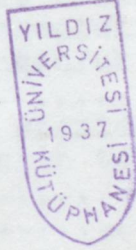
Kot : R 150  
: 174  
Alındığı Yer : FEN. BİL. ENS.  
Tarih : 21 . 10 . 1991  
Fatura : - - - - -  
Fiyatı : 50.000. TL.  
Ayniyat No : 1/ 15  
Kayıt No : 47767  
UDC : 624. 378.242.  
Ek :



YILDIZ ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

YILDIZ ÜNİVERSİTESİ  
D.B. No. 45543

## DEPREM ANINDA ZEMİN-YAPI ETKİLEŞİMİ



YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Mustafa MEŞECİ

İSTANBUL 1990

Türkçe özet .....	-
İngilizce özet .....	-
Bölüm I	
Giris .....	1
I.1 Zemin deneyleri.....	3
I.2.1 Su muhtevası .....	6
I.2.2 Özgül ağırlık .....	6
I.2.3 Koheziyonlu zeminlerin boşluk oranı ve porozitesi	6
I.2.4 Zeminlerin mekanik analizi.....	7
I.2.5 Zeminlerin likit limitleri.....	7
I.2.6 Plastik limit .....	9
I.2.7 Zeminlerin sıkışma limiti.....	9
I.2.8 Zeminlerin mühendislik sınıflandırılması.....	9
I.2.9 Daneli zeminlerin permeabilitesi.....	11
I.2.10 Zeminlerin kapilarite ve permeabilite testi....	12
I.2.11 Zeminlerin sızıntı kuvvetleri.....	12
I.2.12 Zeminlerin permeabilite testi.....	15
I.2.13 Daneli zeminlerde permeabilite testi.....	15
I.2.14 Koheziyonlu zeminlerde konsolidasyon karakteres- tikleri.....	15
I.2.15 Boşluk oranı ve porozite.....	17
I.2.16 Zeminlerde sınırsız basınç deneyi.....	17
I.2.17 Zeminlerin üç eksenli basınç deneyi.....	17
I.2.18 Zeminlerin drekt kesme deneyi.....	18
I.2.19 Zeminlerin drekt kesme deneyi(koheziyonlu zem.)	18
I.2.20 Su muhtevası-yoğunluk deneyi (Proktor deneyi)...	18
I.2.21 Su muhtevası-yoğunluk bağıntısı(Kaliforniya taşıma oranı).....	18
I.3 Zemin durumu için arazide yapılan deneyler.....	18
I.4 Zemine ait bilgilerin toplanması.....	21
I.4.1 Sismik metod.....	21
I.4.2 Sondaj metodu.....	21
I.4.3 Mikrotreomerlar.....	21
I.4.4 Geofizik metod.....	21
I.4.5 Geolojik araştırmalar.....	21
I.4.6 Jeoelektrik metodlar.....	21
I.4.7 Radyoaktif metodlar (ışın sondaları).....	21
I.5 Temel zeminin iyileştirme metodları.....	21
I.5.1 Sıkıştırma .....	21
I.5.2 Zemin değiştirme .....	21
I.5.3 Zeminin sağlamlaştırılması.....	21
I.5.4 Zeminin dondurulması.....	23
I.5.5 Zeminin yakılması.....	23
I.5.6 Elektriksel enjeksiyon.....	23
I.5.7 Kireç kazıklaması.....	23
I.5.8 Kireç-çimento enjeksiyonu.....	23
I.6 Zeminlerin dinamik özellikleri.....	23
I.7 Dinamik labratuvar deneyleri.....	23
I.7.1 Deformasyon kontrollu dinamik üç eksenli basınç deneyi.....	23
I.7.2 Deformasyon kontrollu dinamik basit kesme deneyi.....	23
I.7.3 Rezonans frekans deneyi.....	23
I.7.4 Sonik hız (Yayımla-zaman ) deneyi.....	23

I.7.5	Sarsma tablosu ile serbest titreşim deneyleri.....	23
I.7.6	Gerilme kontrollu dinamik üçeksenli basınç deneyi..	23
I.7.7	Gerilme kontrollu dinamik basit kesme deneyi.....	23
I.7.8	Sarsma tablosundaki zorlanmış titreşim deneyleri..	23
I.8	Zemin-yapı etkileşimine etki eden tabii afetler...	24
I.8.1	Tsunami.....	24
I.8.2	Rüzgarlar.....	24
I.8.3	Kasırgalar.....	24
I.8.4	Tornado .....	24
I.8.5	Denizli fırtınalar.....	24
I.8.6	Volkanik tehlikeler.....	24
I.9	Sismik risk matrisi.....	24
I.9.1	Yapısal yıkılma.....	24
I.9.2	Temel çökmeleri.....	24
I.9.3	Farklı çökme .....	24
I.9.4	Yer kayması.....	24
I.9.5	Fay kırılması.....	24
I.9.6	Toprağın sıvılaşması.....	24
I.9.10	Yer çökmesi.....	24
I.9.11	Sel, baraj yıkılması.....	24
I.10	Gel-git kuvvetleri.....	24
I.11	Zemin problemi ve zemin davranışı.....	25
I.11.1	Koheziyonsuz zeminlerin oturması.....	26
I.12	sıvılaşma ile ince kum tabakalarının kayması.....	32
I.13	Kumlu arazide kayma.....	33
I.14	Temel oyulmaları.....	34
I.15	Ricat duvarları ve köprü mesnetleri.....	36
I.16	Faylar ve depremler.....	61
I.17	Sismik olmayan faylar.....	61
I.18	Faylarla yerdeğiştirmeler arasındaki ilişki ve mesafe-deprem manyitüdü ilişkisi.....	62
I.19	Fayların istikbali.....	64
I.20	Geleceğin fayları.....	65
I.21	İstikbaldeki fay ihtimali .....	66
I.22	Yeryüzü fayları ve tesirleri.....	66
I.23	Fayların teknik tefsiri.....	67
I.24	Fayların yüzeydeki belirtileri.....	69
I.25	Fay yerdeğiştirmeleri.....	69
I.26	Fay haritaları.....	70
I.27	Yardımcı faylar.....	71
I.28	Fay çatlaklarının kaya ve zemin absorpsiyonu.....	71
I.29	Faylanma bölgesinin genişliği.....	72
I.30	Genleşme ve basınç.....	73
I.31	Eğilme çözülme ve seviye değişimleri.....	74
I.32	Fay kripti.....	75
I.33	Deprem anında şevlerin stabilitesi.....	85
I.34	Şiddetli yer sarsıntısı.....	100
I.35	Deprem manyitüdü.....	101
I.36	Episandır.....	102
I.37	Maksimum yer ivmesi.....	104

I.38	Yersarsıntısının süresi.....	105
I.39	Yersarsıntısının frekansı.....	105
I.40	Yersarsıntısının mekana bölünmesi.....	105
I.41	Yersarsıntısının şiddetinin üst sınırı.....	107
I.42	Yüzey hareketine tesir eden faktörler.....	107
I.43	Suni yer hareketinin geliştirilmesi.....	108
I.44	Fourier spektrumu.....	108
I.45	Mukabele spektrumu.....	109
Bölüm II		
II.1	Deprem anında zemin-yapı etkileşimi.....	121
II.2	Sistemin özel değerlerini bulmak için izlenecek adımlar.....	124
II.3	Zemin-yapı etkileşimi ve zemin amplifikasyon olayı	125
II.4	Zemin-yapı etkileşiminin yapıların dinamik mukabele sine tesiri.....	129
II.4.1	Zemin-yapı etkileşim parametrelerinin değerlendirilmesi.....	129
II.4.2	Matematik modelin formülasyonu.....	130
II.4.3	Yapının dinamik özellikleri.....	130
II.5	Zemin-yapı sisteminin sismik mukabelesi.....	133
II.6	Temellerin dinamik mukabelesinden zemin-yapı etkileşiminin geliştirilmesi.....	137
II.7	Dairesel ankastre temellerin burkulma mukabelesi	143
II.8	Yeraltı tanklarının deprem anındaki davranışı.....	146
II.9	Sonlu elemanlı ızgara sistemin dinamik mukabele analizi.....	150
II.10	Zemin-kazık temel etkileşimi.....	153
II.10.1	Kil tabakasının dinamik mukabelesi.....	153
II.10.2	Köprü-yapı sisteminin dinamik mukabelesi.....	154
II.11	Sonlu eleman metodunun bir tatbikatı zemin-yapı etkileşimi.....	179
II.12	Sismik alan içinde direnç barajının düşünülmesi	183
II.13	Yatay sismik tesir altında kazık temellerin davranışı.....	187
II.14	Boru şeklindeki yeraltı yapılarının deprem anındaki davranışı.....	190
II.15	Dolgu barajın sismik analizi.....	193
II.16	Sismik dalga altında baraj kesitlerinin değişim analizi.....	195
	Ek-1 Özel değer programı.....	198
	Sonuç.....	207

## ÖZET

Bu tez çalışmasında ,zemin-yapı etkileşiminin (deprem anında) birçok bilimsel problemde olduğu gibi bazı kabuller gerektirir.

a-)Newtonun F:ma eşitliği geçerli

b-)Homojen zemin tabakaları

c-)Zeminin altında biraz derinde rijit bir kaya var kabulü

d-)Yapılardaki dinamik etkinin yaylar ve damper(söndürücü)lerle temsili.

e-)Zemin-yapı sistemini kombine model düşünerek sonlu eleman metodunun kullanılması.

Birinci bölümde,zemin ve zemin problemi deprem esnasındaki davranışı statik ve dinamik deneylerle,bütün Amerikan ve japon yada geçmişte olmuş depremle incelenmiş.Resim ve şekillerde n zemin-yapı etkileşimi izah edilmiştir.Fay ve fayların tesirleri deprem anında sevlerin stabilitesi ,şiddetli yer hareketi ve spektrumlar anlatılmıştır.İkinci bölümde ağır mühendislik yapılarının açıklanmıştır.Bu yapıların deprem anındaki mukabelesinin zemin -yapı etkileşimine tesiri ,zeminin büyütme olayı,dinamik çerçeve temel etkileşimi araştırıldı.Sabit temel ve fleksibil temel karşılaştırılması yapıldı.

Netice:Geçmiş depremlerde zemin-yapı etkilesimi çok kötü olmuştur.Yapıların deprem anındaki mukabelesinin artması zemin-yapı etkileşimini artırır.

## SUMMARY

In this theises study, soil-structure interaction during the earthquake problem investigated like many fundamental problems in the science have some assumption:

a-) F:m.a Newtonian equation

b-) Homojenous soil layer

c-) There is rijit rock under the soil

d-) Dynamic interaction effect on the structure taking account by series of spring and dashpots

e-) Both the structure and soil were considered in a combined model for which the finite element model solution tecnicue was used.

In first chapter, soil problem and soil behavior during the e-arhquakes. Soil tests (static and dynamic) were explained. All the Amercan's and Japon's past earhquakes investigated with photographs and figurs. for soil structure and interaction. Surface faulting and related effect earth slope stability during the earhquakes, strong ground motion and earhquake spectrum.

In the second chapter, mahmactical models which have been employed for the dynamic analysis of heavy engineering structure were described. There are earthquake response of this structure, soil-pile foundation interaction, influence of soil structure on the dynamic response of structure, soil amplification phenomena, dynamic frame-foundation interaction investigated. Comparsion of experimental and analitical dynamic properties fix base and flexible model(base)

Conclusion: In the past earth quakes soil-structure interaction very bad. Soil structure interaction is increasa for response of structure.

## DEPREM ANINDA ZEMİN-YAPI ETKİLEŞİMİ

### BÖLÜM I

#### GİRİŞ

Deprem anında zemin-yapı etkileşimi, zemin-yapı sisteminin karşılıklı enerji alışverişi diye tanımlanabilir. Birbirlerine nöbetleşe yaptıkları etkidir. Bu etkileşimde sönüm önemli bir parametredir. Yapıların deprem anında davranışının bilinmesi için, zemin-yapı sisteminin tekrarlı yükler altında her modunun bilinmesi gereklidir. Modlar statikteki tesir çizgileri gibidir. Deprem esnasında enerjinin bir kısmı yapı tarafından yutulmaktadır. Ancak ne kadar enerjinin yutulduğunu kesin saptayan esaslı ve güvenilir bir metod yoktur. Yapılan araştırmalarda enerji ile deprem manyitüdü arasında Richter tarafından bulunan bağıntı, depremin şiddet ve büyüklüğünü verir. Deprem esnasında meydana gelen kuvvetler: a-Atalet kuvvetleri b-Sönüm kuvveti c-Yay kuvveti d-Dinamik kuvvettir. Bu kuvvetlerden ilk üçünün toplamı dinamik kuvvete eşit olmaktadır. Zemindeki etkilər yaylarla temsil edilmektedir. Matematik olarak düşündüğümüz zemin-yapı sistemi bu kadar basit değildir. Temel malzemesi ne kadar enerji yutabilme kabiliyeti varsa okadar düktildir. Yapı çok rijitse veya fleksibilse zemin-yapı etkileşimi farklı olacaktır. Yapı tam rijitse üst yapının ivmesi temelin ivmesine eşit olmaktadır. Üst yapı çok fleksibl ise temel rijit ise bu durumda yalnız temel titreşim yapacaktır. Zemin-yapı sistemi deprem anında zorlanmış bir titreşim hareketi yapmaktadır. İn

İnşaat mühendisliğinde sönüm daima kritik sönümden küçük olmalıdır.Yapacağımız temeli öyle düşünmeleyizki Newton' un etki tepki prensibine tam olarak uymalıdır.Deprem anında depremden sonra sistemdeki enerji miktarı nekadardır? Bunu bulmak için Fourier spektrumundan faydalanılır.Maksimum hız-mukabele spektrumundan  $E_p+E_c$  toplamının maksimum değeri alınmaktadır.Genelde n serbestlik dereceli sistemin n tane serbest titreşim modu vardır.Bu modlar yaklaşık olarak Eigen vektörleri ile ifade edilebilir.Böylece her titreşimin modu hesaplanır.

Deprem kanunu kesin bilinmiyen çok karışık bir olay olduğundan yapıların deprem anındaki davranışı nasıl olmaktadır bunu mühendisler deneysel ve teorik olarak araştırmışlardır.Birçok etkin metodlar geliştirilmiştir.Teorik metodlarda yapının depreme karşı mukabelesi,hız spektrumu,ivme spektrumu,deplasman spektrumu ve zemin-yapı etkileşim spektrumu olarak ifade edilerek matematik yollarla neticeye varılarak eski deprem kayıtları ile karşılaştırılarak genel neticeler bulunur.Deneysel metodlar ise,yapı-zemin temas basınçlarını ölçmek için bina inşa edilirken temele yerleştirilen basınç hücreleridir.Burada hücre ebadı büyüdükçe iyi neticeler alınmaktadır. Bu ölçülen deplasmanlardan momentlere geçilerek daha sonra olayın diferansiyel denklemi kurularak uç kuvvetleri bulunarak zemin -yapı davranışı incelenmektedir.Bu gün mevcut binaların deprem anındaki davranışı bu binalara yerleştirilen aletlerle yapma depreme zemin-yapı davranışı özel kaydedici aletlerle ölçülmektedir.

## I.1 ZEMİN

Zemin: Muhtelif boyuttaki ve şekildeki mineral taneciklerinin toplamıdır. Tabii durumda bir zemin içinde gaz, katı madde ve su buharı olmak üzere başlıca üç eleman bulunur. Katı maddeler mineral parçacıkları olduğu gibi organik madde artıkları da olabilir. Zemin denilince herhangi bir çimentolaşma ile birbirine yapışmamış tanecikler akla gelir. Çok kere zemin içindeki tanecikler arasında düşük mertebeden bir çimentolaşma meydana gelebilir. Zeminler kimyasal olaylarla uzun zaman sürecinde oluşmaktadır. En ufak dane boyutundaki malzemeler kristal yapıdadır. Kil ve kolloidi adını alırlar. Zemin içinde taneciklerin doğurduğu kuvvetler (büyük tanelerde ağırlık, küçük danelerde yüzeysel, molekül sel veya Vandersvals kuvvetleri) zeminin özelliklerini esaslı şekilde etkiler. Dane çapına göre danelerin çekim kuvvetleri ihmal edilebilir. İhmal ediliyorsa koheziyonsuz zeminler veya ayrık daneli zeminler, ihmal edilmiyorsa (adeziyon kuvvetleri) bunlara da koheziyonlu zeminler denir. Tabiiatta zeminler çok geniş boyutta olduğundan ancak dane çapına göre bir sınıflandırma yapılmaktadır. Bu sınıflandırma ya zeminin granülometrisi denir. Elek analizi yalnız koheziyonsuz zeminlerde iyi netice vermektedir. Diğer sınıflandırma ise Stokes kanununa göre çökme hızına göre yapılmaktadır. Koheziyonlu zeminlerde su muhtevası değiştikçe birim ağırlıkta buna göre değişir. Killerde bir su filmi molekülü kaplamaktadır. Rötrelimiti katı durum ile sert durumu ayıran sınırdır. Zemin içindeki suyun hızı hidrolik eğimle doğru orantılıdır. (Darcy Kanunu) Zeminlerin yük altındaki davranışları, zemin yüklenince boş-

luklar sıkışan zeminle dolar.Daha sağlam bir durum meydana gelir.Bu yüklemenden hasıl olan gerilmelere efektif gerilmeler denir.Değişim doğurmayan yüklemenden hasıl olan gerilmelere nötr gerilmeler denir.Toplam gerilme bu iki gerilmenin toplamıdır.Boşluk suyunun ayrıca bir basıncı vardır.Effektiv basıncın zamanla artması danelerin daha sıkışmasına dolayısıyla zeminin oturmasına sebep olur.Işte zeminlerin yük altında zamana bağlı oturmasına konsolidasyon denir.Effektiv gerilme tatbik edilen basınç gerilmesine eşit oluncaya kadar devam eder.Yani boşluk basıncı sıfır oluncaya kadar konsolidasyon devam eder.Bir zeminde kayma gerilmeleri belirli bir değerden (kritik) yüksek ise zeminde çatlama ,bozulma ve kopmalar görülür.Kayma gerilmelerinden heyelanlar hasıl olur.Kayma gerilmesi 1776 da Coulomb tarafından  $S:C+G.tg\phi$  bağıntısı ile verilmiştir.Zeminde boşluk oranında bir değişiklik olmadan elastik sıkışma ve plastik deformasyondan husule gelen oturmaya ani oturma denir.Zeminlerde yük-oturma eğrisi çizilir.Taşıma gücü analizinden (Terzaghi-Peck) temel yaklaşık taşıma gücü bulunur.(Statik olarak) Zemin emniyet gerilmesi:a-Tecrübe ve tablolarla b-Yükleme deneyleri c-Taşıma gücüne göre.Sevlerin statik boyutlandırılmasında Isveç metodu ile yapılır.Rankine teorisine göre passiv ve aktiv toprak basıncı tayin edilir.Bütün hesaplarda kemerleşme kuvvetleri nazari itibare alınmalıdır.

## I.2 ZEMİN DENEYLERİ

Zemin durumu hakkında esaslı karar verebilmek için aşağıdaki deneyleri yapmak gereklidir.

I.2.1 Su muhtevası hesabı

I.2.2 Zeminlerin özgül ağırlığı

I.2.3 Koheziyonlu zeminlerin boşluk oranı ve porozitesi

I.2.4 Zeminlerin mekanik analizi

I.2.5 Zeminlerin likit limitleri

I.2.6 Plastik limit

I.2.7 Zeminlerin sıkışma limiti

I.2.8 Zeminlerin mühendislik sınıflandırılması

I.2.9 Daneli zeminlerin permeabilitesi

I.2.10 Zeminlerin kapilarite ve permeabilite testi

I.2.11 Zeminlerin sızıntı kuvvetleri

I.2.12 Zeminlerin permeabilite testi

I.2.13 Daneli zeminlerin permeabilite testi

I.2.14 Koheziyonlu zeminlerin konsolidasyon karakterestikleri

I.2.15 Boşluk oranı ve porozite

I.2.16 Zeminlerin sınırsız basınç deneyi

I.2.17 Zeminlerin üç eksenli basınç deneyi

I.2.18 Zeminlerin direkt kesme deneyi(daneli zeminlerin)

I.2.19 Zeminlerin direkt kesme deneyi(koheziyonlu zeminlerin)

I.2.20 Su muhtevası-Yoğunluk deneyi (Proktor deneyi)

I.2.21 Su muhtevası-Yoğunluk bağıntısı (Kaliforniya taşıma oranı)

I.2.1 Su muhtevası hesabı:Zeminler katı minerallerden ve organik partiküllerden ve bunların arasını dolduran sıvıdan meydana gelirler.Burada boşluk su ve hava ile doludur. Zemin içindeki su genellikle iki halde bulunur.a-Gravitasyonel su b-Kapılar su veya hidroskopik su.Su zemin içinde yerçekim kanununa göre akar.Kapılar su zemin içinde kapılarite teorisine uygun olarak akar.Bu su zemin tanalarının dış zarını saran ince bir film kadar su tabakasıdır.Bu suyun ince bir film içindeki hareketi moleküler hareketten bağımsızdır. Su muhtevası bir oran olarak tarif edilir.Su muhtevası zeminin genel durumu hakkında esaslı bir bilgi verir.Daneli zeminlerin su muhtevası çok düşüktür.Siltli kumların su muhtevası oldukça yüksektir.Bazen %100 olur.

I.2.2 Özgül ağırlık:Ağırlığın kuru zemin hacmine oranına denir.Özgül ağırlık zemin şeklinden bağımsızdır.Zeminin cinsine bağlıdır.Yani zeminin sınıflandırılmasında esaslı bir kriterdir.Özgül ağırlık zeminin diğer özelliklerinin bilinmesinde faydalı olmaktadır.Genel olarak zeminlerin özgül ağırlıkları 2,2 ile 3,6 değerleri arasında oynar.Zeminin özgül ağırlığı artıkça mukavemeti de artmaktadır.

I.2.3 Koheziyonlu zeminlerin boşluk oranı ve porozitesi:Zemin içindeki boşlukların zeminin katı kısmına oranıdır.Porozite ise zemin kütlesi içindeki boşlukların toplam kütleye oranıdır.Genelde bütün zeminlerin boşlukları su ile doludur.Birçok zeminlerin porozitesi olmaktadır.Boşluk oranı zeminden zemine değişir.Küçük daneli zeminlerin boşluk oranı azdır.Daneli zeminlerde boşluk oranı 0,6 ila 0,8 arasındadır.

da oynar.Boşluk oranı vibrasyonla azalmaktadır.Birçok dane-  
li zeminler iç kuvvetlerin tesiri ile küçük partiküllere ay-  
rılmaktadır.Koheziyonlu zeminlerin boşluk oranı daha azdır.

I.2.4 Zeminlerin mekanik analizi:Zeminlerin mekanik analizi  
dane büyüklüğü kavramından hareket edilerek ,danelerin zemin  
içindeki ağırlık yüzdesi bulunur.Stokes kanununa göre zemin  
içindeki sıvı hızı aşağıdaki förmülle verilmiştir.

$$v = \frac{Ls.Lw}{18.u} \cdot D^2$$

Ls: Lane birim ağırlığı

Lw:Sıvı birim ağırlığı

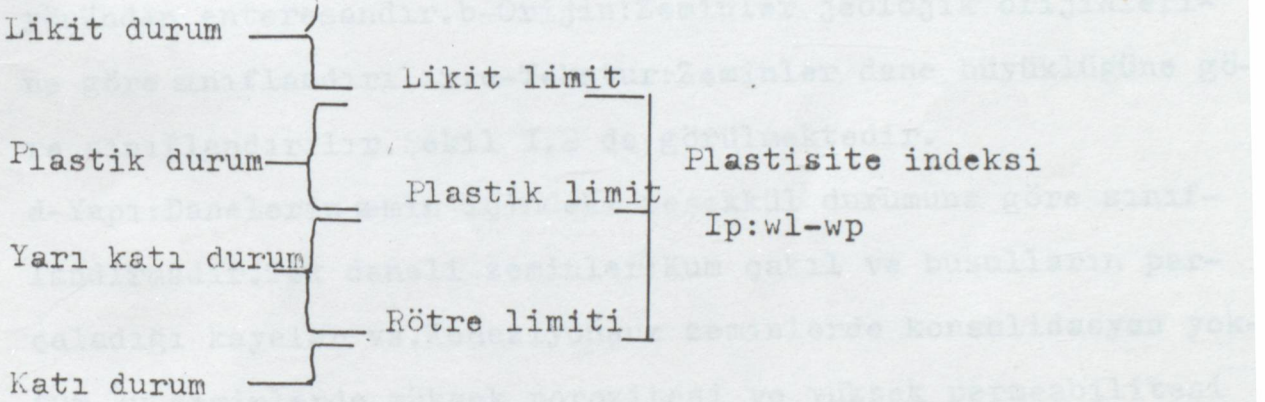
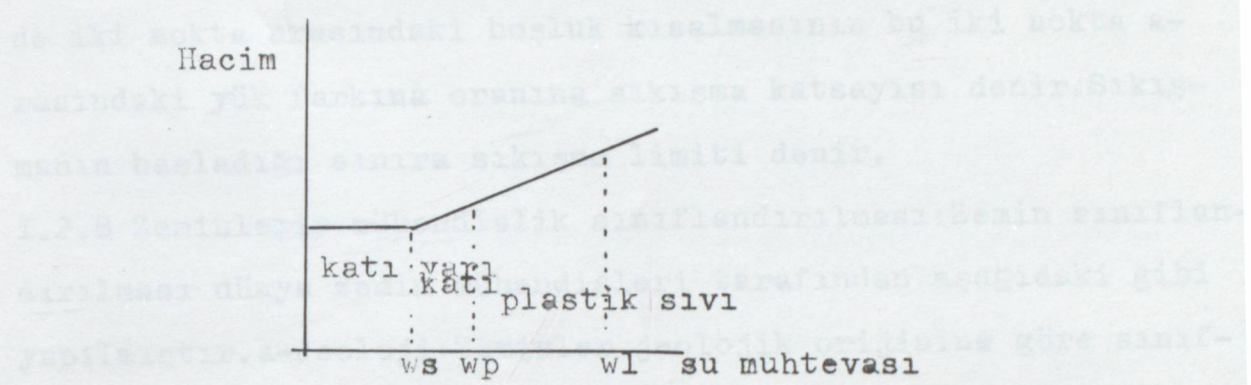
D:Dane çapı

Stokes kanunundan çıkarılan neticeye göre,zemin içindeki ha-  
reket dane birim hacim ağırlığına ,sıvının viskozitesine (iç  
sürtünmesine) ve danelerin çapına bağlı olduğu görülür.

I.2.5 Zeminlerin likit limitleri:Koheziyonlu zeminlerin ka-  
rakteristiklerini anlamak için zeminin çatlamadan evvel pla-  
stik bir durumda olması gereklidir.Koheziyonlu zeminlerin  
plastiklik derecesi su muhtevasına bağlıdır.Çakıllı zeminleri  
suyu pek ihtiva etmez.Eğer ünifom bir karışım elde edilin-  
ceye kadar zemin suyla sulanmış bir durumda ise bu durumda  
kesme kuvveti sıfırdır.Hacim ile su muhtevası arasında Şekil  
I.1 de görüldüğü gibi bir bağıntı vardır.Burada birinci sınır  
likit limit diye anılır.Zemin bu durumda katı haldedir.Su muh-  
tevasını biraz artıralım zemin yarı katı hale gelir.Bu sınır  
ra ise plastik indeks denir.Zemin suyu dahada artırılacak  
olursa zemin plastik hale gelir.Bu halde zeminin hacmi art-  
ar.Bu limitlere Atterberg limitleri denir.

1.2.6 Plastik limit:Zeminin yarı katı halde bulunan halde geçse sınırına denir.Bu halde zeminin kütlesinde artış gözlemlenir.

1.2.7 Zeminlerin sıkılaşma limiti: Bir konsolidasyon deneyinde iki nokte arasındaki boşluk oranının bu iki nokte arasındaki yük farkına oranına sıkılaşma katsayısı denir.Sıkılaşma katsayısı sınıra sıkılaşma limiti denir.



Sekil I.1 Hacim ile su muhtevasi arasında ki ilişki

I.2.6 Plastik limit:Zeminin yarı katı halden plastik hale geçme sınırına denir.Bu halde zeminin hacminde artma görülür.

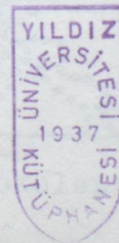
I.2.7 Zeminlerin sıkışma limiti:Bir konsolidasyon deneyinde iki nokta arasındaki boşluk kısalmasının bu iki nokta arasındaki yük farkına oranına sıkışma katsayısı denir.Sıkışmanın başladığı sınıra sıkışma limiti denir.

I.2.8 Zeminlerin mühendislik sınıflandırılması:Zemin sınıflandırılması dünya zemin mühendisleri tarafından aşağıdaki gibi yapılmıştır.a-Jeoloji:Zeminler jeolojik orijinine göre sınıflandırılır.Bu durum zemin fiziğinden çok zemin mühendisliğiyönünden enteresandır.b-Orijin:Zeminler jeolojik orijinlerine göre sınıflandırılır.c-Tekstur:Zeminler dane büyüklüğüne göre sınıflandırılır.Şekil I.2 de görülmektedir.

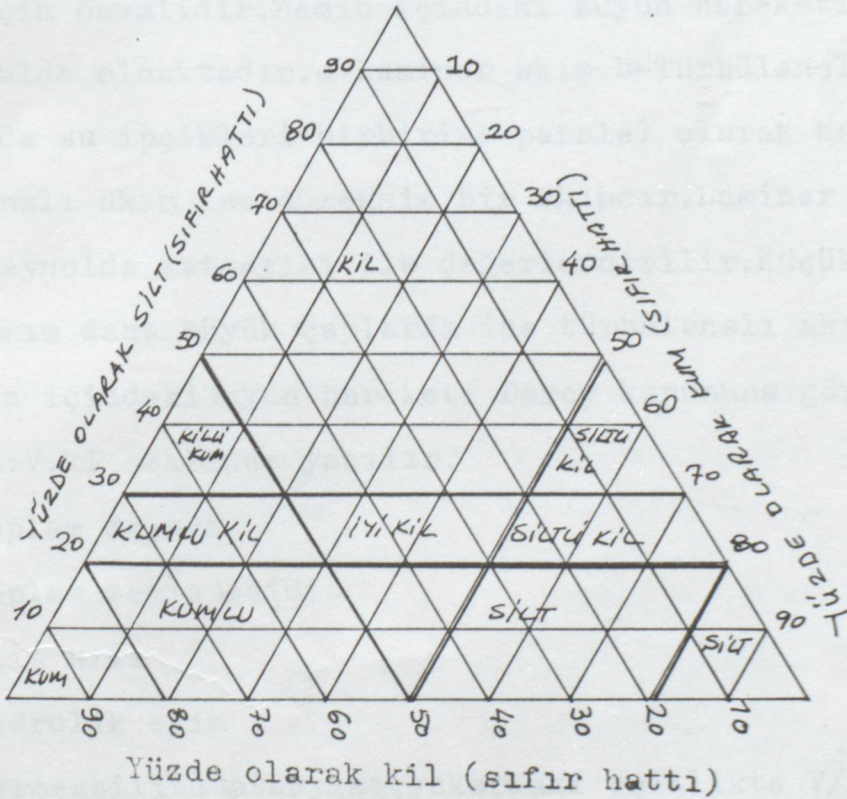
d-Yapı:Danelerin zemin içindeki teşekkül durumuna göre sınıflandırmadır.Tek daneli zeminler:Kum çakıl ve buzulların parçaladığı kayalar vs.Koheziyonsuz zeminlerde konsolidasyon yoktur.Bu zeminlerde yüksek porozitesi ve yüksek permeabilitesi vardır.Bal peteği şeklinde ince silt ve kumlarda koheziyon görülebilir.Daneler arasındaki boşluk oranı büyüktür.Genellikle sıkışabilir.Yüksek poroziteli,zayıf permeabiliteleri vardır.Flükülent zeminler:Çok ince daneli zeminler,bal peteği şeklindeki zincirler zeminin danelerini sarar,yüksek koheziyonlu ,kolay kalıplanabilirler,yüksek sıkışma özelliği,yüksek poroziteli ve alçak permeabilitelidirler.Atterberg limitlerine göre koheziyonlu zeminler sekiz guruba ayrılır.

a-Inorganik kumlar yüksek plastisiteli

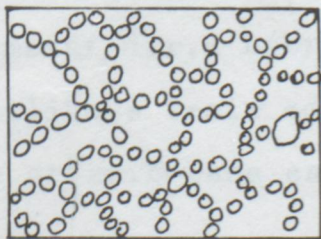
b-Inorganik kumlar orta plastisiteli



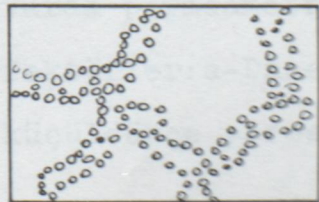
Şekil I.2 Zeminlerin mühendislik sınıflandırılması



a-Tek daneli



b-Bal peteği



c-Flokülen

c-Inorganik kumlar düşük plastisiteli

d-Inorganik siltler yüksek plastisiteli

e-Inorganik siltler orta plastisiteli

f-Inorganik siltler düşük plastisiteli

g-Organik kumlar

h-Organik siltler

I.2.9 Daneli zeminlerin permeabilitesi:Zemin özelliklerine suyun tesiri büyüktür.Zemin içindeki suyun zemin gerilmesine tesiri,zeminin oturması ile boşluk suları dışarı atılır. Zemin danelerinin arasındaki boşluklar azaldığından işte bu zeminin geçirimsizliğine permeabilite denir.Buradaki suyun akışı bir laminer akımdır.Bu özellik birçok mühendislik problemi için önemlidir.Zemin içindeki suyun hareketi genellikle iki halde olmaktadır.a-Laminer akım b-Türbülanslı akım.Laminer akımda su ipçikleri birbirine paralel olarak hareket eder.Türbülanslı akım ise düzensiz bir akımdır.Laminer akım hidrolikte Reynolds katsayısı ile değerlendirilir.Küçük çaplarda laminer akım daha büyük çaplarda ise türbülanslı akım husule gelir. zemin içindeki suyun hareketi Darcy kanununa göre olur.

$Q/A:V:ki$  şeklinde yazılır.

Q:Toplam deşarz

A:Toplam zemin kesidi

V:Akış hızı

i:Hidrolik eğim

k:Permeabilite katsayısı,yukardaki eşitlikte  $V/i$  suyun birim zamanda aldığı mesafedir.k Labratuvarda permeametre ile ölçülebilir.Permeabiliteye tesir eden faktörler:a-Dane çapı artarsa permeabilite artar.b-Dane çapı küçüldükçe permeabilite kü-

çülür.c-Zeminin iç sürtünmesi açısı sıcaklıkla değişmektedir  
İç sürtünme küçüldükçe permeabilite küçülür.

Birim zamanda aşağı inen su miktarı:-(a.l.dh/dt)

-adh/dt :kiA (Darcy kanunu)

$$a.db : kbA dt/L, \quad -a db/b : kA/L dt$$

$$-a \int_{-b_0}^b db/b : kA/L \int_0^{t_1} dt, \quad -a \log b : kA/L t$$

$$-a \log(b_1 - b_0) : kA \cdot t_1/L, \quad a \log[(b_0 - \log_e b_1)] : kA t_1/L$$

$$a \log \frac{b}{b_1} : kA t_1/L, \quad k : aL/At_1 : \log_e b_0/b_1$$

10 tabanına göre yazarsak  $k : 2,3 aL/At_1 \log b_0/b_1$

Şekil I.3 de iki adet permeametre görülmektedir. Şekil I.4 de sıcaklıkla viskozite arasındaki ilişki görülmektedir.

I.2.10 Zeminlerin kapilarite ve permeabilite testi: Şekil I.3 de havanın basıncı ile boru içinde su yükselmekte, sıvı yüzeyi düz olmayıp şekildeki gibi yuvarlak veya eğridir. Darcy kanunundan permeabilite bulunur?

I.2.11 Zeminlerin sızıntı kuvvetleri: Birçok mühendislik yapısında suyun zemin içindeki hareketinin etüdü istenir. Suyun tabii olarak zemin içindeki akmasına sızma denir. Sızma zemin içindeki hidrostatik basınç farkından ileri gelir.

$\gamma_s = G \cdot \gamma_w$  Boşluk oranı  $e$ ,  $\gamma_w =$  suyun birim ağırlığı

$$e = \frac{V_v}{V_s}, \quad V_v = e V_s = (V - V_v) e = V e - V_v e, \quad V_v + V_v e = V e, \quad V_v (1+e) = V e$$

$$V_v = \frac{V e}{1+e}, \quad V_s = \frac{V}{1+e} = \frac{V \cdot e}{1+e} \cdot \frac{1}{e}, \quad W_s = \frac{V}{1+e} \cdot G \cdot \gamma_w$$

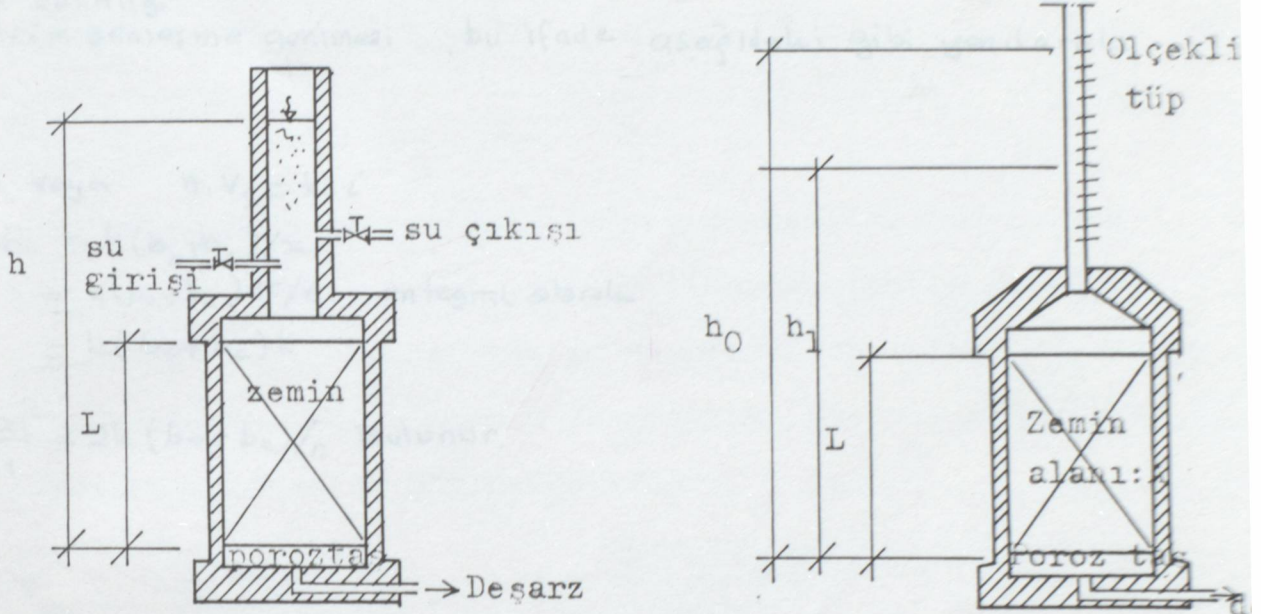
$$\text{Toplam ağırlıklar} = W_w + W_s = \frac{S \cdot e V}{1+e} \cdot \gamma_w + \frac{V}{1+e} \cdot G \cdot \gamma_w = \frac{\gamma_w \cdot V}{1+e} (S \cdot e + G)$$

$$\text{Birim ağırlık } \gamma_t = \frac{\gamma_w (S \cdot e + G)}{1+e} \quad w = \text{su muhtevası}$$

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{S \cdot e}{G}; \quad G \cdot w = S \cdot e$$

$$\gamma_b = \gamma_w \cdot \frac{(S \cdot e + G)}{1+e} - \gamma_w; \quad \gamma_b = \frac{\gamma_w (S \cdot e + G) - \gamma_w (1+e)}{1+e}; \quad S = \text{Bir birim kare için}$$

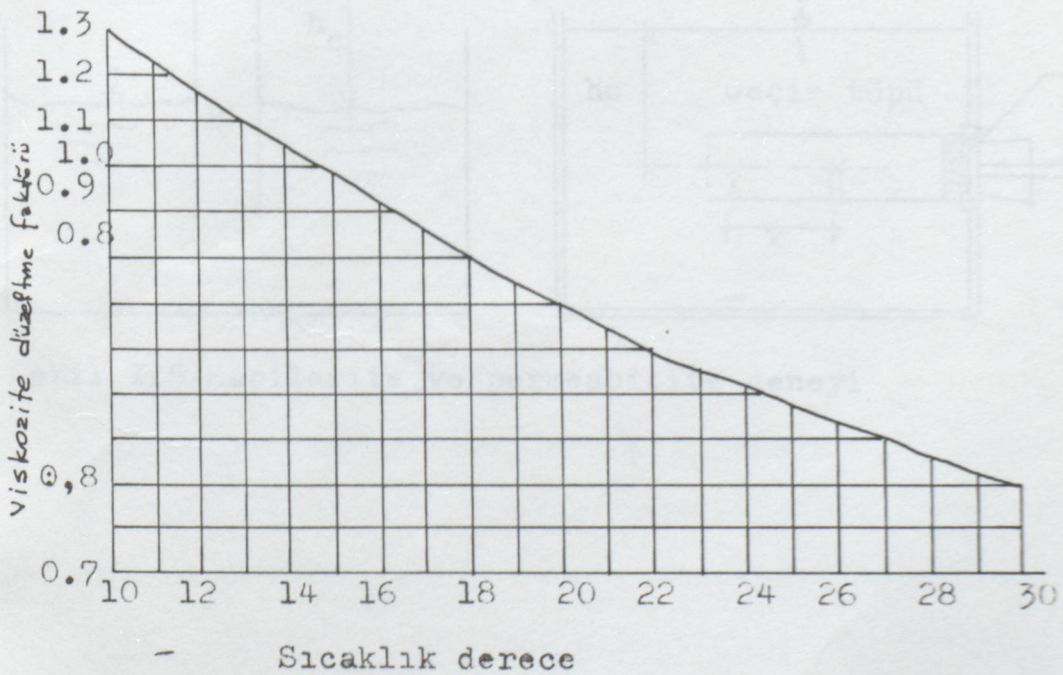
$$\gamma_b = \frac{G-1}{1+e} \cdot \gamma_w \text{ Bulunur.}$$



Sekil I.3 de iki adet permeametre görülmektedir.

$h_0$ :Deney başlamadan önceki yükseklik

$h_1$ : $t_1$  anındaki yükseklik



Sekil I.4 Sıcaklık vizkozite arasındaki ilişki

$$S_t = P.D/4t$$

P = iç ve dış basınç farkı

D: iç çap

t: Tüp kalınlığı.

$S_t$ : Birim genişleme genleşmesi, bu ifade aşağıdaki gibi yazılarak

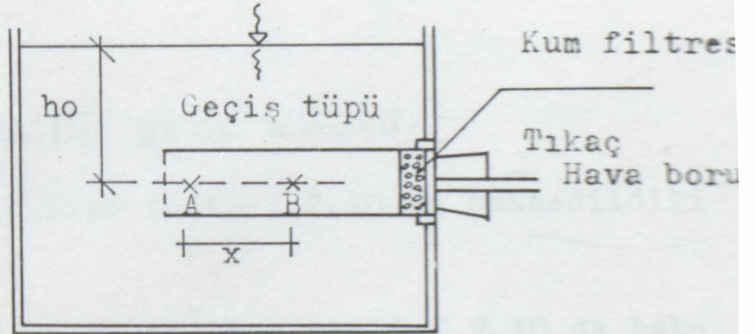
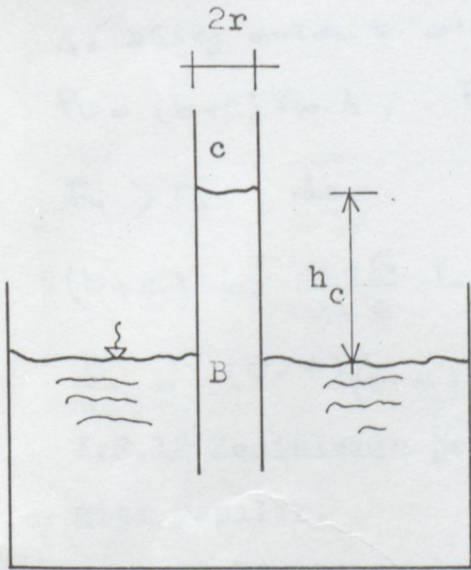
$$V = k_i \text{ veya } n \cdot V_s = k \cdot i$$

$$n \cdot dx/dt = k(b_o + b_c)/x$$

$$x \cdot dx = k(b_o + b_c)dt/n \quad \text{entegral olarak}$$

$$x^2/2 = k(b_o + b_c)t$$

$$\frac{x_2^2 - x_1^2}{t_2 - t_1} = 2k(b_o + b_c)/n \quad \text{Bulunur.}$$



Şekil I.5 Kapilarite ve permeabilite deneyi

Zemin elemanı dx,dy,dz için hacim değişikliği

$$\Delta V = (k_x \frac{\partial b}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial b}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial b}{\partial z^2}) \cdot dx \cdot dy \cdot dz \quad ; \quad \Delta V = 0 \quad \text{ise}$$

$$k_x \frac{\partial^2 b}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 b}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 b}{\partial z^2} = 0 \quad ; \quad \frac{\partial^2 b}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 b}{\partial y^2} = 0$$

$$Q = F_b \cdot q \quad ; \quad q = \frac{Q}{F_b} \quad \text{Bulunur.}$$

Zemin içinde z derinlikte bir yer düşünelim. Yüzeyin yüklenmesi ile statik tesir ve yarı dinamik etkiyle daneler arasındaki boşluklar sıkışarak daralır. Z derinlikteki basınç z. yoğunluktur. Bu basınç her tarafa aynı sırayet eder. Fakat bu durum konsolidasyon durumu değildir.

$$P_{\text{top}} = \frac{\gamma_w (S_e + G)}{(1+e)} \quad , \quad S = \frac{\gamma_w z \cdot (e+G)}{(1+e)}$$

A = Düşey etkisiz alanı

$$F_u = (b+c) \gamma_w \cdot A \quad , \quad F_d = \left( \frac{G+e}{1+e} \right) \gamma_w \cdot A \cdot L$$

$$F_u > F_d \quad \text{den.} \quad F_u = F_d \quad \text{yazarak}$$

$$(b+c) = \frac{e+G}{1+e} \cdot L$$

$$\frac{b}{L} = (G-1) / (1+e) \quad \text{Kiritik eğim bulunur.}$$

I.2.12 Zeminlerin permeabilite testi: I.2.10 da bahsedildiği gibi yapılır.

I.2.13 Daneli zeminlerde permeabilite testi: I,2,10 da bahsedildiği gibi yapılır.

I.2.14 Kohезiyonlu zeminlerde konsolidasyon karakterestikleri  
Bir malzemede meydana gelen genişleme bir gerilmeye karşılıktır. İnce daneli zeminlerde netice gerilmeler ile yer değiştirmeler ölçülebilir. Bu olaya konsolidasyon denir.

Zemin boşlukları içinde sular kıvrılarak akabilir. Bu zemine-  
ki pasajların büyüklüğü zeminin boşluk oranını verir. Boşluk  
oranı limit durumda sıfırdan küçük olmaz. Bu durumda fizik-  
sel olarak boşluk cidarları birbirine yapışır. Zeminin yüklen-  
mesi ile zemin daneleri sıkışır ve zemin içindeki boşluk o-  
ranı azalır.

$P_1$  basıncı altında  $e_1$  boşluk oranlı bir zemin düşünelim. Yü-  
zey üzerindeki bu basınç  $P_1$  den  $P_2$  ye yükselsin ve boşluk o-  
ranı hala  $e_1$  buna rağmen  $P_2$  basıncı altında zemin içindeki su  
hidrostatik basınçla zeminin boşluklarını doldurur. Konsolidas-  
yon gerçekten üç boyutlu düşünülür. Su yüzeydeki basınçla her  
yöne aynen dağılır. Üç boyutlu genleşme yerdeğiştirme bağıntı-  
sını elde etmek zordur. Bir boyutlu analiz zemin mühendisliğin-  
de yeterli olmaktadır.

I.2.14 Konsolidasyon Teorisi: Teoride yapılan kabuller: a-Zemin  
homojen kabul edilir. b-Zemin tabakalaşmasını tamamlamış kabul  
edilir. c-Suyun ve zemin danelerinin sıkışmadığı kabul edilir.  
d-Zemin kütleindeki diferansiyel azalma bütün geniş kitleye  
şamil kabul edilir. e-Basınç bir istikamette, boşluk suyu bir  
istikamette kabul edilir. f-Darcy kanunu geçerli g-Basınçla boş-  
luk suyu arasında lineer bir bağıntı olduğu kabul edilir. h-S-  
tokes kanunu geçerli.

$$\text{Katı cismin hacmi} = k \cdot \frac{\partial^2 b}{\partial x^2} \cdot dx \cdot dy \cdot dz$$

$$\text{Boşluk hacmi} = \frac{dx \cdot dy \cdot dz}{1+e}$$

$$\text{Boşluk hacminin zamana göre değişimi: } \frac{dx \cdot dy \cdot dz}{1+e} \cdot e$$
$$\frac{\partial}{\partial t} (dx \cdot dy \cdot dz) \cdot \frac{e}{1+e} = \frac{\partial e}{\partial t} (dx \cdot dy \cdot dz) \cdot \frac{1}{1+e} \quad ; \quad k \cdot \frac{\partial^2 b}{\partial x^2} = \frac{\partial e}{\partial t} \cdot \frac{1}{1+e}$$

Hidrostatik basınca  $u$  diyelim.  $b = \frac{u}{\gamma_w}$ ,  $k \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{\partial e}{\partial t} \cdot \frac{1}{1+e}$

$a_v =$  Boşluk oranı :  $a_v = -\frac{de}{dp}$ ,  $dp = -du$ ,  $de = a_v \cdot du$

$$k \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \cdot \frac{a_v}{1+e}, \quad \frac{k(1+e)}{\gamma_w \cdot a_v} = \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$$

$$C_v = \frac{k(1+e)}{\gamma_w \cdot a_v} = \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad C_v = \text{Konsolidasyon katsayısı}$$

$$U = \sum_{n=1}^{\infty} \left[ \frac{1}{H} \int_0^{2H} U_i \cdot \sin \frac{n \cdot \pi z}{2H} \cdot dz \right] \left( \sin \frac{n \cdot \pi z}{2H} \right) \cdot e^{-\frac{h^2 \cdot n^2 \cdot C_v \cdot t}{4H^2}}$$

$H =$  Bir yönde akış  $U_i =$  Zemin ortasındaki hidrostatik basınç

$T = \frac{C_v \cdot t}{H^2}$  Boyutsuz orana zaman faktörü denir.

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2 \int_0^{2H} U_i \sin \frac{Mz}{H} \cdot dz}{M \int_0^{2H} U_i dz} \cdot e^{-M^2 T}$$

$$U = e_1 - \frac{e}{e_1} - e_2$$

$$M = \frac{\pi}{2} \cdot n$$

Bu oran çok önemlidir. Şekil I.6 da  $u$  ve  $v$  değerlerine göre konsolidasyon yüzde olarak değişimi gösterilmiştir.

I.2.15 Boşluk oranı ve porozite: Zemin içindeki boşlukların zeminin katı kısmına oranına denir. Genel durumda bütün zeminlerin boşlukları su ile doludur. Birçok zeminlerin porozitesi sıfır olabilir. Gene birçok zeminlerin boşluk oranları birbirinden farklıdır. Fakat küçük taneli zeminlerde farklıdır. Daneli zeminlerde boşluk oranı 0,6 ila 0,8 arasında değişir. Boşluk oranı vibrasyonla azalmaktadır. Kohezyonlu zeminlerde boşluk oranı daha azdır. Boşluk oranı azaldıkça zeminin taşıma gücü artar.

I.2.16 Zeminlerde Sınırsız Basınç deneyi: Bu deneyde zeminin maksimum kesme gerilmesi ve deformasyon durumu incelenir.

I.2.17 Zeminlerin Üç eksenli Basınç deneyi: Özel olarak yapıl-

mış üç eksenli basınç yapan aletle yapılır.Bu deneyle üç eksenli gerilmeler bulunur.

I.2.18 Zeminlerin Direkt Kesme deneyi:Bu deney kesme kutusu ile yapılır.Deformasyon ve nihai kesme kuvvetleri bulunur.

I.2.19 Zeminlerin Direkt Kesme deneyi(Koheziyonlu zeminlerin) Bu deneyle kesme kutusu vasıtası ile zeminin deformasyon,kesme gerilmesi bulunur.

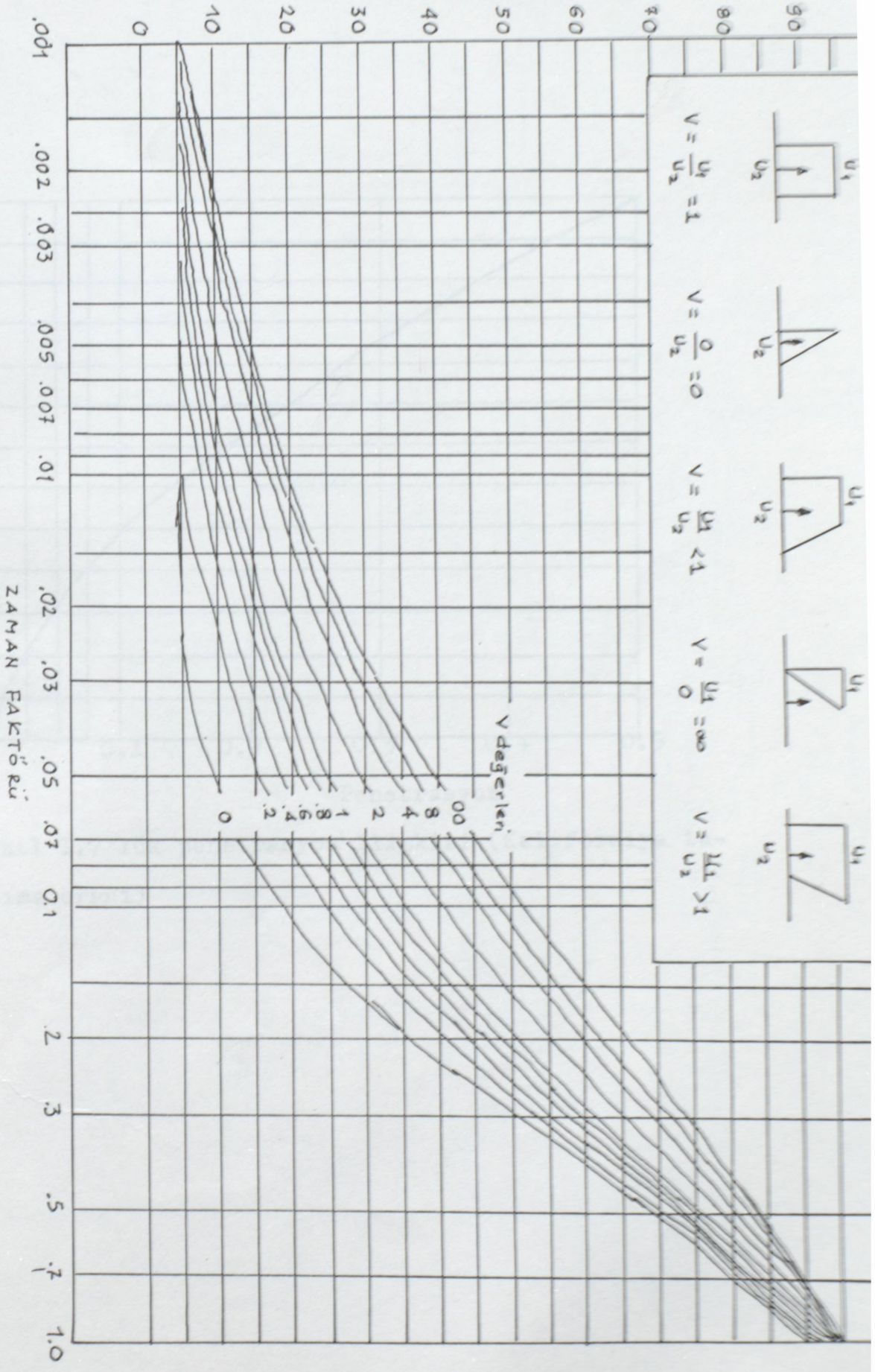
I.2.20 Su muhtevası-Yoğunluk deneyi:(Proktor deneyi) Bu deney yapılarak proktor eğrisi çizilir.Bu eğri çan eğrisi şeklindedir.Bu eğriden yoğunluk ile su muhtevası arasındaki ilişki bulunur.Doygunluk eğrileri çizilerek zemin hakkında değerlendirme yapılır.

I.2.21 Su muhtevası-Yoğunluk bağıntısı(Kaliforniya taşıma oranı):Bu deneyde yük ile penetrasyon arasındaki ilişki incelenir.Şekil I.7 de verilmiştir.

Yukarda labratuvarda yapılan deneylerin bir özetini yaptık Bu deneyler statik yükler için doğrudur.Ayrıca zeminin zeminin deprem anındaki davranışı için dinamik deneylerde gereklidir.İlerde bu konuyu inceleyeceğiz.

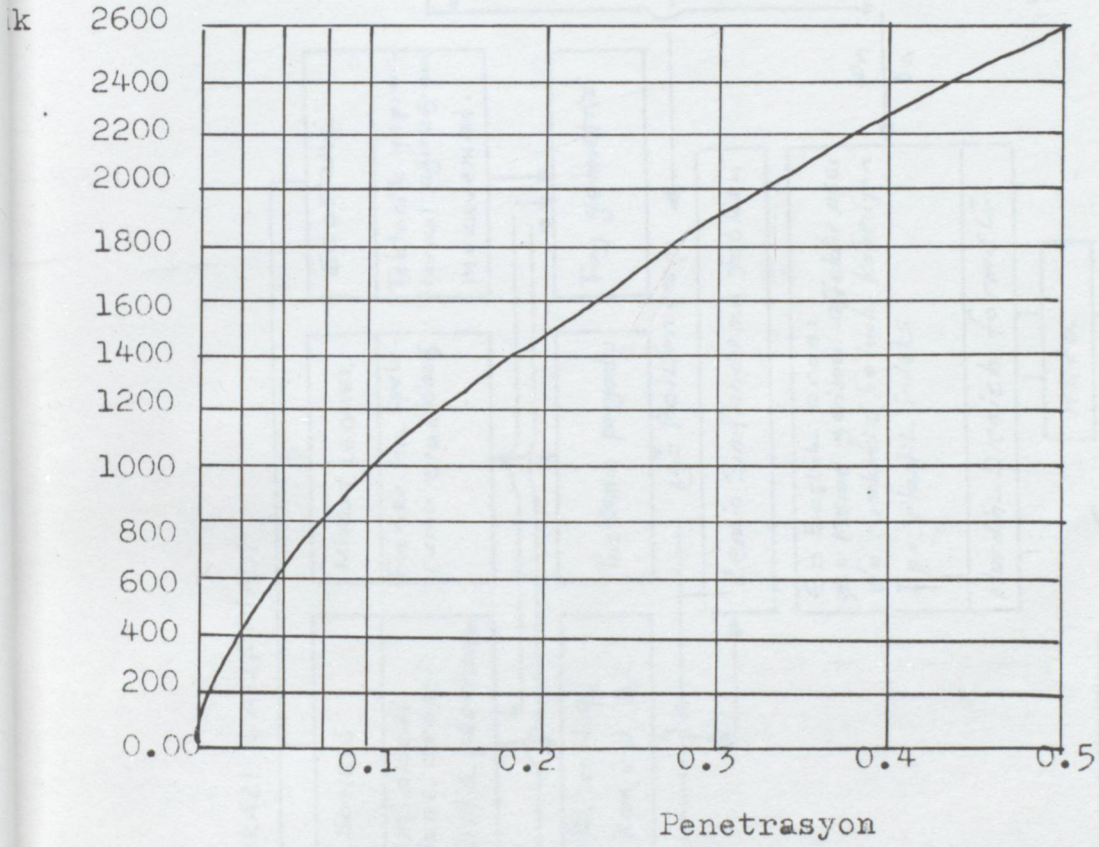
I.3 ZEMİN DURUMU İÇİN ARAZİDE YAPILAN İŞLEMLER:Genellikle yapının depremde yıkılması iki ana sebebe bağlanabilir.a-Temel durumu veya temel-Yapı etkileşimi b-Yapının deprem kuvvetine mukabelesi.Temel -yapı etkileşimi yapı ile temelin ele yapının nöbetleşe birbirlerine yaptıkları etkinin derecesidir. Yapının mukabelesine gelince yapının deprem kuvvetine dayanımına denir.Biz yapılarımızı en iyi malzeme ve işçilikle yaparsak bile zemin-yapı etkileşimi dengesiz ise yapımız deprem kuvvetinden esaslı hasar görecektir.

YÜZDE OLARAK KONSOLİDASYON



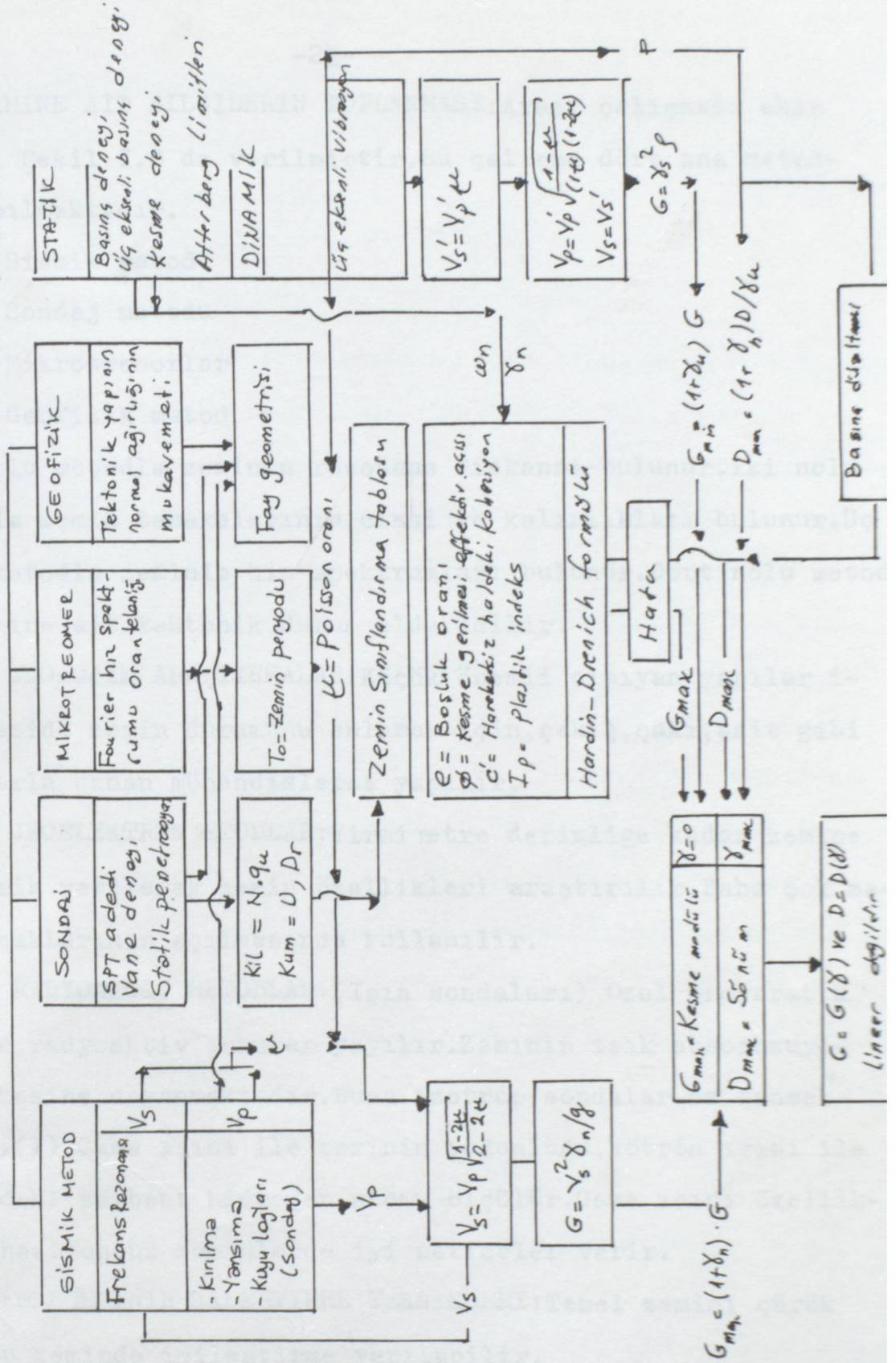
Şekil : I. & Konsolidasyon ile zaman faktörüs arasin daki ilişki

ZAMAN FAKTÖRÜ



Şekil I.7 Yük penetrasyon ilişkisi (Kaliforniya taşıma oranı)

ARAZI GALIŞMASI



Bekil I.8 Zemin verilerini elde etmek için akış şeması

I.4 ZEMINE AIT BİLGİLERİN TOPLANMASI: Arazi çalışması akış şeması Şekil I.8 de verilmiştir. Bu çalışma dört ana metodla yapılmaktadır.

I.4.1 Sismik metod

I.4.2 Sondaj metodu

I.4.3 Mikrotremorlar

I.4.4 Geofizik metod

Bir nolu metodla zeminin rezonans frekansı bulunur. İki nolu metodla zemin tabakalarının cinsi ve kalınlıkları bulunur. Üç nolu metodla zeminin hız spektrumları bulunur. Dört nolu metodla zemine ait tektonik durum elde edilir.

I.4.5 GEOLOJİK ARAŞTIRMALAR: Küçük önemli olmayan yapılar için arazide zemin durumunu anlamak için, çekiç, çakı, asit gibi araçlarla uzman mühendislerce yapılır.

I.4.6 JEOTELEKTRİK METODLAR: Yirmi metre derinliğe kadar zemine elektrik verilerek zemin özellikleri araştırılır. Daha çok maden ocaklarının açılmasında kullanılır.

I.4.7 RADYOAKTİF METODLAR: (Işın sondaları) Özel preparatla zemine radyoaktif ışınlar yayılır. Zeminin ışık absorpsiyonu ilkesine dayanmaktadır. Buna izotrop sondalar da denmektedir. (1) Gama ışını ile zeminin yoğunluğu, Nötrön ışını ile zemindeki serbest hidrojen atomu ölçülür. Gama ışını özellikle koheziyonsuz zeminlerde iyi neticeler verir.

I.5 TEMEL ZEMİNİN İYİLEŞTİRME TEKNİKLERİ: Temel zemini çürük ise bu zeminde iyileştirme yapılabilir.

I.5.1 Sıkıştırma

I.5.2 Zemin değiştirme

I.5.3 Zeminin sağlamlaştırılması

I.5.4 Zeminin dondurulması

I.5.5 Zeminin yakılması

I.5.6 Elektriksel enjeksiyon

I.5.7 Kireç kazıklaması

I.5.8 Kireç-çimento enjeksiyonu

I.6 ZEMİNLERİN DİNAMİK ÖZELLİKLERİ: Zemin tabakaları çeşitli dinamik yüklemeler ve depremler esnasında değişik genlik ve frekans özelliklerine sahip titreşimlerin etkisi altında kalmaktadır. Bundan dolayı deformasyonlara uğramakta, hatta göçmeler meydana gelmektedir. Orneğin göçmeler meydana getiren büyük depremler esnasında zemin tabakaları büyük genlikli kayma deformasyonlarının altına kalmasına karşılık, makine titreşimleri, mikrotremorlar ve ufak şiddetli depremlerde küçük genlikli kayma deformasyonları yapmaktadır. Bunu tam anlamak için belirli koşullarda çok sayıda deney yapılmalıdır. Zemin-yapı ortak davranışını incelemek için : a-Birim hacim ağırlığı b-Ozgül kütle c-Dinamik yükler altında gerilme-deformasyon bağıntıları d-Enerji kaybı veya sönüm özelliklerinin saptanması lazımdır. e-Dalga yayılma hızı f-Dinamik haldeki elastisite modülü ve kayma modülü

I.7 DİNAMİK LABORATUVAR DENEYLERİ:

I.7.1 Deformasyon kontrollü dinamik üç eksenli basınç deneyi

I.7.2 Deformasyon kontrollü dinamik basit kesme deneyi

I.7.3 Rezonan frekans deneyi

I.7.4 Sonik hız (Yayılma-zaman ) deneyi

I.7.5 Sarsma tablosu ile serbest titreşim deneyleri

I.7.6 Gerilme kontrollü dinamik üç eksenli basınç deneyi

I.7.7 Gerilme kontrollü dinamik basit kesme deneyi

I.7.8 Sarsma tablosundaki zorlanmış titreşim deneyleri

## I.8 ZEMİN-YAPI ETKİLEŞİMİNE ETKİ EDEN TABİİ AFETLER

I.8.1 Tsunami:Deniz altındaki depremlerden,genis denizaltı kaymalarından,kıyıya yakın depremlerden,geniş denizaltı yer kaymalarından ve volkanik patlamalardan oluşan ender bir tip deniz dalgalarıdır.Tarihte ilk kaydedilen M.Ö.1400 yılında Girit adasında Amnisos şehrini tahrib edendir.Şehir tamamen ortadan kaybolmuştur.

I.8.2 Rüzgarlar

I.8.3 Kasırgalar

I.8.4 Tornado (hortum)

I.8.5 Denizli fırtınalar

I.8.6 Volkanik tehlikeler

## I.9 SISMİK RISK MATRİSİ

I.9.1 Yapısal yıkılma

I.9.2 Temel çökmeleri

I.9.3 Farklı çökme

I.9.4 Yer kayması.

I.9.5 Fay kırılması

I.9.6 Toprağın sıvılaşması

I.9.10 Yer çökmesi

I.9.11 Sel,baraj yıkılması

Bu 11 maddeden oluşan tehlikelere sismik risk matrisi denir.

I.10 GEL-GİT KUVVETLERİ:Bu olay daha çok okyanuslarda vuku bulur.Suların kabarmasıyla kıyılarda büyük bir potansiyel olur. Gel-git kayıtlarından depremin önceden ölçümlerden frekans ve periyodu tahmin edilmektedir.

## I.11 ZEMİN PROBLEMİ VE ZEMİN DAVRANIŞI

İnşaat mühendisliğinde bir analitik çözüm geliştirmek için aşağıdaki beş maddede yapılmaktadır.

a-Açık olarak problemi tanımlamak

b-Problemin anlaşılmasında kalitatif bir resim, problemin mekanik kontrolü için gereklidir.

c-Problemin anlaşılması için biraz idealizasyonu, bu şekilde daha çabuk bir kantitatif ölçme yapılır.

d-Deneye uygun bir şekilde malzeme özelliklerini (zeminin) kapsayan bir analitik işlem geliştirilir.

e-Gözlem ve araştırmalar büyük bir yapı modeli için hesaplanır. Biraz idealize yapıların zemin şartları altında önceden haber verme esaslarına göre tanzim edilir.

Problemin çözümünde önemli bir ilerleme yukarıda bahsedilen beş esastan hareket ederek yapılır. Analizde zeminin deprem anındaki davranışı yukarıdaki beş maddeden ikinci madde ile beşinci maddenin yerine getirmekle mümkündür. Bu çalışmada örnekler mümkün olduğu kadar eski depremlerden seçilmiştir. Şöyleki birçok problem yalnız Alaska (1964) depreminden alınmıştır.

Problemin gerçekte olmuş depremlerle açıklanması (resim ve şekillerle) daha iyi anlaşılmasında faydalı olmaktadır. Yeterli ölçmeler bu şekilde yapılmaktadır. Hatta bu ölçmeler kantitatif olmayan analizlerde sabit ölçümler olarak kullanılır. Zemin çeşitlerinin davranışı tek tek karşılaştırılarak bulunur. Zemin mühendisliğinin bu konudaki sistematik çalışmaları aşağıda detaylı olarak açıklanacaktır.

### I.11.1 KOHEZİYONSUZ ZEMİNLERİN OTURMASI

Vibrasyonun koheziyonsuz zeminlerin oturmasında (sıkıştırılmasında) ki tesiri uzun zamandır bilinmektedir. Bu olay bir sürpriz sayılmaz. Bu deprem hallerinden biri olmaktadır. Ekseriya bu olay zeminin oturmasına sebebiyet verir. Böyle bir kantitatif ölçüm 1964 Alaska depremi esnasında Homeral, Grantz, Plafker ve Kachodorian tarafından yapılmıştır. Muhafaza borusu depremden önce sabit kayaya döşendi. Yerden yüksekliği 30,48 cm olacak şekilde boyutlandırıldı. Depremden sonra borunun yerden yüksekliği 137,16 cm olduğu görüldü. Yani kaya ve zeminin alçalması 137.16 cm dir. Şekil I.9 da görülmektedir. Deprem esnasındaki alçalmanın ne kadar fazla olduğu görüldü.

Bu deneyi doğrulayan bir oturma olayı, Portage Area (1964) depreminde vuku bulmuş. Sahildeki iskele babaları tamamen oturmuştur. Başka bir örnek Chilean (Japonya'da) depreminde tektonik hareket yüzünden olmuştur. Şekil I.10 da Niigita (Japonya'da) bir ada kısmen çökerek batmaya başlamıştır. (1964 yılında) Zemindeki oturmalar ve diferansiyel oturmalar mühendislik yapıları için çok önemlidir. Resimdeki kuyu ve köprü ayaklarında olduğu gibi Şekil I.11 ve Şekil I.12 Köprüler yapılırken ekseriye ayakları ya sağlam zemine veya kazık temellere istinat ettirilir. Ama ayaklar arasında hem statik hemde statik+dinamik bir rölative oturma tahmin edilir. Şekil I.13 de böyle bir köprünün zeminin sıkışmasından dolayı oturması ve yaklaşım dolgusunun akması görülmektedir. Şekil I.14 de Niigate depreminde demiryol köprüsünün mesnetten muhtelif uzaklıklardaki diferansiyel oturmalar görülmektedir. Şekil I.15 de Alaska depreminde kazık temelli köprü ayaklarınının arka dolgularındaki



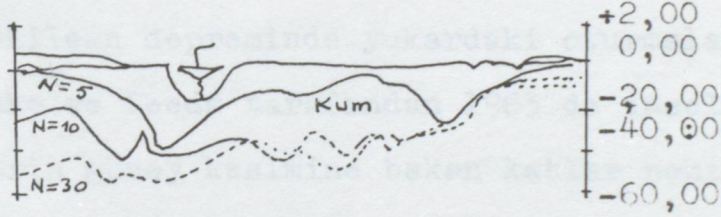
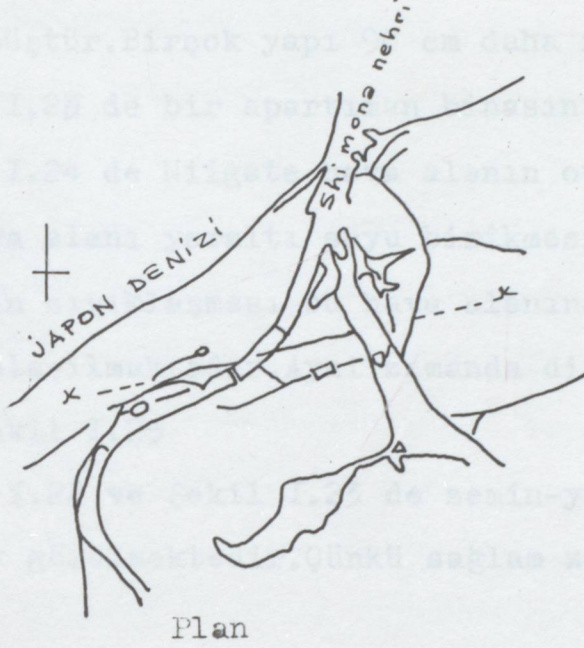
diferansiyel oturmalar görölüyor.Bu köprüde depremden bir süre sonra köprü ayağı dahada oturarak köprü girişinin nehir yatağına düşmesine sebep olmuştur.

Koheziyonsuz malzemedde depremin yapmış olduğu vibrasyon neticesinde meyiller ve zemin içindeki boşluklar kapanır.Bu durumda zemin suyu basıncı artarak,zemin içindeki mesamatlardan dışarı çıkar.Çamur kaynayan sular yer altından yeryüzüne çıkar.Sular yeryüzüne çıktığı andaki durumu çamur ve içi kum taneleri ile doludur.Bu yeraltı suyu hidrolik meyille yukarı (yerçekim kuvvetinin aksi yönünde) akar.

16 Haziran 1964 Niigate depremi esnasında vuku bulmuş olay son derece dramatiktir.Niigate kasabası zeminin sıvılaşması nedeniyle yere batmış ve oturmuştur.Bu depremin magnitudü 7,3 ve episantrisi Niigate'ye takriben 56,315 km dir.Şekil I.16 da sahilin bir profili ve kasabanın sahile doğru kayması ve genel olarak planı görölmektedir.

Deprem esnasında yeryüzündeki çatlaklar,yeraltındaki suların yeryüzüne çıkmasına yardımcı olur.Şekil I.17 de çok sayıda böyle deliklerden arazide görölmektedir.Şekil I.18 de bu deliklerin etrafına bir yüzük gibi saran kumlar görölmektedir.

Şekil I.19 da sıvılaşmanın daha fazla olduğu yerlerde, otomobiller,yapılar ve diğer şeyler kademeli olarak akıcı kumun içine oturmuşlardır.Bazı hallerde ağır olmıyan yapılar bile akıcı zemin içine gömülmüşlerdir.Şekil I.20 de Kanal işletmesine ait tankın 1,5 metre aşağı düştüğü görölmektedir.Şekil I.21 de bir kamyon akıcı zemin içine batmış olarak görölmektedir. Buna benzer bir batma olayı veya oturması hafif bir betonarme binanın oturması görölmektedir.Şekil I.22 de bir binadaki



Zemin profili (x-x) boyunca

Şekil I.16 Niigata planı ve zemin kesiti

(N ler standart penetrasyon derayindeki darbe adedir.)

çatlak yüzünden binanın diğer binaya yaslanması görülmektedir. Şekil I.22 de binalar 80 derece eğilmiştir. Depremden sonra bu yerler gezildiğinde komşu binaların ikinci derecede eğildiği görülmüştür. Birçok yapı 90 cm daha fazla beraber oturmuştur. Şekil I.23 de bir apartıman binasının durumu görülmektedir. Şekil I.24 de Niigate hava alanının oturma durumu görülmektedir. Bu hava alanı yeraltı suyu birikmesinden dolayı 90cm oturmuş. Zeminin cıvıklaşması bu hava alanına gelen yolların tahribinden anlaşılmaktadır. Aynı zamanda diğer hasarlarda görülmektedir. Şekil I.25

Şekil I.22 ve Şekil I.23 de zemin-yapı etkileşim olayı açık olarak görülmektedir. Çünkü sağlam zemindeki bina yıkılmamıştır.

1960 Chilean depreminde yukardaki oturmalara benzer bir durum Duke ve Leeds tarafından 1963 de incelenmiştir. Puerto Monta şehrin güney kesimine bakan katlar nehir tarafına alçalmış, şehrin nehre bakan kısmı daha önce dolgu bir zemin (hidrolik bir metodla doldurulmuş) üzerine inşa edilmişti. Deprem anında dolgunun sulanmış olduğu çok cıvıklaştığı görülmüştür. Buradaki binaların genel görünüşü zeminin yerdeğiştirmesi yönünde ve yana yatmış haldedir. Mont deniz üssünde aynı durum biraz farklı olmuş, kumlar ve siltlerin sulanması ve yerin altına doğru kaydığı görülmüştür. Aynı durum Valdivia da vaki olmuştur. Zemin sulanması ile sanat yapılarının ve kara yollarının seviyelerinde kaymalar, eğer sulanma şevin altında ise şev yatay olarak yerdeğiştirmektedir. Yani şevlerde bir akma meydana gelmektedir. Bu olay 1960 Alaska, 1964 Niigate 1964 Chile depremlerinde görülmüştür.

Yukarda izah edildiği gibi Puerto Montt'da zemin kayması şehirdeki binalarda takriben 270cm kadar olmuştur.Hatta bir kısım binalar ikiye ayrılmıştır.Şekil I.27 de görülmektedir. Daha büyük bir kayma Alaska depremi esnasında Valdez'de (Coulter 1966) ve muhtelif bölgelerde olmuş.(Seward (1966),Kenai gölü (Mcculloch 1966) ve muhtelif bölgelerde olmuş.Valdezdeki kayma Şekil I.28 de görülmektedir.Şekil I.29 (Sward Dok ve liman sahası) ŞekilI.30 da depremden önce ve sonraki hali görülmektedir.Burada çok entereasan bir durum demiryolunun denize kaydığı,aynı zamanda sahildeki depoların tahrip olduğu görülmüyor.Belkide tarihin en büyük kayma hali Çin'deki Kansu şehrinde olmuştur.(Close ve Mc Cormick) 1920 depreminde zemin yayılarak bütün şehri örtmüştür.Bu esnada şehirler toprak altına kalarak toprağa gömülmüştür,hatta sürüklenerek uzağa taşınmıştır.Deprem esnasında yolun kenarında bulunan kavak ağacı depremden sonra uzağa taşınmıştır,bu depremden ikiyüzbin kişi hayatını kaybetmiştir.

Küçük ölçekli bir depremden Sanfransisko Meved gölü boyunca giden karayolunda manyitüdü 5.5 ve 1957 de olan deprem de zemin durumu Şekil I.32 de karayolonun kaydığı görülmüyor.ŞekilI.33 de burada hasar büyük olmuştur.Şekil I.34 de karayolunun bir kısmının gölün içine ve biraz uzağa taşındığı görülmektedir. Burada karakterestik bir kayma ve yanal bir yerdeğiştirme görülmüyor.

Koheziyonsuz zeminlerin sulanması,sıkılığını kaybetmesi duvar arka dolgularında hiçbir zaman sürpriz değildir.Duvarların yıkılması arkasındaki dolgunun sıvılaşmasından ileri gelmektedir.

Öyleki bölme duvarları bu dolgunun içine girmesine rağmen genelde buradaki kumlar bu duvarlar arasından kaymıştır. Su altındaki dolgunun sıkıştırılması oldukça güçtür. Rıhtım duvarları en büyük basınca göre projelendirilir. Buna rağmen rıhtım sahasında büyük hasarlar olmuştur. Rıhtım duvarının arka dolgusunun sulanmasının ve bozulmasının ölçülmesi Puerto Montt ve Niigate depremlerinde (Duke ve Leeds 1963) de etüd edilmiştir.

Chilean depreminde sahil şeridinin bozulması 609kmetre uzunluğa kadar olmuştur. Rıhtım duvarları 488 cm eninde 10,68 metre yüksekliğinde betonarme bloklardan yapılmıştı. Şekil I.35

Şekil I.36

Rıhtım babaları sahilden 381 metre uzağa gitmiş beraberinde limandaki demiryolunu da çekmiştir. Bu na benzer bir durum kenar dolgusunun basıncının artması ile Niigate liman sahasında vukubulmuş, kenar dolgusunda deprem anında gelen basınç dayanamıyarak yanal bir translasyon yapmıştır. Yani yapı temeli basınca dayanamıyor. Şekil I.37 (binanın yerdeğistirmesi)

I.12 SIVILAŞMA İLE İNCE KUM TABAKALARININ KAYMASI: Deprem esnasında, silt ve kumların sulanması ile beraber bu zemin kütlesi aşağı doğru çökmekte dolayısıyla temel tabakasına basınç yapmakta bu sıkışma ile çöken zemine Graben denir. Yani bu alanda fay olur. Deprem anında bu kütle önüne gelen kütleyi itmektedir. Bu itilen kütle üzerindeki tesisler yanal bir translasyon yaparlar. Şekil I.38 görülmektedir. Resimdeki ev Grabe'nin etkisi ile yatay bir translasyon yapar. Alaska'da Shanon ve Vison 1964 ve Hansen 1965 tarafından yapılan incelemede Graben'in büyüklüğü takriben 305cm.(eni) ve derinliği 30.48metre olduğu görülmüştür. Bu alanın biraz ötesinde L caddesi ar-

kasında Şekil I.39 ve Şekil I.40 grabenin olduğu kısım görülmüyor. Graben'de arazi kütlelerinin tamamen dağılmadan kaydığı 1219,2 metre uzunluğunda ve hareket eden tabakanın kalınlığı 4,27 metredir. Bu kaymanın boy kesiti şekil I.38 de görülüyor. Şekil I.42 de Grabe kenarında hasarsız evler görülüyor. Şekil I.41 de L caddesinin boy kesiti görülüyor. Şekil I.43 de beş katlı apartıman binası kayıcı kütle üzerinde 426,72cm. hareket etmiş fakat hiçbir hasar görmemiştir. Şekil I.44 ve Şekil I.45 de küçük oturmalarından ileri gelen dönmeler görülüyor. Aynı zamanda Grabenin kenarındaki binada diferansiyel oturumalar görülmüştür.

I.13 KUMLU ARAZİDE KAYMA: Deprem esnasında kumlu çakıllı arazinin bozulması ile en büyük kaymalar meydana gelir. Buna rağmen yumuşak topraklar kum yığınlarının arasında yer almaktadır. Bu kısmın sulanması ile kayma durumu ilerler. Seed ve Vilson 1967'de Alaska depreminde Turnagen demirleme sahasında sahil boyunca en büyük kaymaların vukua geldiğini tesbit etmişlerdir. Kayan alanın genel manzarası Şekil I.49 da görülmektedir. Sahil şeridi 21,43 metre yüksekliğinde denize doğru 1/2 meylinde körfeze doğru kaymıştır. Burada 130 dönüm arazi kayma bölgesi olmuştur. Şekil I.50de zemin durumu ve kayma bölgesinin doğusu görülüyor.

Yerdeğiştirmelerden dolayı orjinal zemin tamamen harap olmuş, yer, yer kıvrımlar karışık bir şekil halini almıştır. Çatılar basık hale gelmiş takriben 75 ev bu kesitte harap olmuştur. Şekil I.51 de orta kısımdaki kayma görülmektedir. Bir mühendislik jeolojisi geliştirme gurubunun çalışmasında sahildeki demirleme babalarının 152,4 ila 182,88 metre yatay hareket ettiği tesbit

edilmiştir.Şekil I.53 de iki ev orjinal durumlarını bozmadan birkaç yüz metre uzağa kaymıştır.Chilean depreminde ve bir dereceye kadar San Pedro'da ağaçların durumu,Rinihue gölü (1960) depreminde Davis ve Karzullovic tarafından incelenmiştir.Şekil I.54 de 20.000.000 m<sup>3</sup> lük zemin büyük bir alana yayılmıştır.Şekil I.55 de bu alanın boyuna kesiti görülmüyor.

Nehre kayan bloklar,nehir seviyesini 18,28 metre yükseltmiştir.Bu yükselmeden dolayı 56 km. batıdaki Valdiva şehri ni etkisi altına almıştır.1575 deki depremde de buna benzer bir durum olmuştur. Davis ve Karzuloviç 1961 de ki çalışmalarında en büyük kaymanın ,kum ve çakıl yığınlarının sulanmış olduğunu tesbit etmişlerdir.

I.14 TEMEL OYULMALARI:Deprem esnasında dolgu meyilleri yeraltı suyunun basıncının artması ile yerçeki doğrultusunda belli bir açıyla kayarlar.Perry de bu kayma 14,4 cm ila 20,32 cm karayolunda ölçülmüştür.1952 de Kern şehri (Kaliforniya depreminde) depremden sonra meydana gelen aftershock'larda sıkıştırılmış dolgu Hebgen barajında(Shered 1959) Şekil I.56 da karayolu kayması ve Şekil I.58 Baraj çekirdeğindeki izafi kayma görülmektedir.

Temel oyulmalarında dolgunun davranışı,boyuna çatlakların olmasına yardımcı olmaktadır.Çok önemli bir örnek Puerto ile Varas ve Munt arasındaki karayolunda 121,92cm. yükseklikte ve 47,52 km uzunluğunda inşa edilmiş yol,depremde 243,84 cm. yükseklikte araziye yayılmıştır.1960 depreminde dolgunun tamamen yıkıldığı Şekil I.59 ve Şekil I.60 da bu yıkıntıların araziye dağıldığı görülmüyor.Burada enteresan bir durum giristeki hiç

bozulmamış yolun durumudur.Zemin temel etkileşiminin önemi burada açık olarak görülmektedir.Zeminin benzer bir davranışı kuzey Meksika'da 213,36 cm. yükseklikte inşa edilmiş bir kanalın 1940 Elsentro depremi esnasında tamamen yumuşak bir temel üzerinde oturduğundan aşağı batmıştır.Şekil I.61 de Şekil I.62 de bir karayolu köprüsünün(rampadaki) çökmesi görülmüyor.(1940 Elsentro depremi)

Alaska ve Niigate depremlerinde karayollarında enteresan olaylar olmuştur.Karayollarında boyuna hareketten dolayı çatlaklar meydana gelmiştir.Şekil I.63 ve Şekil I.65 ölçülebilir çatlaklar (dolgu malzemesinde) Anchorage ve Portage karayolunda (Alaska depreminde) görülmüyor.Çok dramatik örneklerden biri ,Sheffield barajında (Ambraseys 1960) 1926 da meydana gelen depremde Santa Barbara'daki dolgulardaki ani bozulma ve deformasyonun temele etkisi görülmektedir.Daha sonraları bu baraj tamamlanmış fakat Şekil I.66 ve Şekil I.67 de görülmüyor.Dolgu yapılmadan evvel ve dolgu yapıldıktan sonra barajın kesiti gösterilmiştir.Kanallar,rezervarlar ve toprak barajlar deprem esnasında baraj etekleri aşağı doğru hareket etmektedir.1940 Elsentro depreminde Şekil I.68 ve Şekil I.69 Solfatara kanalı görülmüyor.Alaska depreminde birçok beton çatlakları olmuştur.Buradaki rezervar 91,44x182,68x16.722,88 m2 alanındadır.Çatlaklar rezervardan krete doğru olmuştur.Şekil I.70 de ki çatlaklar 1,27 cm. genişliğindedir.Burada öyle çatlaklar vardırki zeminle beraber aynı hizada çatlamıştır.(Zemin-Yapı etkileşimi) Şekil I.71 barajın bozulmuş şekli görülmektedir.Yalnız buradaki küçük barajın hangi metodla inşa edildiği bilinmemektedir.Bu barajın üzerinde tu-

tulan kayıtlar ve yapılan gözlemlerde enine ve boyuna çatlaklara rastlanmıştır.

I.15 RICAT DUVARLARI VE KÖPRÜ MESNETLERİ:L960 Chilean depremi esnasında zeminde meydana gelen yüksek basınç yüzünden ricat duvarlarında yerdeğiştirme durumları olmuştur.Buna benzer bir durum 1964 de Niigate depreminde karayolu köprülerinin ricat duvarlarında olmuştur.Şekil I.73 ricat duvarlarındaki durum ve Şekil I.74 yerdeğiştirmeler olmuş ve yaklaşım dolgularında hasarlar meydana gelmiştir.Aşağı doğru deprem hareketi köprü ayağında distorsiyona yol açmıştır. Duke ve Leeds tarafından I-sa-Teja köprüsünde ve 1960 da Valdivia'da tesbit edilmiştir.Şekil I.76 da köprünün yaklaşım imlasındaki kayma görülmektedir. Şekil I.77 de nihai basınçla köprü mesnedindeki distorsiyon görülmektedir.Alaska depreminde çok sayıdaki köprünün mesnedi çöktü,bazılarınınında oturdu.Birçok hallerde yapılar aksenal yüklere maruz kalmışlardır.Şekil I.78 ,Şekil I.79 ve Şekil I.80 de görülmektedir.Birçok yük durumu köprü kirişlerini yıkmıştır.Alaska depreminde Alaska karayolları müdürlüğünün raporuna göre 22 adet köprünün yıkıldığı tesbit edilmiştir.

TABLO 1

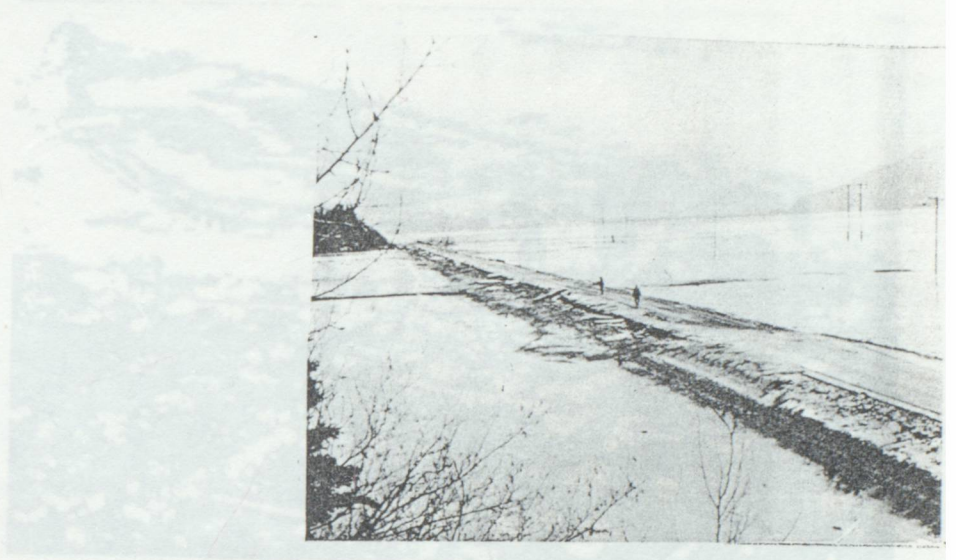
Stabil olmıyan zemin durumu ihtiva eden depremler

Stabil olmama durumu	Depremin yeri	adı	referans
Koheziyonsuz zem.otur.	Alaska	Alaska	Japon tem.ve zem.müh
	Homer	Niigate	" " " "
	Portage	"	" " " "
	Niigate	"	" " " "
	Valdivia	Chilean	" " " "
Kumların sulanması	Niigate	"	" " " "
	Puerto Montt	Alaska	" " " "
Koheziyonsuz zem. ak.	Valdez	Niigate	" " " "
	Seward	"	" " " "
	Kenai gölü	Duke ve Læeds"	" " " "
	Niigate	Chilean	Duke"ve Læeds "
	Puerto Montt	Sanfıransisko	" "
Arka dol.sulanması	Niigate	Niigate	" "
	Puerto Montt	Chilean	" "
İnce kum tab.kayması	Anchorage	Alaska	Shanon ve Wilson
	Rinihue	Chilean	" "
Temel dol.bozulması	Anchorage	Alaska	Duke ve Leeds
	Portage	Niigate	" "
	Niigate	Niigate	" "
	Puerto Montt	Sanfıransisko	" "
	Puerto-Varas	"	" "
Köprü kenar ayaklarının			
yanal hareketi	Anchorage	Alaska	Japon tem.ve zem.müh
	Seward k.yolu	Niigate	" " " "
	Niigate	"	" " " "
	Valdivia	Chilean	" " " "

Tablo biri incelersek depremlerin oluş sebepleri farklı olduğu görülür. Daha çok zeminin sulanmasından meydana gelen depremlerin daha çok olduğu görülür. Koheziyonsuz zeminlerin akmasından meydana gelen depremler daha azdır. En az görülen sebep ise ince kum tabakalarının akmasıdır. Temel dolgusunun bozulması, koheziyonsuz zeminlerin oturması kadar önemlidir.

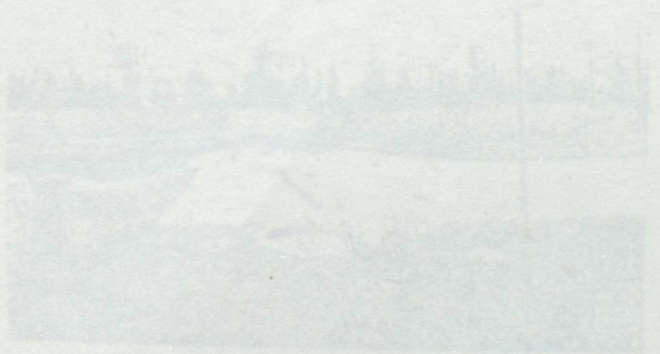
Şekil 1.13. Depremden sonra  
Anchorage-Portage karayolu (1964)

Şekil I.12 Valdivia yakınlarında yerleşim alanlarındaki hasarlar

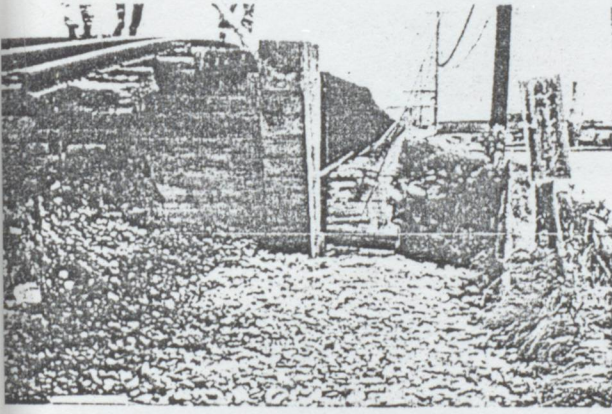
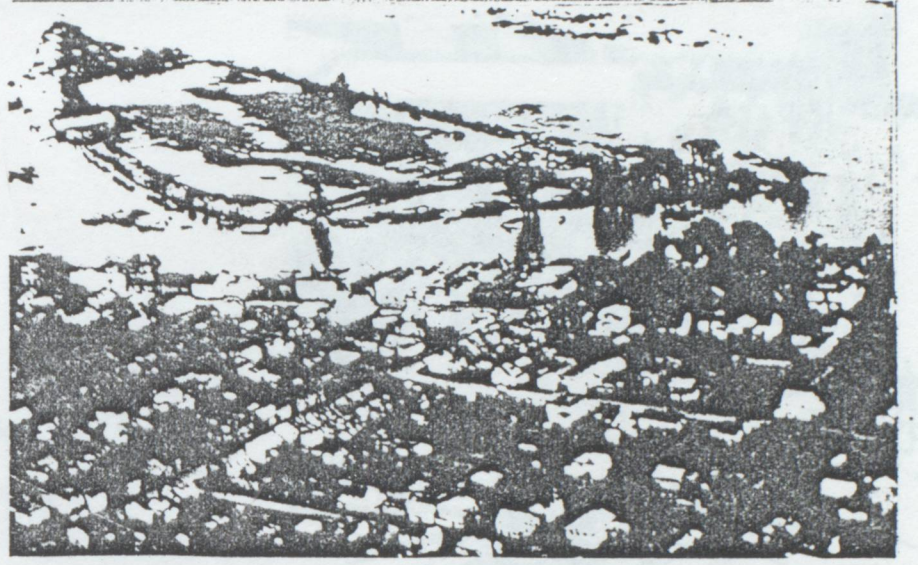


Şekil I.10 Depremden sonra  
Anchorage-Portage karayolu (1964)

Şekil I.13 Köprü yaklaşım dolgunu ve  
köprü arasında diferansiyel oturma  
(1964)



Sekil .I.12 Valdivia yakınlarında batmış ada

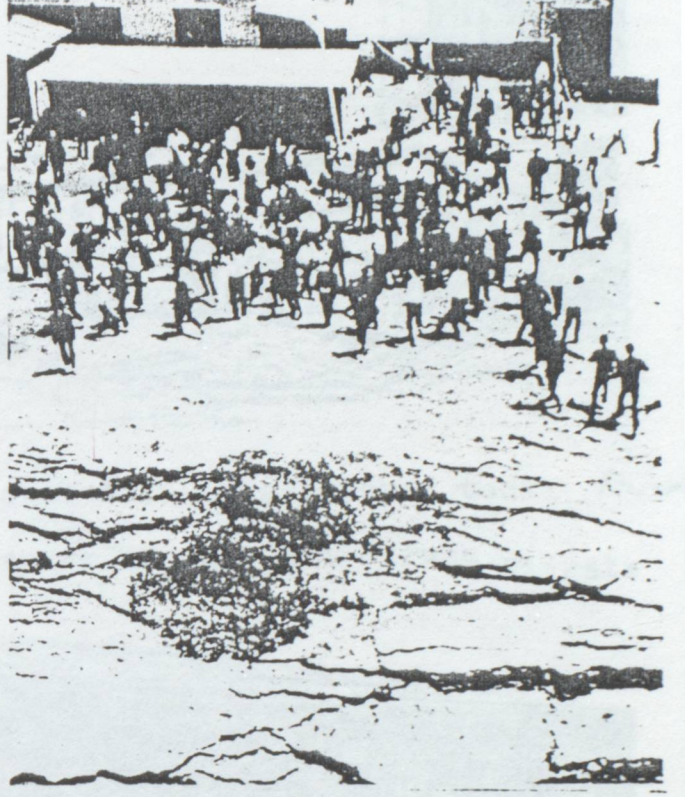


Sekil I.12 Köprü yaklaşım dolgusu ve köprü arasında diferansiyel oturma Niigate (1964)

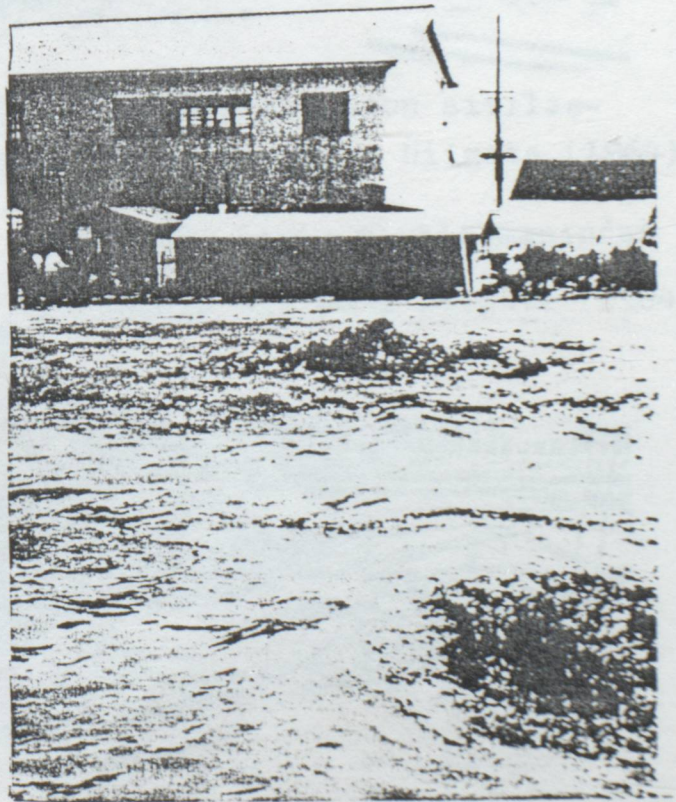


Köprü açıklarında diferansiyel oturma Pontage (1964)

Şekil I.14 Yerden su fışkırması Niigate (1964)



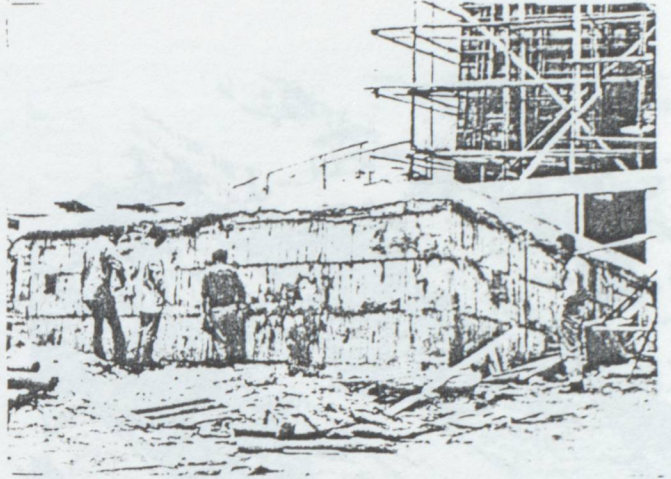
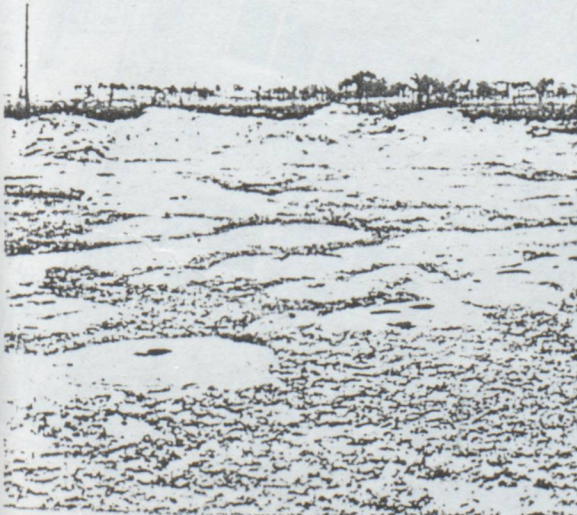
Şekil I.15 Yer altı suyunun akışı .Niigate (1964)



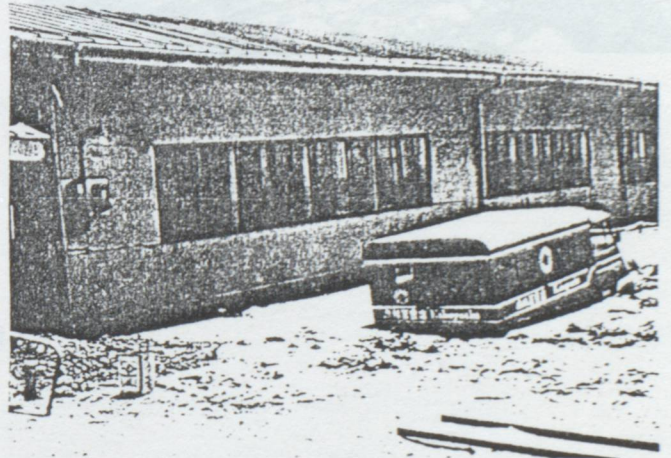


Sekil I.16 Arazideki kum tepeleri .Niigate (1964)

Sekil I.18 Arazide kum tepeleri Niigate (1964)

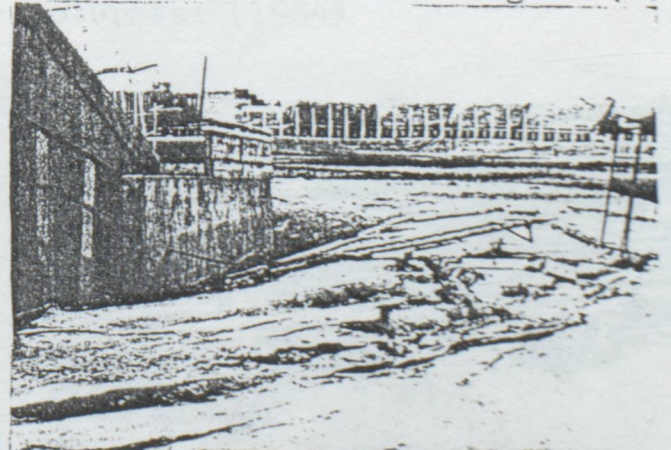


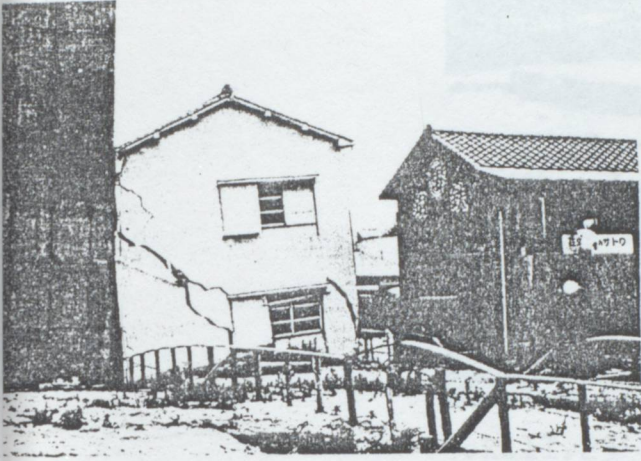
Sekil I.17 Kanalizasyon tankı forse deprem esnasındaki durumu Niigate



Sekil I.19 Bir kamyonun sivilaşmış zemine oturması Niigate (1964)

Sekil I.20 Zemin sivilaşmasından bir binanın oturması Niigate (1964)



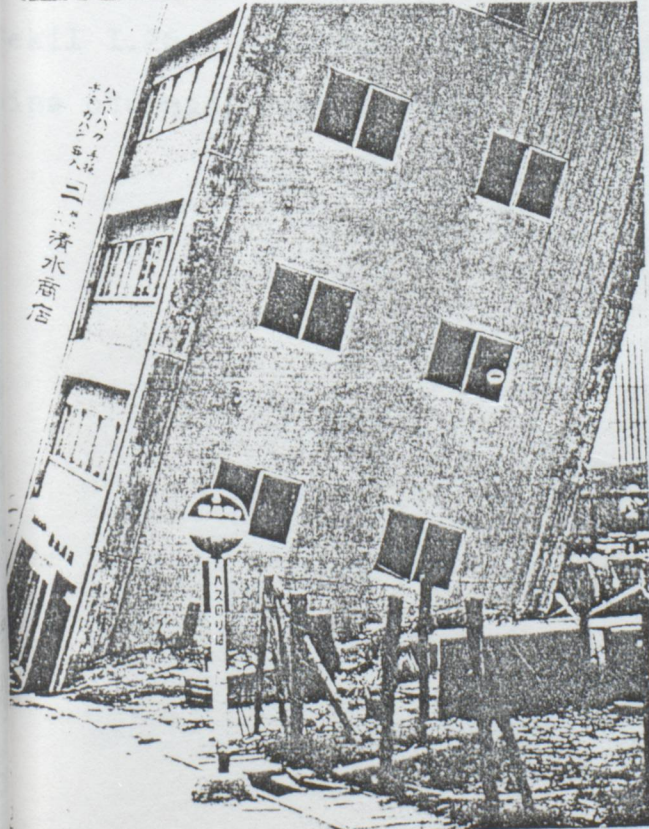


Şekil I.21 Komşu binanın oturması ile yapısal hasar Niigate

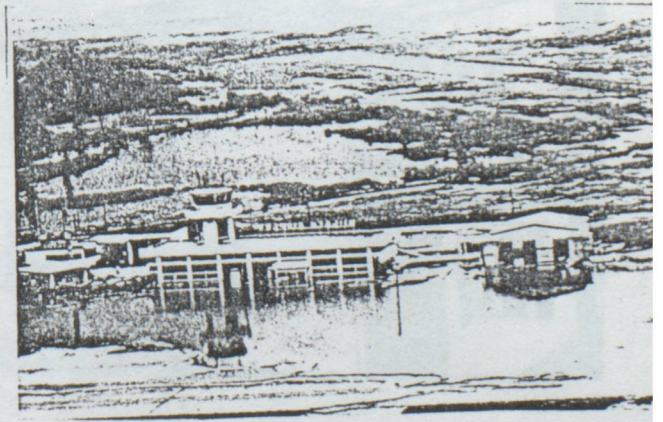


Şekil I.22 Eğilmiş apartımanlar Niigate (1964)

Şekil I.23 Deprem esnasında eğilmiş apartıman Niigate (1964)



Şekil I.24 Niigate hava alanının oturması (1964)



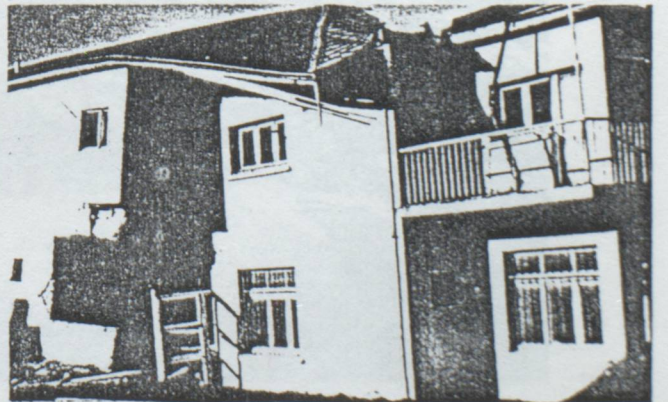


Şekil I.25 Hava alanı yolunda hasar Niigate (1960)



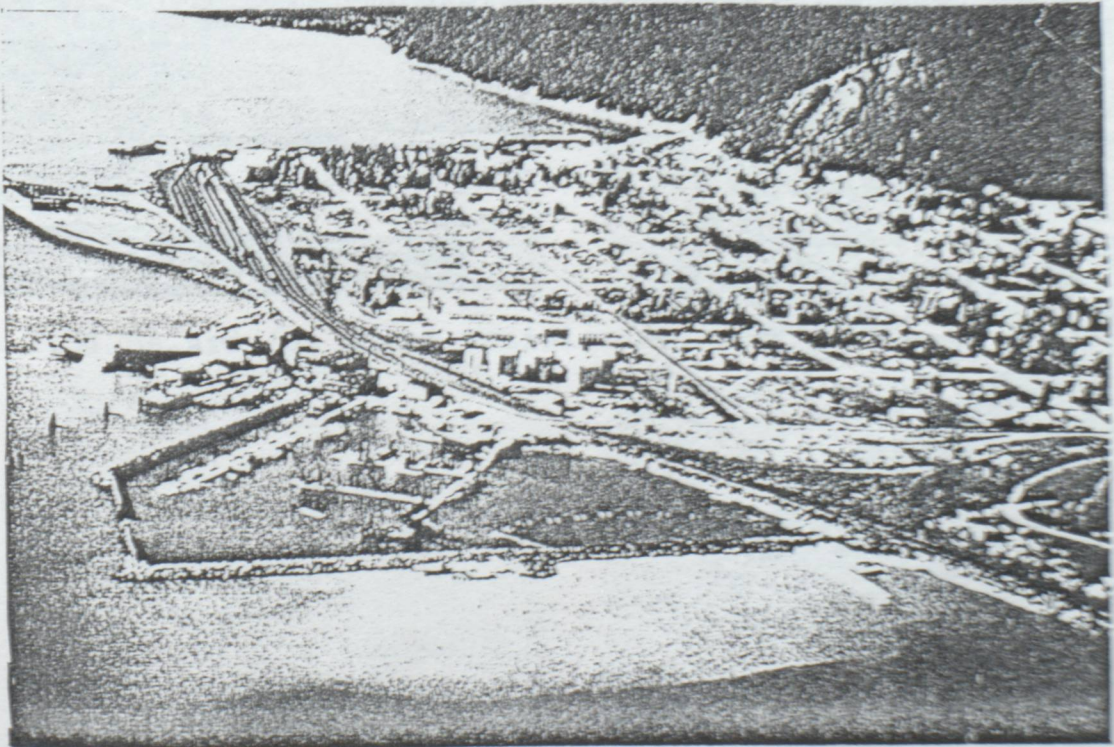
Şekil I.26 Sivilleşmiş kumlu arazide  
ev inşa edilmesi Puerto Montt (1960)

Şekil I.27 Binalarda yanıl ayrılma  
Puerto Montt (1960)

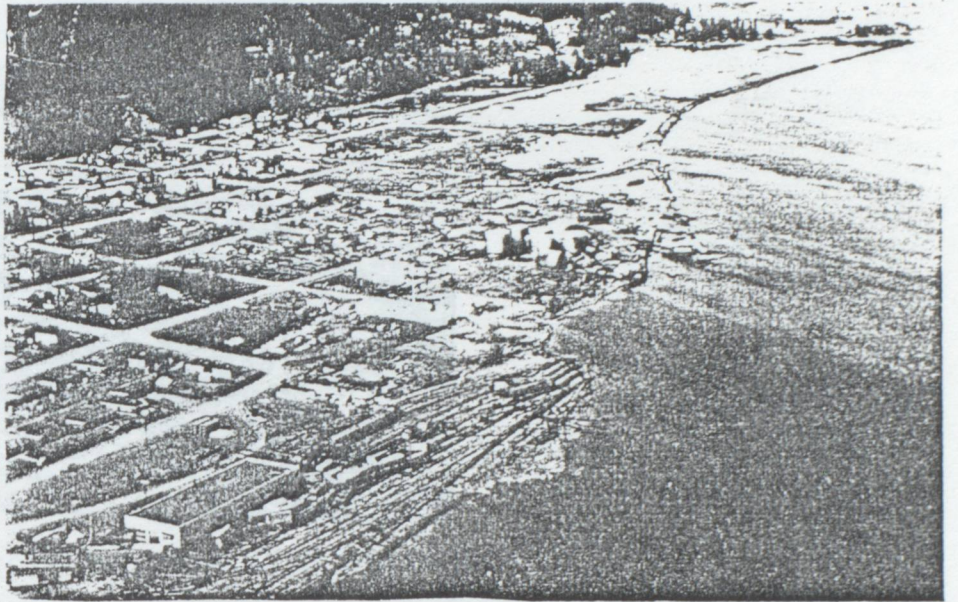




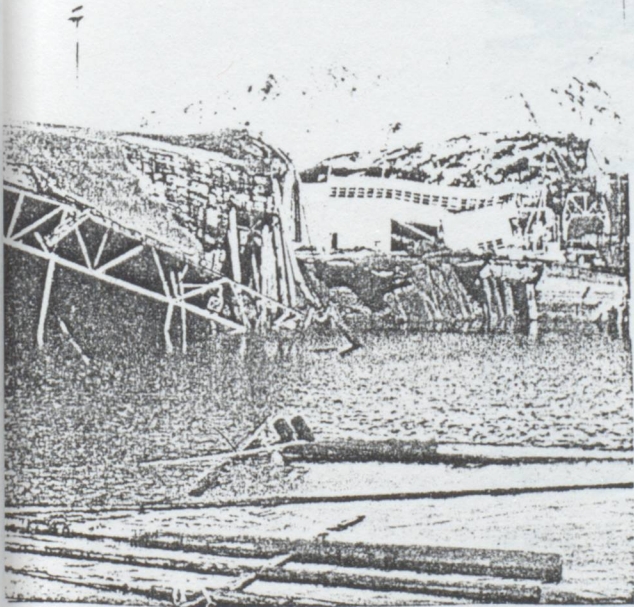
Şekil I.28 Valdez'deki kaymanın  
artistik resmi (1964)



Şekil I.29 Seward sahilinin depremden sonraki hali



Sekil I.30 Seward sahilinin Alaska depreminden son-  
raki hali (1964)

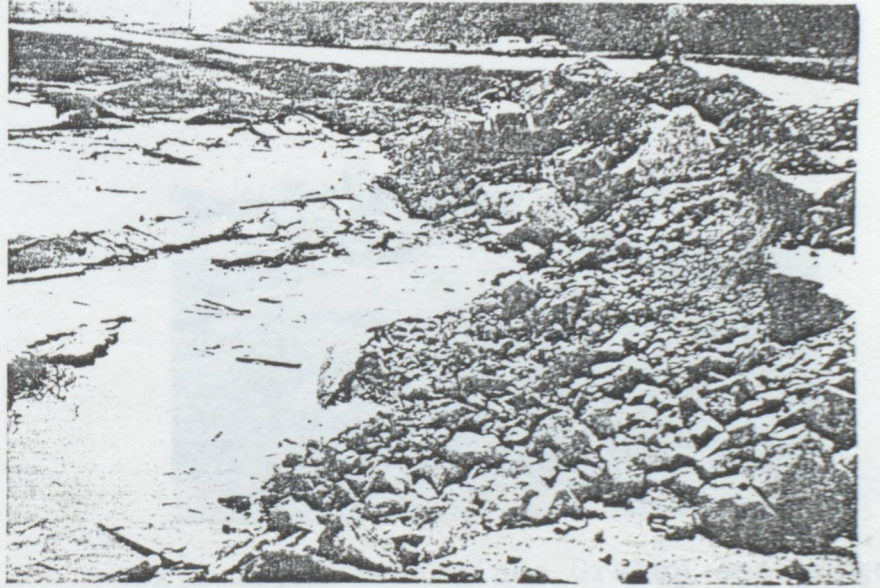


Sekil I.31 Seward 'da liman tesisler

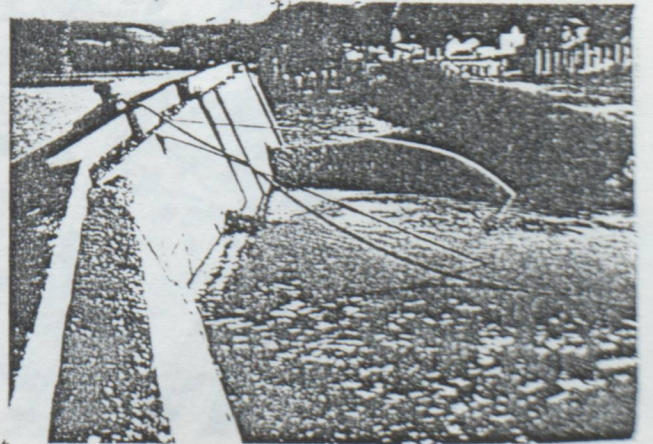
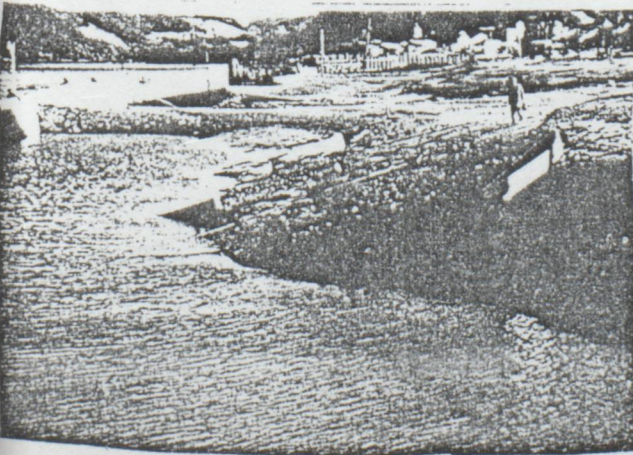


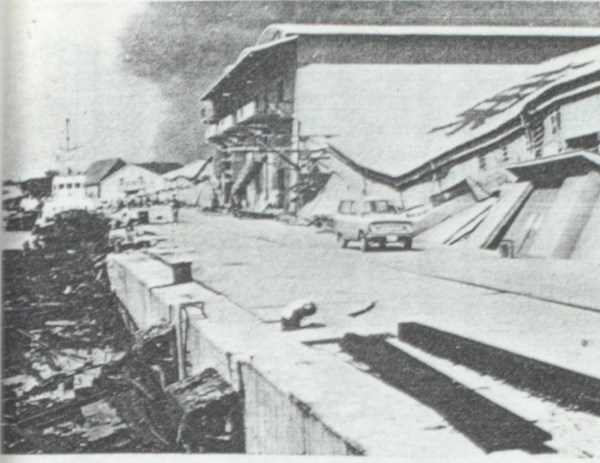


Şekil I.33 Merced gölü boyunca kıyı kaymaları  
Sanfransisko (1957)

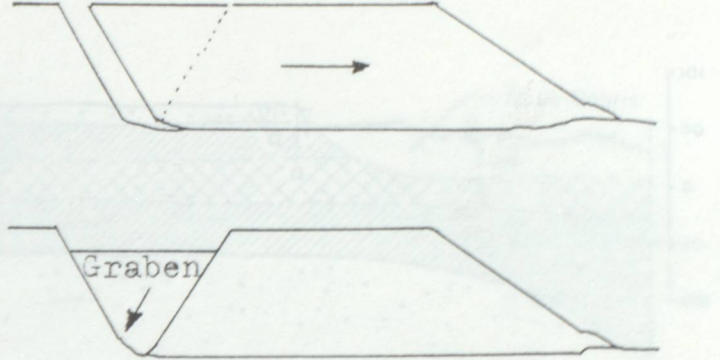


Şekil I.34 Merced gölü boyunca kıyı kaymaları  
Sanfransisko (1957)





Sekil I.37 Yapısal hasar  
Niigate (1964)



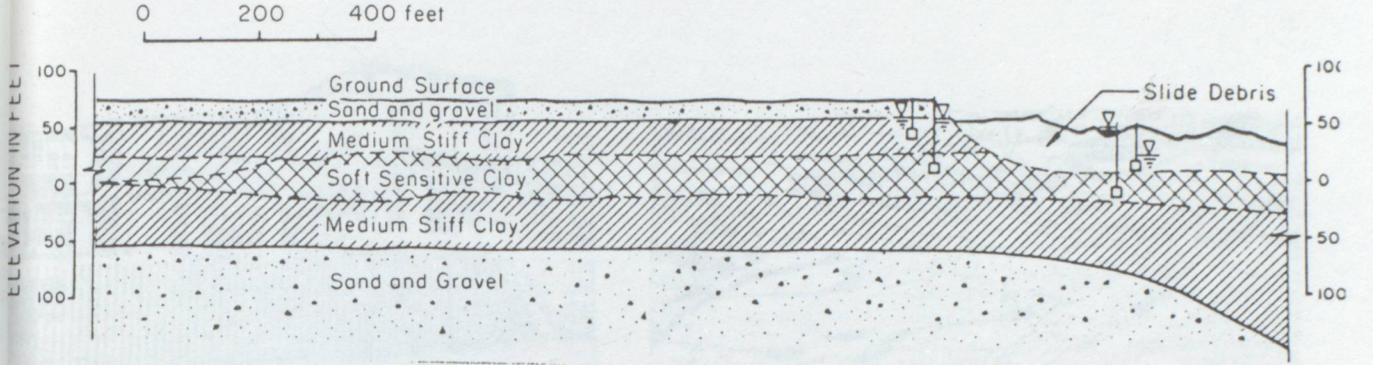
Sekil I.38 Graben formasyonunun  
mekanigi ve yatay kayma



Sekil I.39L caddesinde Graben Anchorage  
(1964)



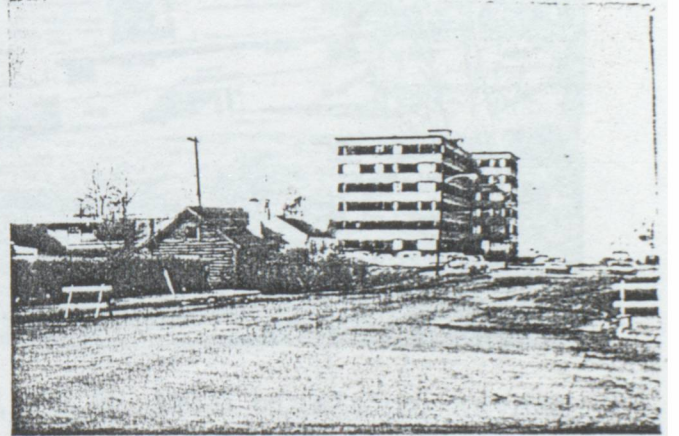
Sekil I.40 Graben alanının başka  
bir görünüşü L caddesi Anchorage  
(1964)



Şekil I.41 L caddesi kayma alanının zemin durumu  
(Shanon ve Wilson )

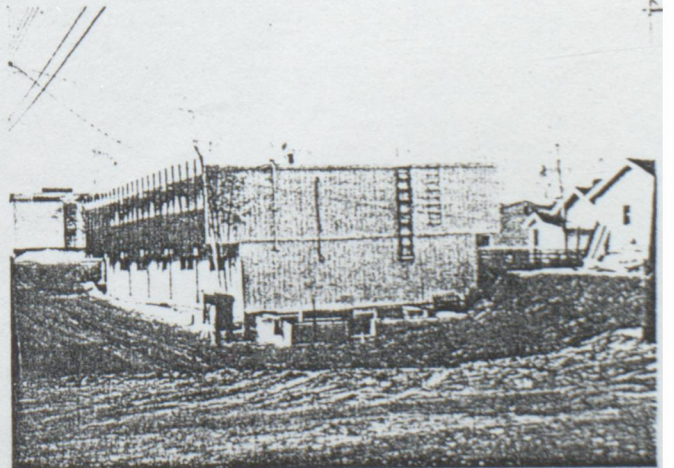


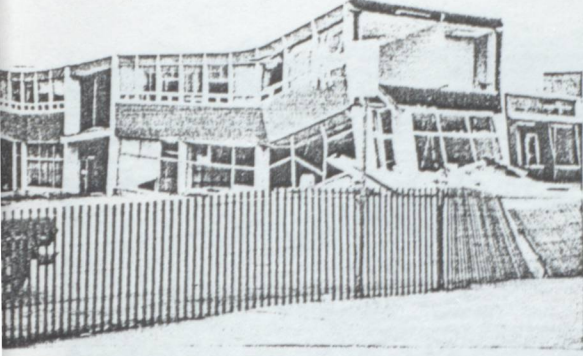
Şekil I.42 Graben boyunca hasarsız  
evler L caddesi kayma alanı  
Anchorage (1964)



Şekil I.43 L caddesi kayma alanında  
4,26 metre translasyon yapan apartıman  
Anchorage (1964)

Şekil I.44 Grabenle beraber otu-  
ran bina Anchorage (1964)





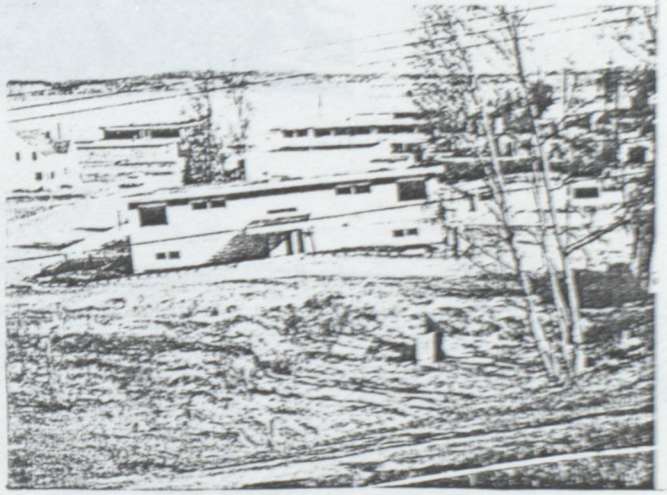
Şekil I.45 Graben kenarında bir-  
birde oturma Anchorage (1964)



Şekil I.46 Government Hill okul bina-  
sında hasar Anchorage (1964)

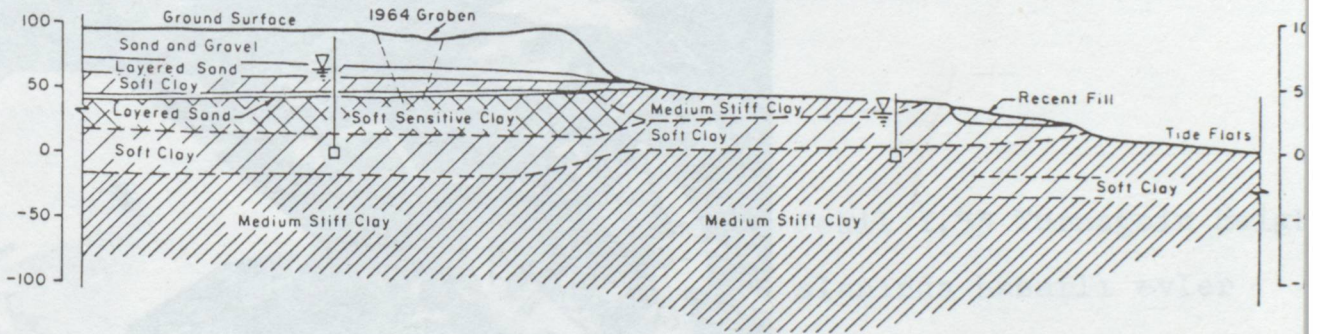
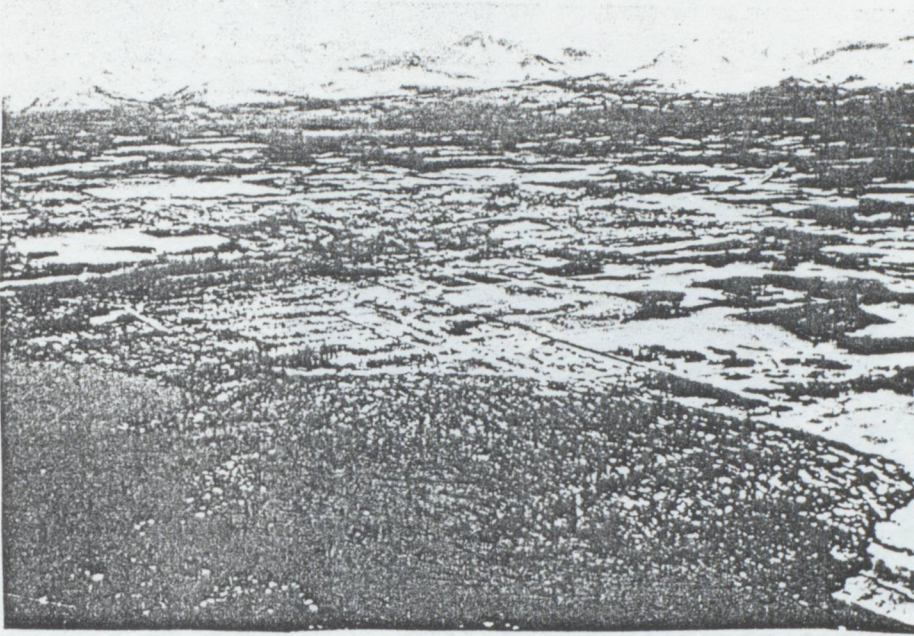


Şekil I.47 Government Hill kayma  
anının genel görünüşü Anchorage  
(1964)



Şekil I.48 Ağır binaların kayması  
L caddesi Anchorage (1964)

Şekil I.49 Turnagain Heights Kayma alanı Anchorage (1964)



Şekil I.50 Turnagain Heights alanının kesiti Anchorage (1964)



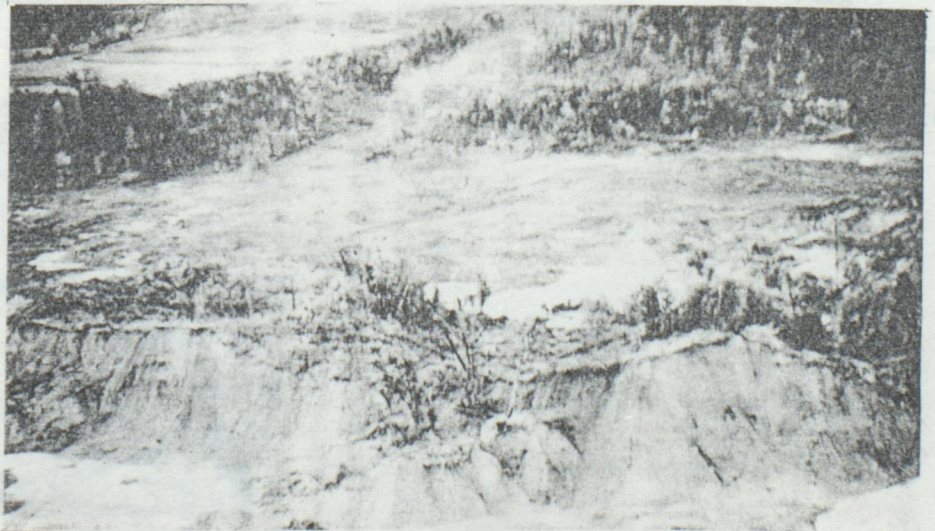
Şekil I.51 Turnagain Heights alanının ortasından bir görünüşü Anchorage (1964)



Şekil I.52 Turnagain Hill kayma alanının sonundan bir görünüşü  
Anchorage (1964)



Şekil I.53 Turnagain Heigl  
alanında hasarlı evler  
Anchorage (1964)



Şekil I.54 Rinihue  
gölü kenarında  
kayma Chile (1960)

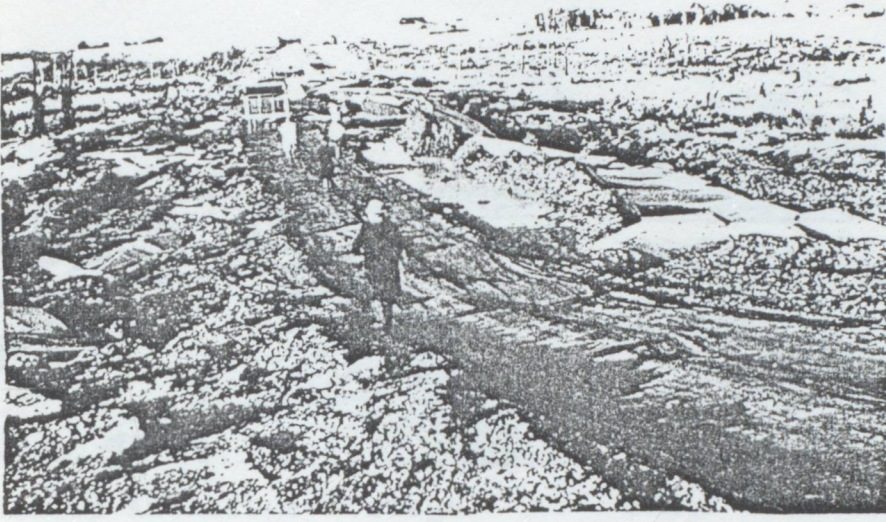




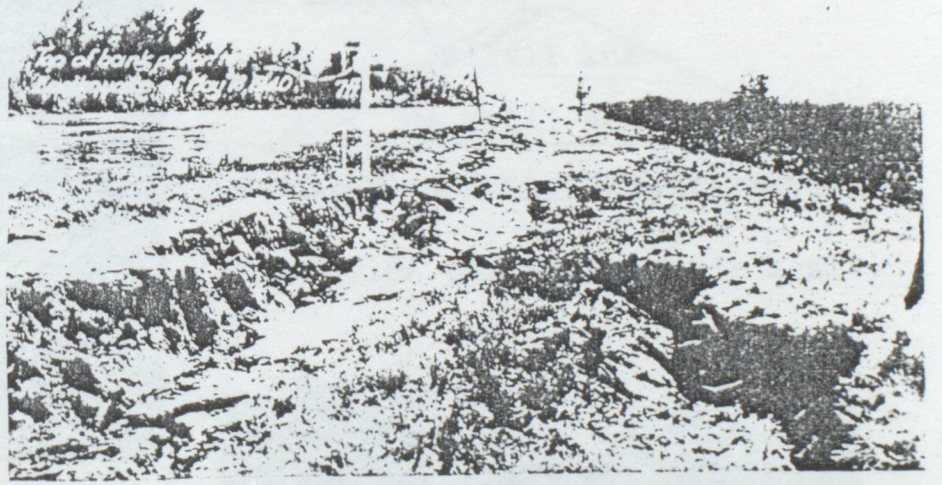
Şekil I.58 Hebgen barajında kayma  
(1957)

Şekil I.59 Karayolu çökmesi Chilean depremi (1960)

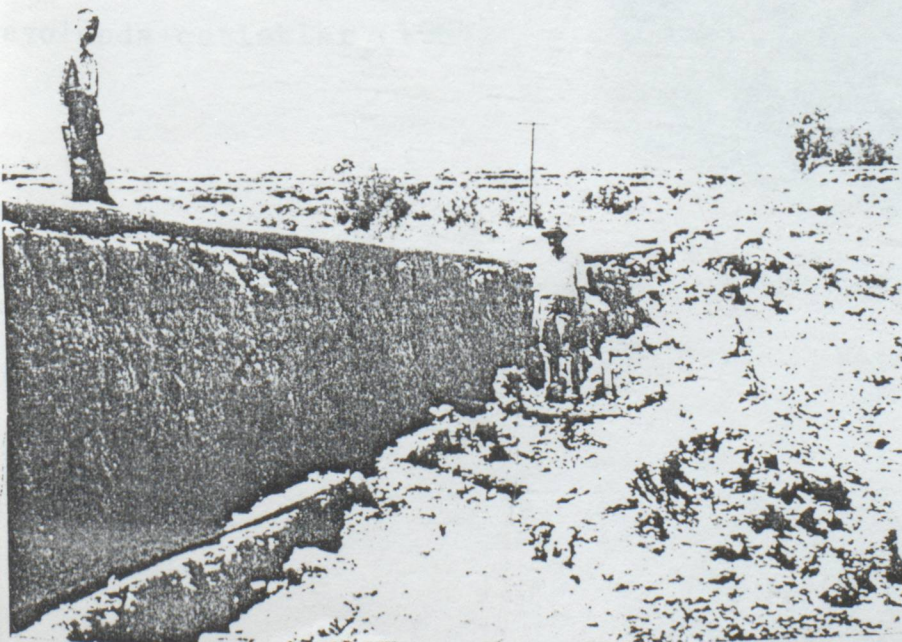




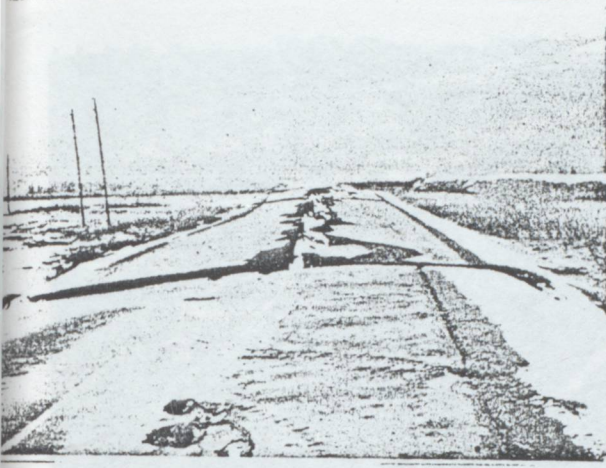
Şekil 1.60 Karayolu çökmesi Chilean depremi (1960)



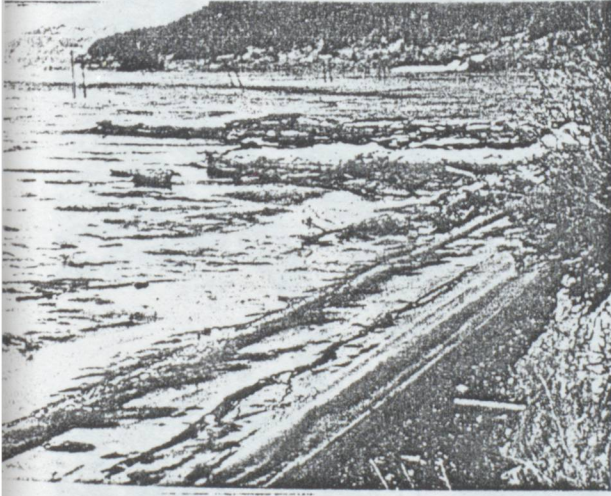
Şekil I.61 Kanal çökmesi Elsentro depremi(1940)



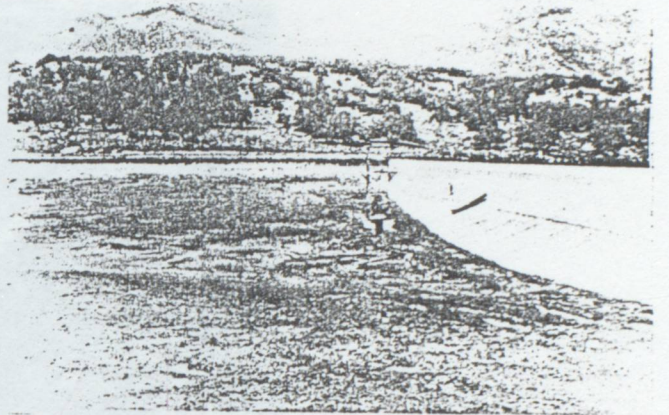
Şekil I.62 Karayolu köprüsü ve yaklaşım dolgusunun çökmesi Elsentro depremi (1940)



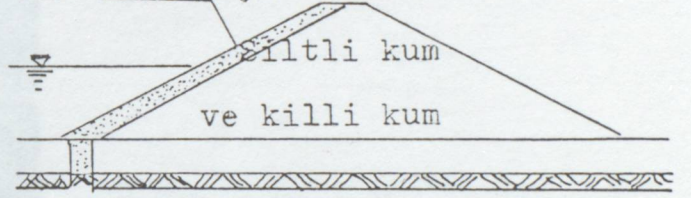
Şekil I.63 Anchorage-Portage  
karayolunda çatlaklar (1964)



Şekil I.65 Anchorage-Portage  
karayolunda çatlaklar (1964)



Şekil I.64 Sheffield Barajının  
depremden sonraki hali  
Kil battaniye

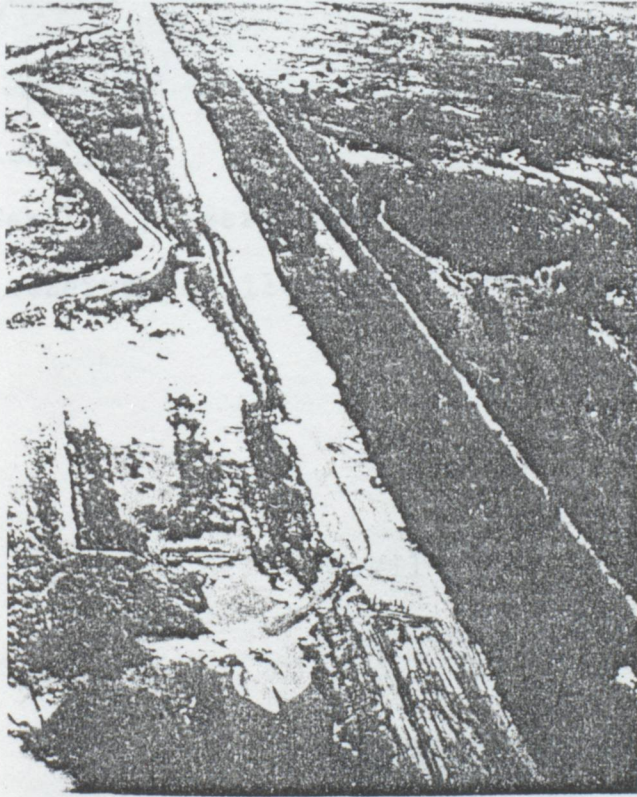
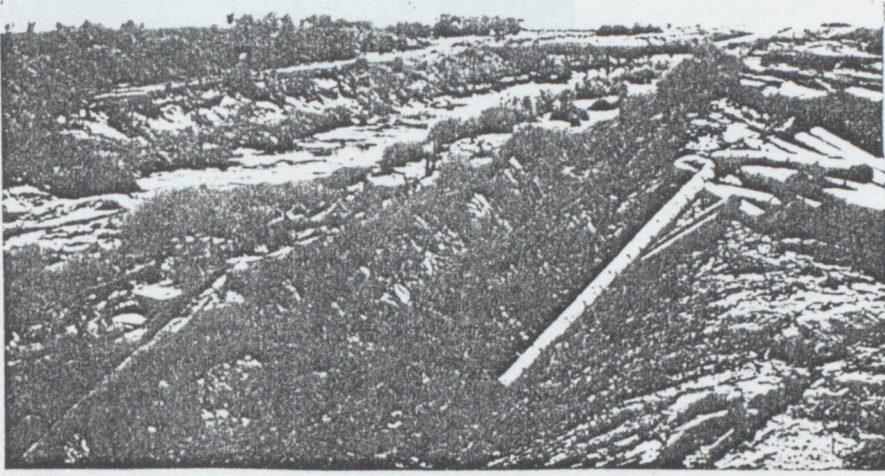


Şekil I.66 Sheffield barajı kesiti



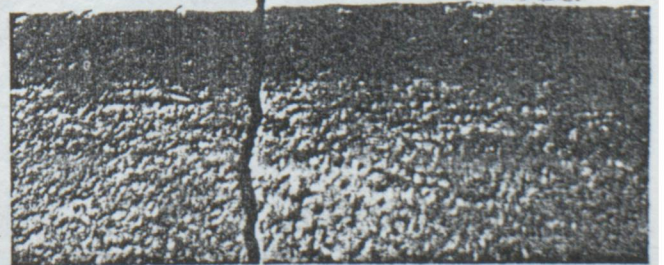
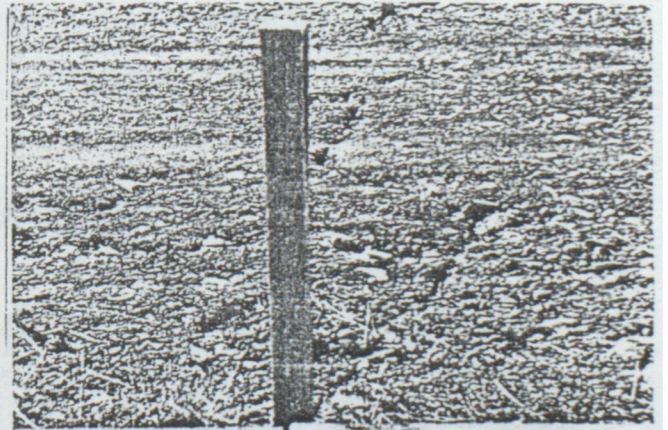
Şekil I.67 Santa Barbara depreminde  
Sheffield barajındaki bozulmalar (1980)

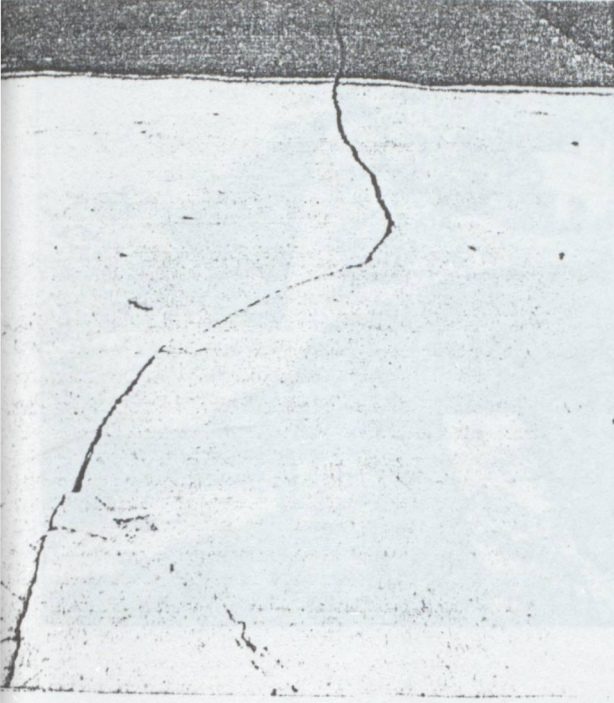
Şekil I.68 Amerikan kanallarında bozulma Elsentro depremi (1940)



Şekil I.69 Solfatora Kanalında bozulmalar Elsentro depremi (1940)

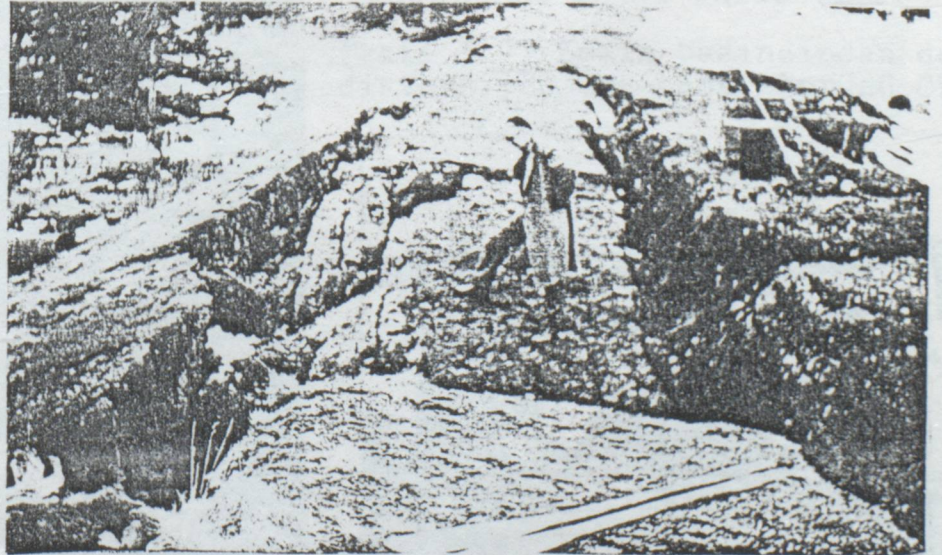
Şekil I.70 Enine çatlak rezervuar duvarlarında Anchorage (1964)



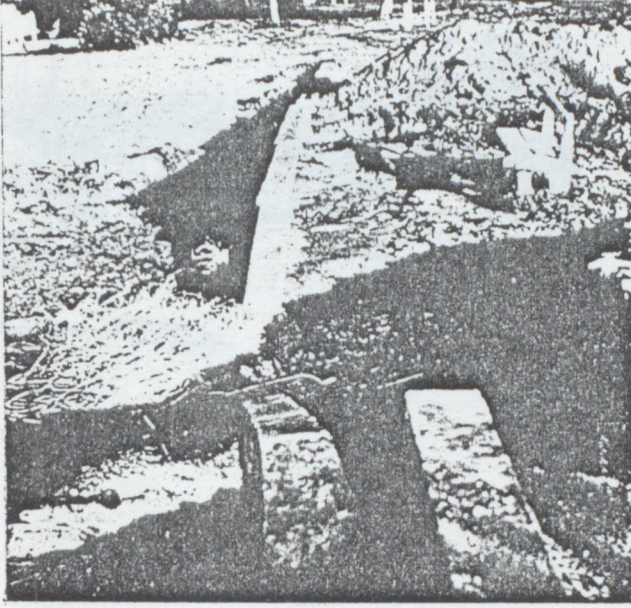


Şekil I.71 Betondaki çatlakların suyun içine doğru  
(rezervarda) ilerlemesi Anchorage (1964)

Şekil I.72 Küçük bir toprak baraj da bozulmalar.  
Anchorage (1964)



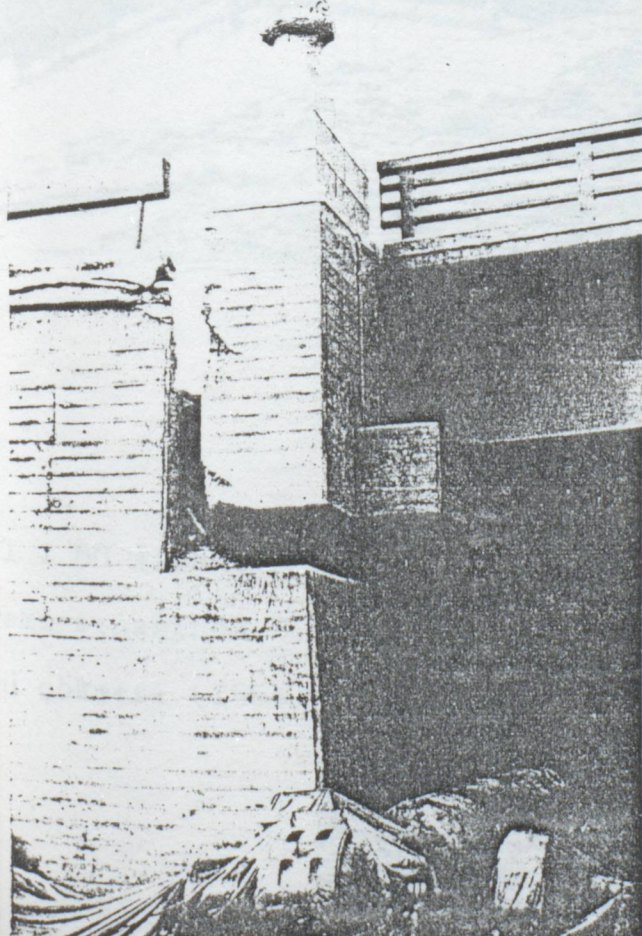
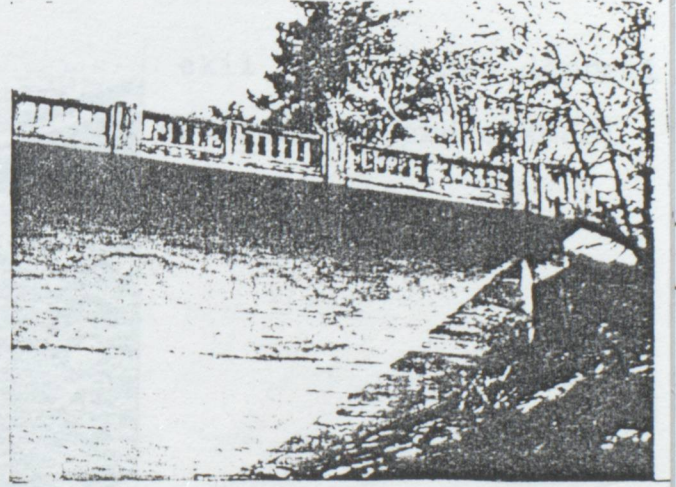
Şekil I.73 Çevre duvarında yer değistirme Chile (1960)



Şekil I.74 Kanat duvarları ve dolguda çatlak Niigate (1964)



Şekil I.75 Karayolu köprüsü kanat duvarlarında yerdeğistirme Niigate (1964)

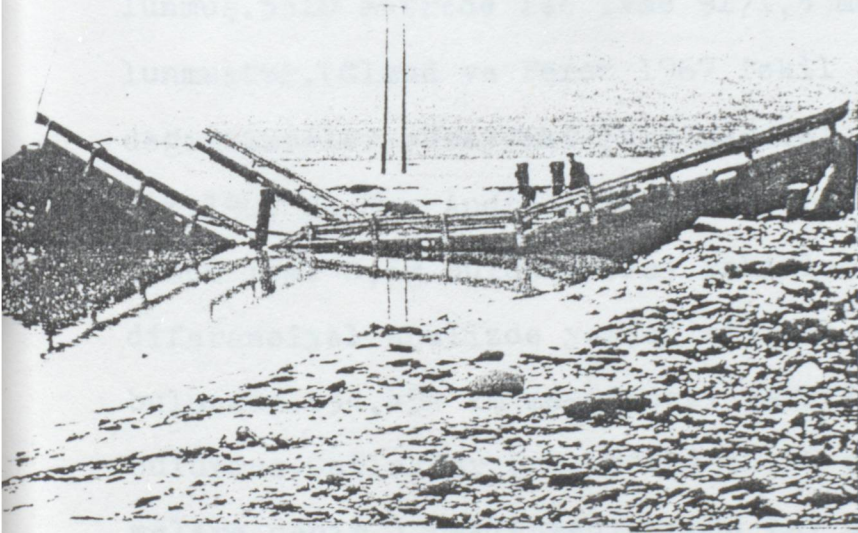
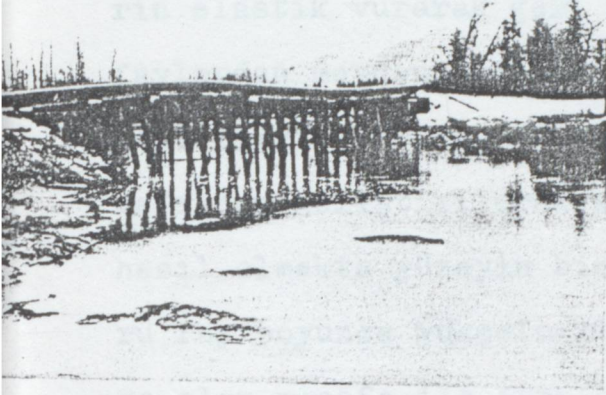


Şekil I.76 Valdivia'da Isa-Teja Köprüsünde kayma Chile (1960)

Şekil I.77 Zemin basıncından dolayı distorsiyon Isa-teja köprüsü Chile

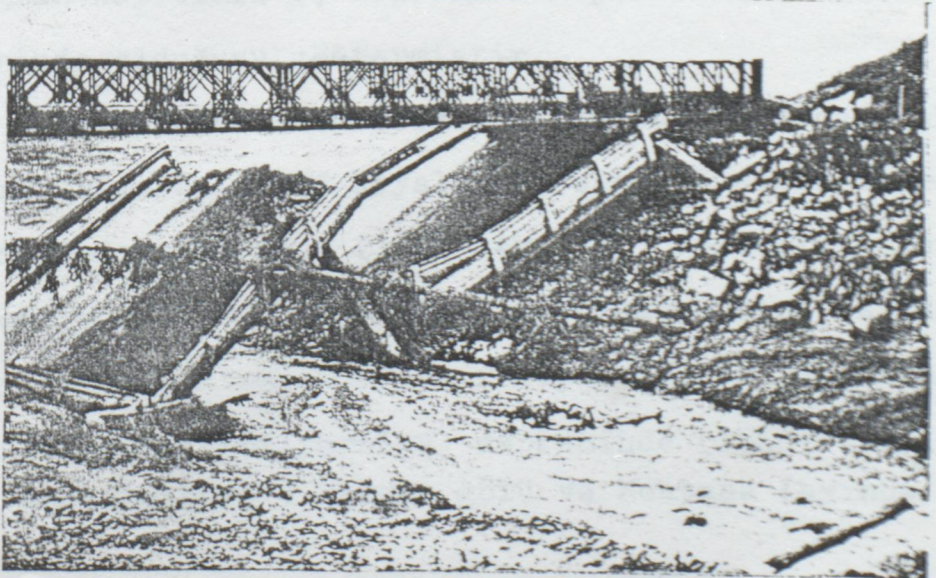


Şekil I.78 Köprü kârisinin yaklaşım dolgusunun hareketinden dolayı kırılması Alaska (1964)



Şekil I.79 Alaska depremi esnasında köprü çökmesi (1964)

Şekil I.80 Alaska depremi esnasında köprü çökmesi (1964)



## I.16 FAYLAR VE DEPREMLER

Birçok Amerikan jeolojistleri ve sismologları, derin depremlerin elastik vurarak geri gelen (rebound) teorisiyle oluşan faylardan meydana geldiğini tecrübelerle doğruluğunu ispatlamışlardır. Sarsma şiddetinin büyüklüğü Louderback (1942) tarafından geliştirilerek, sarsma hareketinden şiddetli dalgalar hasıl olmakta yüzeyin birkaç mil altından enerji yüzeye doğru fay boyunca yükselmektedir. (Housner) Bu düşünceye göre faya olan mesafe ile ivmeler değişmektedir. Akseloremetre kayıtları bir deprem için (Parkfield) bu düşünceye dayanmaktadır. Kayıtlarda faylanma 82,30 metre mesafede ivmesi ise 0,5 g bulunmuş. 5310 metrede ise ivme 9171,3 metrede ise ivme 0,28g bulunmuştur. (Claud ve Perez 1967 Şekil I.81 Housner'e göre yerdeğiştirmeler yüzeydeki faya paralel olarak meydana gelmektedir. 1906 da San Andreas fayında yapılan teorik analizde maksimum ivme 0,5g bulunmuş. Fay yakınlarında sonradan yapılan diferansiyel analizde yerdeğiştirmeler takriben 609,6 cm. bulunmuş. 434,454 km mesafedeki Parkfield depreminde ivme 0,5g bulunmuş. Çatlaklar (yüzeydeki 30,48 cm. den küçük yerdeğiştirmelere denir.) beklenmedik anda fay düzlemine paralel olmaktadır. Sismograf kayıtları üç depremden hepsinin San Andreas fayının üzerinde olduğunu göstermiştir.

I.17 SİSMİK OLMİYAN FAYLAR: Louderback (1942 say.328) bazı aktif fayların derin olmiyan zayıf kayaları kesmesi önemsiz depremlere neden olmaktadır. Paterson (1958 say. 473) mermerler üzerine labratuvar çalışmalarında fay kripinin açıklanmasına yardımcı olmuştur. Fay yerdeğiştirmesi bazen yüzeyde deprem yapmaktadır. Buna rağmen Imperial (Kaliforniya) depreminde (1966) manyitüd 3,6 Mercali eşeline göre ) Hebgen gölü ve Montana fayında kal-

sitli kayaların büyük oranda kesildiği görülmüştür. Tektonik krip şiddetli depremleri meydana getirmekte (Hayward fayı 1868) tarih boyunca faaliyet göstermiştir.

I.18 FAYLARLA YERDEĞİŞTİRMELER ARASINDAKİ İLİŞKİ VE MESAFE-DEPREM MANYİTÜDÜ İLİŞKİSİ: Şekil I.82 ve Şekil I.82 maksimum yerdeğiştirme ile ana fay arasındaki bağıntıyı göstermektedir. Manyitüdün depreme etkisi büyüktür. Yerdeğiştirme arttıkça deprem manyitüdü artmaktadır. Aşağıdaki eşitlikler yazılabilir.

LogD:0,57M-3,39

Burada D: Maksimum yerdeğiştirmeyi (ft), M manyitüd Richter ölçeğinde göstermektedir. Buradaki A çizgisi kayarak vuran fay için doğrudur. Bu durum grafikte görülmektedir. Aynı zamanda bütün faylar için doğrudur. Bu grafikte bütün fayların bir kombinasyonu yapılabilir. Şekil I.84 B de en büyük yerdeğiştirmeleri bulmak için bu hatlara paralel çizilir. Bu durumda yukardaki eşitlik aşağıdaki şekli alır.

LogD:0,57 M-2,67

Şekil I.85 için eşitlik ise

LogD:0,57M-4,11

C hattı en küçük yerdeğiştirmeler içindir. 21 numaralı nokta (maniks Kaliforniya 1947) Amerika Birleşik Devletlerinde Şekil I.85 ve Şekil I.86 deprem manyitüdü için kullanılır. Bu formüller biraz toleranslıdır. Belirli bir riski göze alarak Şekil I.87 da deprem manyitüdü ile yüzey çatlağının ana faydan mesafesi arasındaki bağıntıyı izah etmektedir. Bu grafiğe dikkat edilirse noktalar çok dağılmış fakat grafik sınır noktaları arasında çizilmiştir. Bu grafik üzerinde maksimum manyitüde tekabül eden yerdeğiştirmeleri bulmak mümkündür.

Bu eğri maksimum manyitüd için yerdeğiştirme hakkında esaslı bir fikir verebilir. Ana noktalar hernekadar çizgi üzerinde olmasa bile güvenilir netice elde edilir. Küçük depremlerde çatlak durumları fazla değişmemektedir. En küçük kareler metodu ile en uygun eğim ve esitlik aşağıdaki gibi bulunur.  
Log D:0,861 Log L-0,46

D: Maksimum yerdeğiştirme (feet), L: Yüzey çatlağının uzunluğu (mil). Bu değerler bilinince grafik çizilebilir. Fayın maksimum yerdeğiştirmesi eğer çatlak mesafesi biliniyor ise bulunabilir. Ara değerlerde aynı şekilde bulunur.

Numerik çalışmalar depremler manyitüd arasındaki değişmeyi, bağıntıyı fayın yerdeğiştirmesi ile ilgili olduğunu ortaya koymuştur. Tocher bu bağıntıyı en son Kaliforniya ve Nevada faylarında kullanmıştır, bunu takiben Iida (1959, 1965) te Japonya da yüzey faylarında Slemmons'ın 1966 Basin-and-Range sehri faylarında kullanmıştır. Slemmons'un formülü  $M: 3,68 + 0,41 \cdot \log L \cdot D$  dir. Bu formülde L: Yüzey fayının uzunluğu (cm), D: Yüzey fayının yerdeğiştirmesi (cm). Tocher, Iida ve Slemmons'un formülleri aynı formdadır. King ve Knopoff aşağıdaki formülü bulmuşlardır.

$M: 1,40 + \log LD^2 / 1,9$  Burada L, D nin boyutları santimetre olacaktır. King ve Knopoff esitliği, yerdeğiştirme ile manyitüd arasındaki bağıntıyı en iyi şekilde ifade eder. Bütün formüller arasında kullanım bakımından çok basit farklar vardır.

nolu formül konsolide olmamış zeminlerde iyi netice verir. Yeterli olmayan veriler ve fay kripti fayın bir bileşeni olduğu hallerde yüzeyde çok derinde ve maksimum ortalama yerdeğiştirme arasında meydana gelen tesirlerde, fay çok derinde ise son formül kullanılır. Formüller ve eğriler bulunmadığı durumlarda çok dikkatli hareket etmelidir.

I.19 FAYLARIN İSTİKBALİ: Fayların istikbalinin bilinmesi demek geçmiş fayların yerinin iyi bilinmesi demektir. Jeolojik deneyler göstermiştir ki daha çok faylar hareketlerini tekrarlarlar. Bazılarının milyonlarca seneden beri aktif olduğu bilinmektedir. San Andreas fayı gibi, fay üzerinde kesilme bölgesi 1609m. veya daha geniş olabilir. Çünkü hareket zamana göre daima tekrarlanmaktadır. Faylarda veya fay zonlarında ve kırılmış kısımlarda, meydana gelen gerilmelerden dolayı kayalardan sesler gelir. Tarihi eski çatlaklarda bu neticeye dayanmaktadır. Birçok faylar yüzey çatlaklarından tesbit edilmişlerdir. Birçok faylar hemen hemen birbirinin benzeridir. Buna rağmen incelenmesi çok pahalı olanları pek çoktur. Bazı fayların aktif olmadığı düşünölmüştür. The White Wolf fayı harita üzerinde "ölü" diye adlandırılmıştır. (yerdeğistirmeleri bakımından) Fakat aynı fay 1930 da aktif fay olacaktır. (Hoots) Hebgen ve Montano faylarında pliosen devrine ait hareketler olmuştur. Fayların bir kısmı boyunca aynı merkezli gecikmiş hareketler, jeolojik ve tarihi delilere dayanarak dar bir bölgede olduğu düşünölmür. Mesela bir çoğunda (hepsinde değil) San Andreas'ın bir bölümünde buna benzer hareketler olmaktadır. (Wallis 1968 Şekil I.88 ). 1906 daki kırılmalar bir Echelon zonu meydana getirmiştir. Bu zon daha sonraları (Lawson ve diğerleri tarafından 1908 de, Taber 1906 ) bulundu. 1966 Parkfield Kaliforniya fayında iki adet merdiven varı fay zonu meydana geldi. 1966 çatlakları 762 cm. kadardır. Benzer şekilde çatlaklar Imperial fayında vuku buldu. (Brune ve Allen) Kayıcı faylar genellikle çoktur. İki normal fay üzerinde kurbaların tekrarı yer altından gelen sesler meydana getirir.

Bu sesler eski ve yeni faylar arasından gelmektedir. Jeolojik deliller göstermiştir ki, bazı faylar hareketsiz (uykuda) iken bir müddet sonra aktif hale gelmiştir. Örnek olarak güney batıda Hurricane fayı (Utah'da) Bir aktif fay denilince evvelce faal olan fakat sonradan tekrar faaliyete geçmesine denir. Yakın geçmişte birçok jeolojistlerin çalışmalarında fayların onbin yıllık geçmişleri olduğu sanılan faylar incelenmiştir. Aktif fayların aktivitesinin hesabında jeoloji, jeofizik, geodeziye düşen paylar ayrı ayrıdır. Mühendislikte aşağıdaki kriterler kullanılır.

- a-Bir deprem vukuunda fayın hangi fay olduğunun bilinmesi,
- b-Bir veya birçok olay yüzey çatlakları (tektonik kripide ihtiva eden) evvelce meydana gelen kıvrımların incelenmesi,
- c-Aletsel ölçülere dayanan deliller, elastik ve elastik olmıyan genleşmeler,
- d-Başka faylardan meydana gelen yıkılmalar (veya ters kıvrımlar) bu durumlarda aktiftir,

I.20 GELECEĞİN FAYLARI:Günümüzde, gelecekteki fayların tahmini (normal, geri dönen vs.) uzunluk ve yerdeğiştirme bakımından Prehistorik faylarda, bazen yerden itibaren yerdeğiştirmeler olur. Fay bel vermeleri derelere doğru olur. Genel hesap şekli , eski yerdeğiştirmelerin ve temel formasyonlarının yaşına bakarak hesaplanır. Bu jeolojik malumatla yeryüzü ve altı için birçok harita ve eğriler çizilebilir. Şekil I.89 . Deprem ile yerdeğiştirmeler buradan hesaplanabilir. Bu tarihi yerdeğiştirmeler ve boyları ile ilerde meydana gelebilecek deplasmanlar hesaplanır. Aynı zamanda zeminin durumundan meydana gelebilecek başka faylar tahmin edilir.

I.21 İSTİKBALDEKİ FAY İHTİMALİ: Aktiv fayı tanımak son derece zordur. Yüzey fayları daha çok küçük depremlerde hasıl olmaktadır. Batı Amerika'da yüzey fayları üzerinde yapılan binalar için jeologlar ve sismologlar tarafından hiçbir araştırma yapılmamıştır. Bilhassa tektonik krip yüzünden hasıl olan depremlerde (odak uzaklığı derin olmıyan ve muhtelif magnitüdü depremler) Fayların istikbaldeki durumlarını bilmek için daima deprem kayıtları yapılmalıdır. Bu kayıtlar geçmiş depremlerin durumları ile mukayese edilmeli ve diğer varyasyonlara göre karar verilmelidir.

Genleşme hesabında, Reid yüz yıl geriye giderek Kaliforniya'daki San Andreas da Wallas kayma hesabını kullanarak regresyon faydaki deprem frekansı ile deprem arasındaki ilişkiyi istatistik metotla hesaplamıştır. Magnitüd hesabı için 1965 yılında da 29 yıllık istatistik çalışmalar yapmıştır. (1934 ila 1963) Fakat tam pratik bir metot geliştirememiştir.

I.22 YERYÜZÜ FAYLARI VE TESİRLERİ: Faylar ve faylanma halleri mühendisler için çok önemlidir. Faylar, kesme sıkışma, genleşme ve dönmeler, eğilme ve kırılma ile yapıların çatlamalarına ve yıkılmalarına, sürüklenmelerine, hasar görmelerine sebep olurlar. Deprem faylar boyunca olmaktadır. Faylaşma: Temel malzemesinin fiziksel özelliklerinin ve kuvvetinin azalması ve kayada farklı fiziksel olaylardan meydana gelmektedir. Bros Belt ve G.w. Hosner fayları tetkik etmişlerdir. Fay çatlaması: (kırılması) zemindeki deformasyonların oluşmasına yardım eder. Arazinin kayarak sıkışmasından binalar, köprüler, tüneller, kanallar ve boru hatları hasar görür. Hasarların bu şekilde izahi 1908 de Lawson, Ambrasey 1960, Duke 1960 ve Kaliforniya su işleri müdürlüğü ta-

rafından rapor edilmiştir.(1967) Fayların hepsi mühendislik için önemli değildir.Bazılarının yer değiştirmesi bir kaç inç kadardır.Fakat boyları birkaç yüz feet boyundadır.Bunların kayaların fiziksel özellikleri üzerindeki tesiri çok küçüktür. Daha çok faal olan faylarda yeraltından sesler gelir.Birçok faylar deprem yapmaktadır.Birçok faylar gene eski olduğundan hareket kabiliyetini kaybetmiştir.Çünkü bu fayların hasarları milyonlarca sene evvel olmuştur.

I.23 FAYLARIN TEKNİK TEFSİRİ:Fayların daha iyi anlaşılması için aşağıdaki jeolojik tariflerin Amerikan Jeoloji Enstitüsü tarafından hazırlanan sözlükteki karşılıkları aşağıdaki gibidir.

Dalma:(dalma açısı)Tabakaların,yapılar ile yatay düzlemde yaptığı açıya denir.

Dalma Kayması:Kaymanın fayın tabanına doğru paralel kayması,

Fay:Fay öyle bir çatlak bölgesidirki,çatlağın bir kenarı diğerine nazaran rölative bir yerdeğiştirme yapar.Bu yerdeğiştirmeler ard arda birkaç inç genişliğinde ,birkaç mil boyunda devam eder.

Fay Sızıntısı:Fayın tektonik bir kırılma yapmış olduğu hareket eden faya denir.

Fay Yerdeğiştirmesi:Fayın iki kenarının birbirine göre rölative hareketine denir.Birçok yönde ölçülür.

Fay Sapması:(Bel vermesi) Küçük bir tektonik depresyonun bir bölgeyi sarsmasına fay sapması denir.Fay sapması genellikle birkaç yüz feet genişliğindeki paralel fay kenarlarını birbirine kapar.İçi genellikle su ile doludur.

Fay Dikliği:Fay meylinin bir yamaç veya yar meyli gibisine denir.

**Çatlak:**Devam etmeyen kaya,kaya tabakalarını da ihtiva eder. Bu kayaların birleştiği yerler,kırılma yerlerindeki aldığı şekle denir.

**Graben:**Graben dar ve uzun bir bloktur.Bu blok komşu bloka nazaran rölativ olarak aşağı düşmekte olan kısma denir.Bu olay bütün fay boyunca hem graben hemde grabenler olarak meydana gelebilir.

**Arazi Kayması:**Aşağı yukarı hareketler ve dışa doğru hareketler malzemenin meylinin değiştirmekte bundan dolayı yerçekimi kuvveti ile zemin kaymaktadır.

**Sol Meyil:**Hareket eden fay blokunun (grabenin) sola doğru kaymasına denir.

**Normal Fay:**Bu,fay blokunun yüzeyinin aşağı doğru meylidir.Hareketler gene aşağı doğru birbirine nazaran rölativdir.

**Eğik Meyil:**Bu meyil,kayan fay tabakasının normal veya geri dönen meylidir.

**Ters Fay:**Bu,fay blokunun içinde ana fay yüzeyine doğru meyilli ve yukarı doğru aşağıdaki fay yüzeyine nazaran rölativ hareket etmektedir.

**Sol Normal Meyil:**Fayı meydana getiren grabenin sola doğru meyilli olmasına denir.

**Sağ Meyil:**Fay grabenin sağa kaymasının meyline denir.

**Meyil:**Fayın bir kenarındaki noktaların karşı kenara nazaran rölativ yerdeğiştirmesinin fay eksenini ile yaptığı açının kotanjantına denir.

**Vurarak kayan fay:**Oyle bir faydır ki ana fayın içinde kaymakta ve onun doğrultusundadır.Bu faya aynı zamanda bükülme fayı da denir.Bazen karşılayan fay da denir.

Tektonik:Kayaların iç kuvvetlerin tesiri ile şekillenmesine denir.

I.24 FAYLARIN YÜZEYDEKİ BELİRTİLERİ:Fayların ani çatlama ve yerdeğiştirmelerle,krip ,eğilme kayma ve yer seviyesinde büyük yerdeğiştirmeler husule getirirler.Bu saydıklarımızdan birincisi mühendislik yapıları için çok önemlidir.Diğerleri de o nisbette önemlidir.Ani çatlama ve yerdeğiştirmeler normal, ters,vurarak kayma veya eğik kaymada vuku bulur.Yüzey çatlaklarının durumu "after shock" tan sonra araştırıcılar tarafından tesbit edilmişlerdir. Ayrılma ve ve kayma teorisine göre "after shock" lardan sonra ölçülen uzunluklar daha az olmaktadır.En uzun yüzey çatlağı (bir kısmı denizin altında) 1906 da San Andreas fayında tesbit edilmiştir.434,430km uzunluğunda Alaska depreminde 1964 de yüzey faylarının uzunluğu takriben 579,240 km (Savage ve Hastic )

I.25 FAY YERDEĞİŞTİRMELERİ:L966 da Kaliforniya depreminde en büyük fay yerdeğiştirmesi ölçülmüş 1,52 cm kayma (Brune ve Allen tarafından 1967) 1897 de Assam depreminde 10,67 metre (Oldham) da Yakutat körfezi depreminde oldukça büyük bgr yerdeğiştirme 12,81 metre Bonila tarafından 1967 de kaydedilmiştir.En büyük kayma 1957 de Gobi-Altai depreminde Florensov ve Soleronko tarafından tesbit edilmiştir.1857 de kanalların kayması Wallace tarafından 9,14 cm bulunmuştur.

Fayların düşey yerdeğiştirmeleri tablolar halinde verilmiştir. Fay dikliğinin,fay yüksekliğinin mühendislik açısından önemi büyüktür.Daha çok yazılan raporlarda fayın yüksekliğı ve dikliğı verilmektedir.Fayın bel verme yüksekliğı normal faylaşmada fayın düşey yerdeğiştirmesinden büyüktür.Grabenin şekli fay boyunca devam etmektedir.(Gilber 1890) Normal bir faydaki

graben durumu ve bunun oturması şekil I.84 deki enkesitte görülmektedir. Fay yerdeğiştirmesinin düşey bileşeni şekildeki A,B arasındaki mesafeye eşittir. Bu uzunluk fay belvermesinden daha kısadır. (AC) Şekil I.86 da bir yapı bu şekildeki hareket yüzünden ana fay ile graben arasında bir köprü gibi olmuştur. Grabenin CD genişliği 304 cm den daha fazladır. Whitekind de bu uzunluğu 91,44 metre kadar olduğu ölçülmüştür. Yani bu genişlik büyük olursa yapılar bunun içine sığabilir. Bazen graben formasyonu biçimi arazi kayması ve erezyon yüzünden bel verme yüksekliği azalır.

I.26 FAY HARİTALARI: Fayların arazideki durumları haritalarla tesbit edilir. Fay çatlakları tek dar ve uzun çatlaklar olarak oluşur. Fakat büyük bir kısmı komşu çatlaklarla birleşerek kompleks bir hal alırlar. Aşağıdaki açıklama 1908 de Lawson tarafından yapılmıştır. Fay yüzeyinin genişliği (çatlak bölgesinin) 15,24 metre kadar veya daha fazladır. Bazen ana faya paralel olarak ve ona bir meyille birleşen çatlaklar oluşmaktadır. (yedek) bunların uzunluğu birkaç yüz metre kadardır. Çok uzaklara kadar bu çatlaklar zemini ikiye bölmekte bazen yer altında ana faya paralel olanına da rastlanır. Bu yardımcı çatlaklar ilerde fay teraslarını meydana getirir. Bunları arazide tanımak zordur birçoğunun üzerleri otlarla kaplıdır.

Zeminlerin çatlakları üç ana kategoride incelenir. Sabit faylar yer altından, ikinci (tali) fay kollarına bölünür. Ana fay üçüncü gruba girer. Şekil I.87 bazı yüzey fayları Nevada depreminde Fair Wiev Peak fayları görülmektedir. Ana fay bu faya bağlı yardımcı faylar harita ölçeği 1/250.000 olan değişken bir band olarak görülmektedir.

Birinci bölgede fayların bu sınıflandırılmasında ve en büyük yerdeğiştirmelerinde, ana fayın uzunluğu boyunca devam ettiği düşünülür. Ana fayların bazılarında (Paton körfezi ,Alaska 1964) şekilde ikinci bölgede fay dallanması vardır. Ana fay ile dal fay arasındaki anlamak oldukça zordur. İkinci derecedeki faylar üçüncü bölgede meydana gelir. Bu fayların ana fay ile bağlantısı yoktur. Buna rağmen faylanmada bölge kavramının faydası, tarihi faylara tatbik edilemez. Cedar Mountain'da Nveada vs. Burada yüzey çatlakları geniş belvermeler devam etmektedir. Başka bir örnek gene faylanmadan 1899 da muhtelif faylanmalar Yakutat körfezi ve Alaska'da olmuş ama ana fayın benzeri değildir.

I.27 YARDIMCI FAYLAR: Şekil I.88 de ana faydan olan mesafe görülmektedir. Şekil I.89 daki verilere göre Şekil I.90 çizilmiş faylardaki yerdeğiştirmelerin yüzdesi olarak faya göre hesaplanmıştır. Çizilen eğride üç veri noktası grafik üzerinde işaretlenmiştir. Bu %20 deplasmana kadar eğri ondan sonra lineer olmaktadır. Bu bilgiler Oven ve Kaliforniya depremlerinde yapılan ölçmelerle doğrulanmıştır.

I.28 FAY ÇATLAKLARININ KAYA VE ZEMİN ABSORBSİYONU: Fay çatlakları genişledikçe absorbsiyon yapabilir. Çatlak yakınındaki konsolide olmamış kalın tortu tabakalarını bu çatlakların içine girer. White Wolf'un bir kısmı Kaliforniya'da demiryolu tünelinin batması ile dolmuş fakat zemin eski halinihala muhafaza etmektedir. Bu bakımdan tünellerde yatay ve düşey yerdeğiştirmeler tahmin edilmelidir. 1930 da Japonya'da Idu depreminde benzer bir durum hasıl olmuş kayıcı fay yerdeğiştirmesi yaklaşık 2,44 metre ve tünelde batma 91,44 cm zemine batmış.

(Suyehiro ve Richter 1932) Volkanik kayalara oyulmuş tünel 39,63 cm aşağı kaymıştır.

1915 Pleasant Valley, Nevada, Montana da aynı durumlar olmuştur. En iyi misallerden biri de Potomac körfezi fayında (Alaska) bu fayda mevzii absorpsiyon Şekil I.91 de görülüyor. Burada geri dönen fayın bel vermesi 2,59 metre yükseklikte Şekil I.91 A da çakıllar ana kayayı kaplamış bu kısım sahile düşerek bir plaj meydana getirmiştir. A ile B arasındaki kayalar dalarak kayan fay tarafından absorbe edilmiştir. Bu kısmın uzunluğu 2133,36 metre kadardır. Fayın bel vermesinin gerisinde ve denize paralel olarak arazi kayması meydana gelmiştir. (Plafker 1967) Fakat deprem esnasında denizin bir kısmı sığlaşmıştır. Açık olarak bu faylanmadaki absorpsiyon çok büyük kayalardaki faylanmadan meydana gelmektedir.

1872 de Owen Valley'de (Kaliforniya) konsolide olmamış bir göl meydana gelmiş. Bu gölün bu malzemedeki ötürü çok sığ olduğu görülmüştür. (1909 Lee) Bu na benzer İmperyal vadisinde Kaliforniya'da meydana gelen fayda 4,57 metre yüksekliğindeki malzeme araziye yayılmıştır. Eski bir kuyunun logunda (Holwille) Elsentre 213,36 metre boyunda kum ve zemin yığını 30,48 metre derinlik kum yığınları oluşmuştur. (Duke ve Leeds) 1872 de buna benzer bir olay Kaliforniya'da meydana geldi 4,57 metre yükseklikteki zemin yığını araziye yayılmıştır. Tortu malzemesinin hakkında loglar esaslı bilgi verir.

I.29 FAYLANMA BÖLGESİNİN GENİŞLİĞİ: Şekil ve resimlerde görüleceği gibi üç bölgede fayların genişliği farklıdır. (Ana, Tali, Dal fay) Şekil I.81 de görülüyor. Her tip fay için mesafeler ölçülmüştür. a-Ana fay bölgesi b-Dallanma bölgesi c-Tali fay

bölgesi olarak I,II,III diye numaralanmıştır.Maksimum genişlik I. bölgede 965,4 metre den az ,kayıcı faylarda 804,5 ila 965,4 metre arasında bulunmuştur.II.Bölgede kayıcı faylar 2575m kadar III.bölgede ise 2413,5 metre genişliğindedir.Tali faylar Hayvanlıd tarafından 2896,2 metre kadar rapor edilmiştir.(kaliforniya) Kayıcı faylar 1868 de (Lawson ve diğerleri ) tarafından incelendi fakat bunların manyitüdüleri bilinmemektedir.

I.30GENLEŞME VE BASINÇ:Kesme deformasyonları yerine,ekseriya genleşme ve basınç ortalama olarak ~~g~~afaya düşey olarak etki eder.Şekil I.92 de bir genleşme örneği ve buradaki çatlaklar (fissürler) görülmektedir.Bunun yüksekliği 4,57 metredir.Paton körfezinde.Alaska'da fay belvermesi burada çok sayıdaki çatlakların çeşidi ve şekli (potan körfezi ve Haning körfezi) çatlaklar yerli kayada meydana gelmiştir.Bunlar 12,19 cm genişlikte ve 609,60 metre uzunlukta fayın bel yerine ise 304,80m kadar uzaklıktadır.(Plafker) Çatlakların açılması ile çok geniş bir hacim meydana gelir.Normal faylarda bu hacim yüzeye çok yakın olmaktadır.Bir örnek olarak Nevada Pleasent vadisindeki fayda 2,74 metre genişlikte (Jones 1915) Umumiyetle ana fay kapanarak fay teraslarını meydana getirirler.Bazı çatlaklar aniden kapanır.1906 senesinde bir inek SanAndreas fayına düştüğünde burası ona mezar olmuştur.(tekrarçatlak kapandığında)Lawson 1906).

Fay belvermeleri basit kayıcı faylar boyunca oldukça genleşmeler blokların sınırında oturmalar meydana getirir.San Andreas fayı boyunca birçok derin fay bel vermeleri 805 metre ila 1609 metre fay terasından uzaklıktadır.(Lawson 1906)

Kaliforniya depreminde basıncın faya geçişi mevzii olmuştur.Me-

sala bir yolu düşey olarak kesen fayda yol ikiye bölünür. Bu yolda bulunan telefon hattı da basınçtan dolayı kesilmiştir. (Lawson 1908) Genleşme ve basınç yüzünden yapılardaki hasar ve vurarak kayan faylarda genleşme, kırılma ise normal faylarda olmaktadır. Bu durumda bir yapı fay meyline çapraz olarak rastlarsa fayla beraber yıkılır. (Lawson ve diğerleri) birçok misalde görüleceği gibi faylarda meydana gelen çapraz kaymalar ve ayrılmalardan dolayı , boru hatları gibi araziye kat eden yapılar bu durumdan çok etkilenmektedir.

I.31 EGİLME ÇÖZÜLME VE SEVIYE DEĞİŞMELERİ: Faylarda eğilme, çözülmeye ve seviye değişimleri ciddi tesirler meydana getirmekte , sahillerdeki su seviyelerinin değişmelerine sebep olur. Bu durum sahile 2589 km. karelik bir alana yayılmıştır. Şekil I.93 de Montana depremi esnasında 1959 da Hebgen gölü, sahillerindeki değişme ve eğilmeden ötürü göl tabanı leğen gibi olmuş. Buradaki bükülme ve eğilme Hebgen fayı üzerinde bel vermeden 8045 metrekareliklidir. Bükülmenin son bulması fayın belverme kısmına karşı değil , fakat yerdeğiştirmeler takriben 198,12 metre olarak bulunmuştur. (Myers ve Hamilton 1964)

1899 da Yakutat körfezi (Alaska depreminde) mevzii depresyonlar sahil boyunca vuku bulmuştur. Sahildeki su seviyesindeki rölativ değişme (yükselme) 14,33 metreden fazladır. Buradaki çözülmeler düşey olarak 10,98 metre yatay olarak ise 731,52 metre kadar bir mesafede bulunur. Hanning körfezinde de buna benzer bir durum müşahade edilmiştir. (Plafker 1967 )

Büyük depremlerde bölgesel tektonik hareketlerden dolayı seviye değişimleri (yukarı kalkma ve depresyon) büyük alanları et-

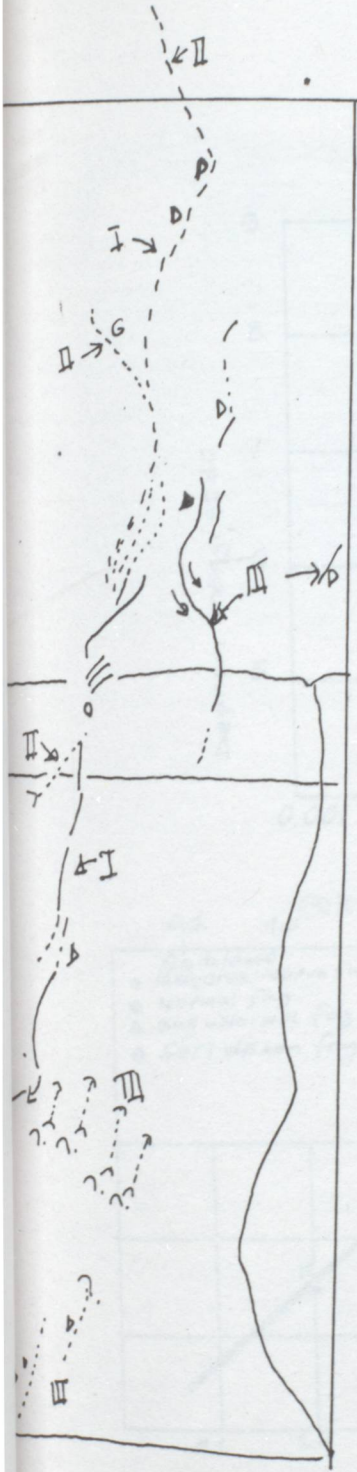
kilemekte 1899 da Yakutat körfezinde 285.000 km karelik bir alanda bu olay görülmüştür. Alaska depreminde arazi yukarı kalkmaları 11,58 metre, inmeler ise 2,14 metre kadar olmuştur. (Plafker 1967) Chilean depreminde daha az 2,5 metre olarak sabit kalmış (Saint Amond). Plafker'in 1968 deki basılmış çalışmalarında maksimum yukarı kalkmalar 5,7 metre ve sabit durumu 2,7 x metre arasında 194.183 km karelik bir alanı etkilemiştir.

1811-1812 yıllarında The Newmadrid ve Missouri'de yukarı kalkmalar ve inmelerden dolayı Reelfoot gölü ve Stfracis gölleri birleşmiş, Reelfoot gölü 12872 metre ile 160090 metre uzunluğunda ve 3218-4827 metre genişliğinde, 6,10 metre derinliğindedir. (Fuller 1912)

I.32 FAYKRİPI: Fay kripinin veya kaymasının açıklanması bazılarının teorik ve pratik neticeleri Şekil I.82 deniz I.96 kadar açıklanmıştır. Fayların kripsi tektonik hareketin limit halidir. Petrol çıkarmada, su sülfür, tuz ve diğer yeraltı cevherleri beraberce fayların genişmesi ve basınç tesiri ile faylardan dışarı çıkarlar. Bu durum misal olarak Cora Loma ve San Jacinoto fayları (Kaliforniya, Felt, Hamilton ve Fleming 1967) Holister şehrinin büyük bir kısmı (Kaliforniya) komşu Calaveras fayı (Rogers ve Nason 1967) Buena vista Hill boyunca (Allen 1965) Buena Vista rezervarında meydana gelmiştir. Bu genel manada fay kripsi çok önemlidir. Malesef fay kripinin tam olarak etkisi bilinmemektedir. San Andreas fayında tektonik krip vuku bulmuş (San Andreas Wineyard arasında) Tocher 1960) ve Parkfield Cholama alanından 144,810 km (Brown ve Wallace 1968) ve Sanjuan Bautista (Roger ve Nason 1967) Calaveras ve Hayvard faylarında Pleasenton faylarında (Gibson ve Wollenberg 1968) tarihle-

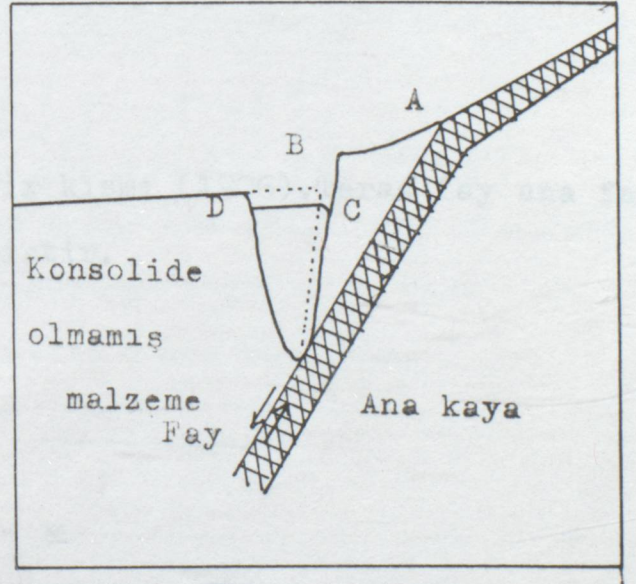
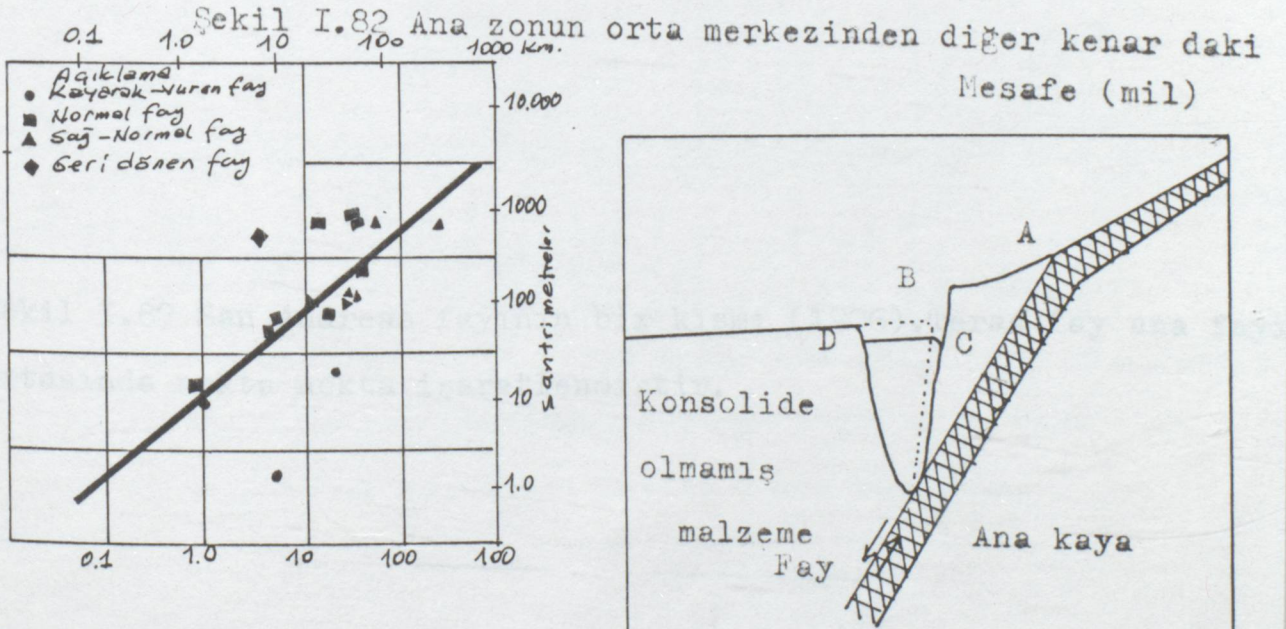
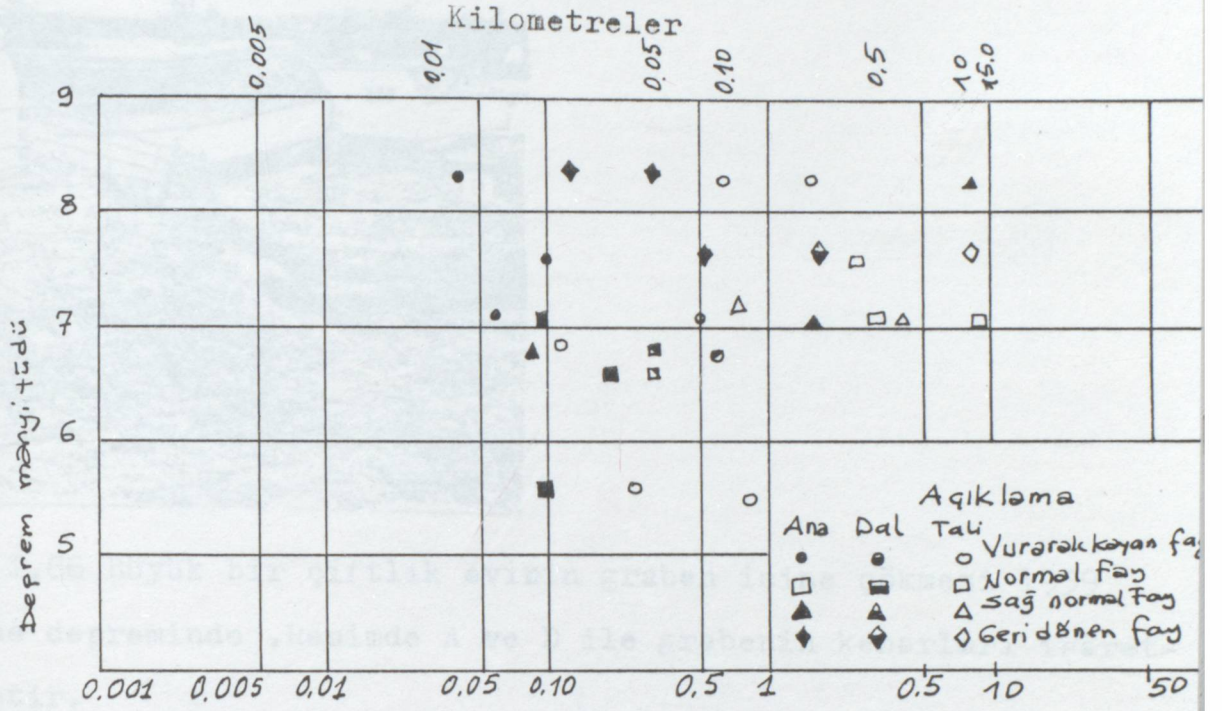
rinde fay kriplerinde rastlanmıştır.Montano depreminde tektonik krip durumu olmuş (1959) kısmen Madison fork Ranch'a 13,667 km uzaklıktaki Read Canyon fayı, muhtelif fay belvermeleri 30,48 cm kadar hareketler görülmüştür.Bir küçük bina bu fay belvermesi üzerinde inşa edilmiş deprem esnasında yavaş yavaş deforme olmuş(Myers ve Hamilton 1964) Buradaki şiddetli krip bir aktif fay halini almıştır.Bu bölgesel kripin yakın derelerde de tesirleri görülmüştür.Fay kripti teksas'ın muhtelif bölgelerinde de vuku buldu.Bu harekettten yollar, binolar, boru hatları vs. hasar gördü (Byran 1933) Bu hareketlerin bazılarında şüphesiz sıvılara yakınlık ikinci derece tesirler, tuz kubeleri (tepeleri) meydana geldi.Ama bazıları oldukça tektoniktir.(Weaver, Sheets 1962 ve 1957) Tektonik kripin hesabında belkide daha büyük kararlar vermeden aşağıdaki misalleri vermek faydalı olacaktır.Poseake kripti, Parkfield, Cholena depremlerinde Kaliforniya'da depremden sonra yapılan ölçmelerde (iki hafta sonra) 5,08 cm bulunmuştur.Daha sonra krip çabuk azalarak devamlılığını kaybetmiştir.(Walles ve Rotih ) Japonya'da Tana da olmuş çok çabuk azalmıştır.Fay kripti planda çok geniş bir sahaya yayılır.Bunlar bir çatlaklar gurubudur.Mühendislik yapıları bazen fayların yakınlarına yapılırlar.Buna rağmen yapı tipine göre hasar durumu değişmektedir.

Bu çalışmada fayların tarihi bir panoraması verildi.Çalışmada Amerika reaktör geliştirme müdürlüğünün verilerinden istifade edilmiştir.



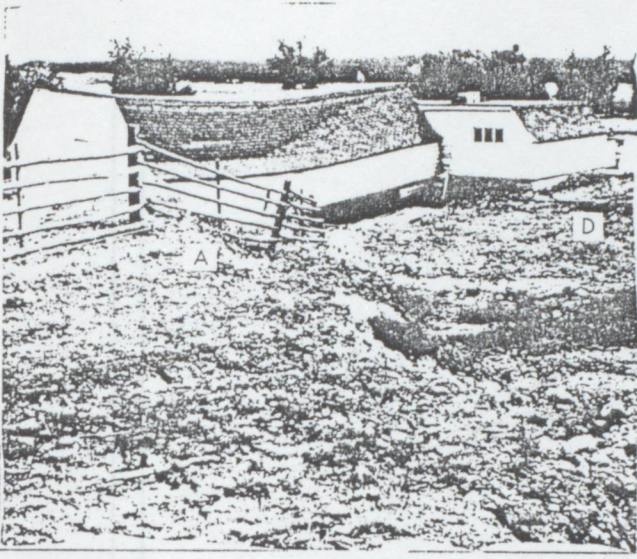
Şekil I.81 Nevada Fairview Peak haritasının bir kısmı 1954 faylanma ve ana fay zonu görülmektedir (I),(II) dal fay ve tali faylar (III) fayları henüz kırılmamış faylardır.(Soru işaretli) Ancak bunlar hava fotoğrafları ile tesbit edilmişlerdir.D ile işaretlenen faylar karşıdan karşıya geçen faylardır (Modified ve daha sonra Slemmons 1957)

4 6 8 10 mil  
2 4 6 8 10 Kilometre



Şekil I.83 Maksimum yüzey fayı yerdeğiştirmesi ile ana faya mesafe arasındaki bağıntı

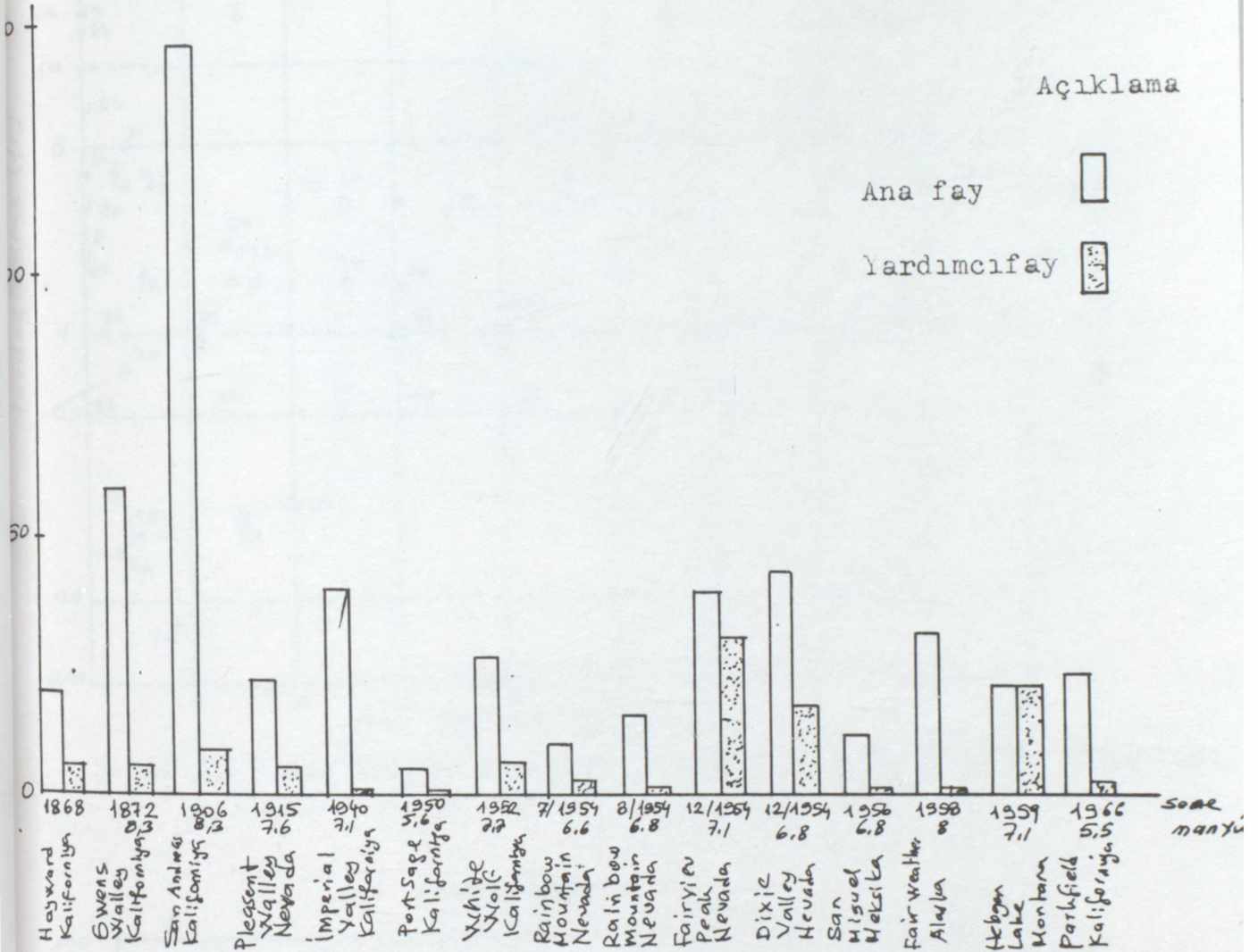
Şekil I.84 Graben ağırlığının etkisi, normal fay oluşmasına yardımcı olur. Şekilde rölatif hareket görülmektedir.



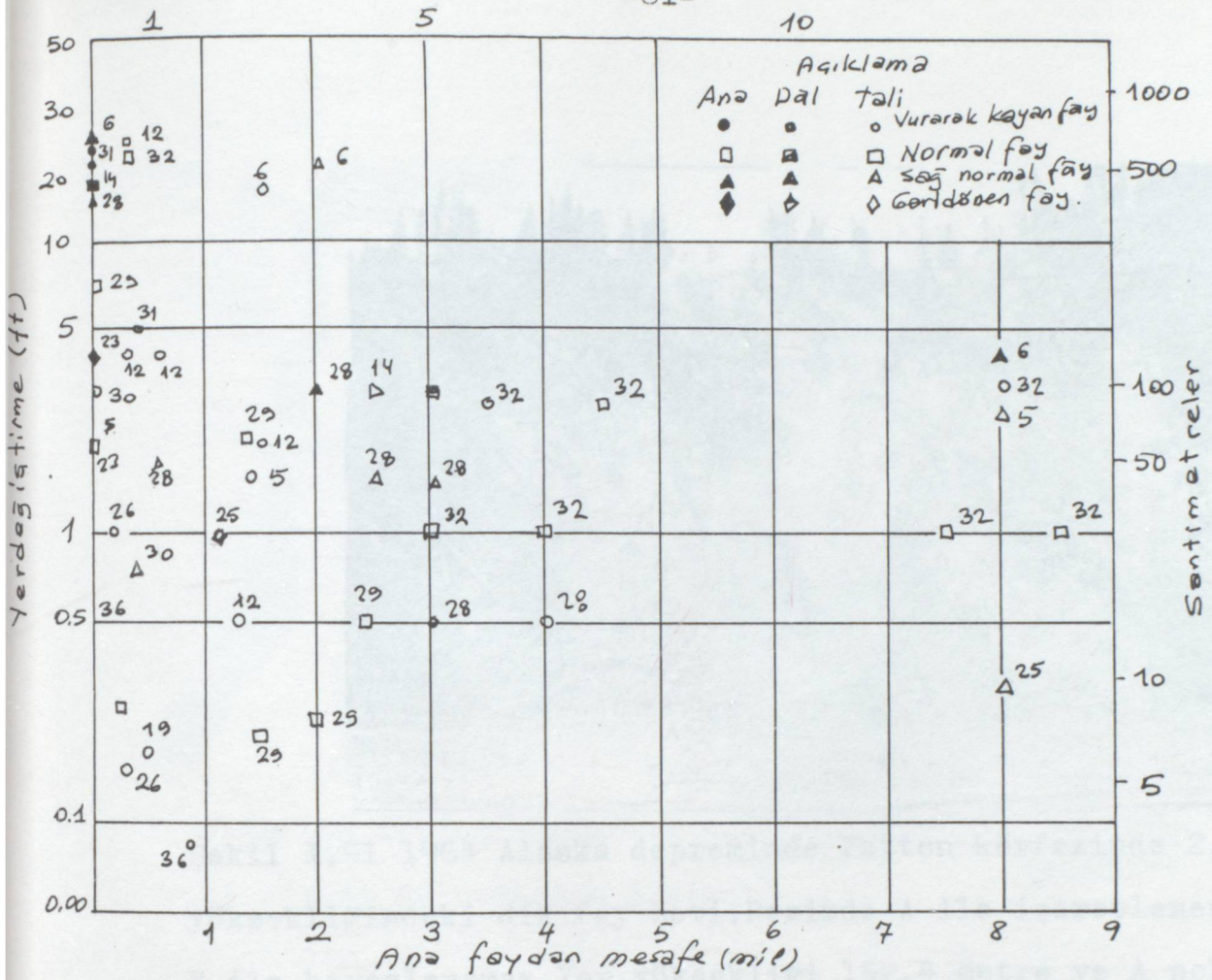
Şekil I.86 Büyük bir çiftlik evinin graben içine çökmesi 1959 Montana depreminde .Resimde A ve D ile grabenin kenarları işaretlenmiştir.

Şekil I.87 San Andreas fayınının bir kısmı (1906).Teras fay ana fayı ortasında nokta nokta işaretlenmiştir.

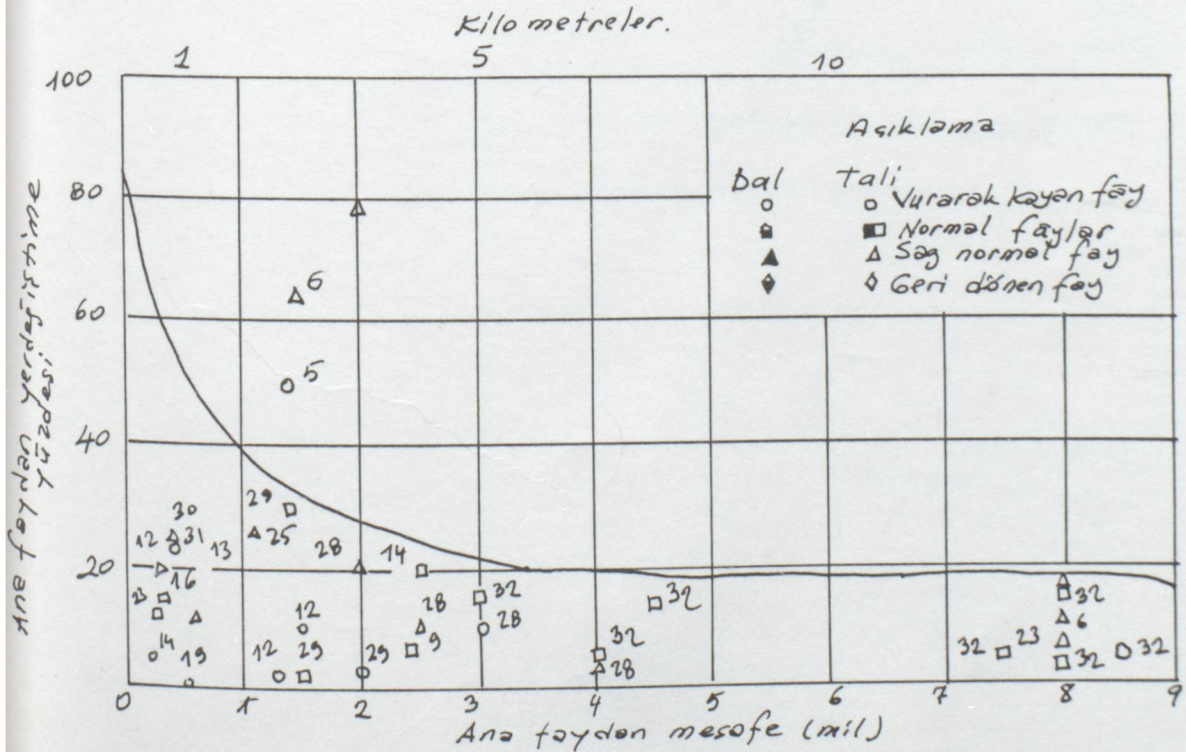




Şekil I.88 Kuzey Amerika'da 15 fayın çubuk grafiği, toplam ana faydan mesafe ve yardımcı 15 fay görülmektedir. San Andreas'ın boyu 1906 1956 daki ölçümde büyük bir kısmı buz ve karla kaplıydı.



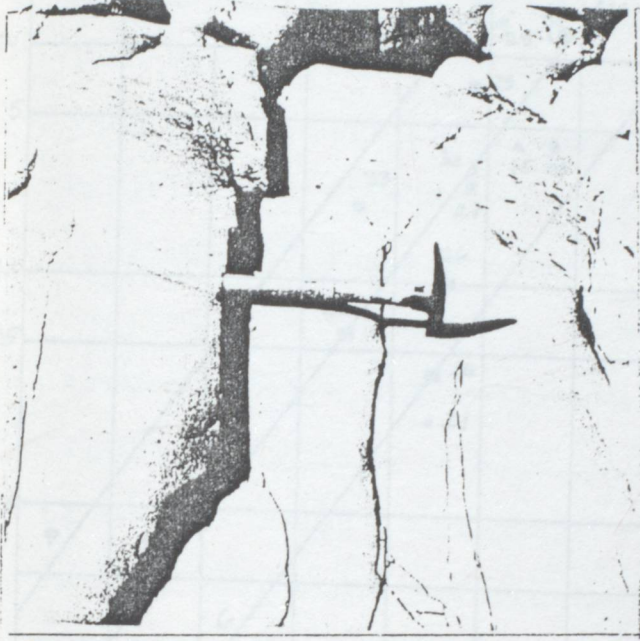
Şekil I.89 Ana faydan olan mesafeye göre yerdeğiştirme bağıntısı



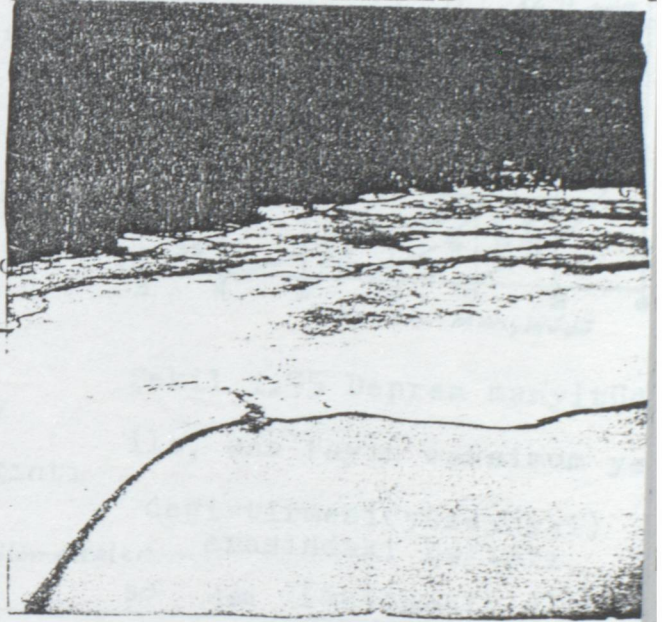
Şekil I.90 Ana faydan olan mesafeye göre ,ana faydan yerde-



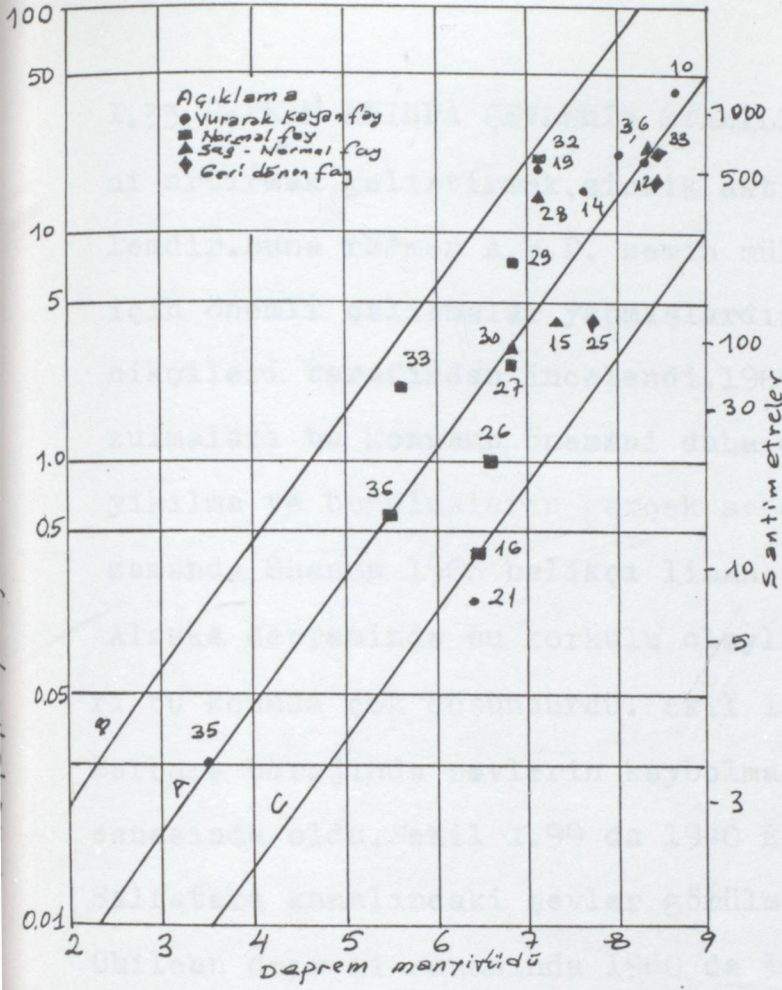
Şekil I.91 1964 Alaska depreminde Patton körfezinde 2,59 metre yüksekliğindeki dik fay şevi. Resimde A ile işaretlenen kısım B ile kıyaslanamaz. Yar yüksekliği 152,4 metre ve A noktası B den 313,36 metre ötededir. Ön planda helikopter görülüyor.



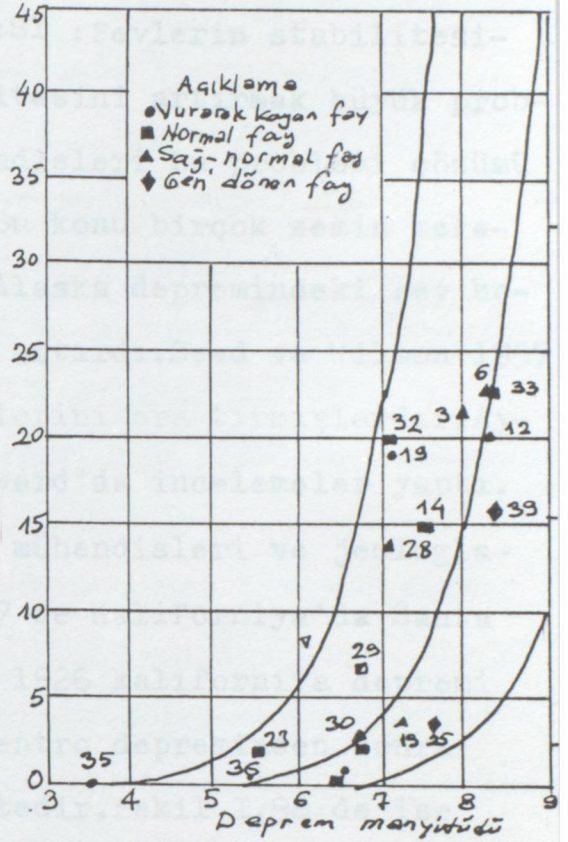
Şekil I.92 Patton Körfezi yakınlarında fay sevi Alaska'da Çatlağın genişliği 4,06 cm dir.



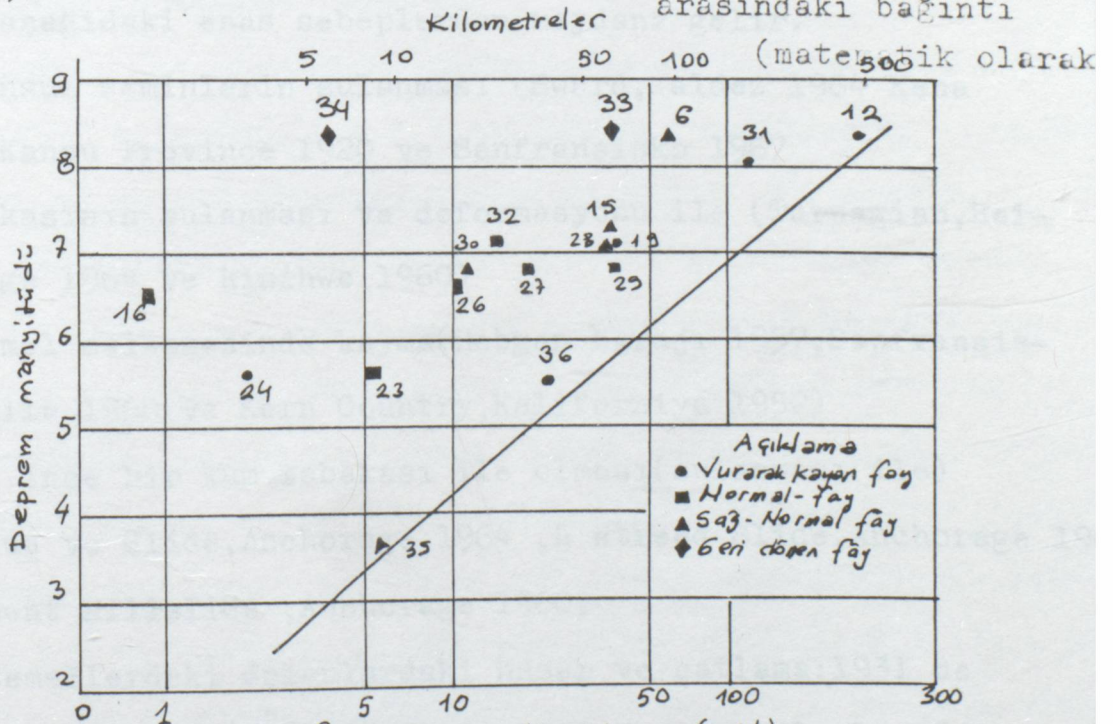
Şekil I.93 1959 Montana depreminde Hebgen gölü sahilinde tehlikeli eğilmeler.



Şekil I.94 Deprem manyitüdü ile ana fay maksimum yerdeğistirmesi arasındaki bağıntı (Logaritmik bölge)



Şekil I.95 Deprem manyitüdü ile, ana fayın maksimum yerdeğistirmesi (yüzeydeki) arasındaki bağıntı



Şekil I.96 Yüzey çatlaklığının ana faya mesafesi ile deprem manyitüdü arasındaki bağıntı.

I.33 DEPREM ANINDA ŞEVLERİN STABİLİTESİ :Şevlerin stabilitesini artırmak geliştirmek,sismik aktivitesini artırmak büyük problemdir.Buna rağmen A.B.D. zemin mühendisleri bu problemi çözümü için önemli çalışmalar yapmışlardır.Bu konu birçok zemin mekanikçileri tarafından incelendi.1964 Alaska depremindeki şev bozulmaları bu konunun önemini daha da artırdı.Seed ve Wilson 1957 yıkılma ve bozulmaların gerçek sebeplerini araştırmışlardır.Aynı zamanda Shanon 1966 balıkçı limanı Sward'da incelemeler yaptı. Alaska depreminde bu korkulu olaylar mühendisleri ve jeologları bu konuda çok düşündürdü.Şekil I.97 de Kaliforniya'da Santa Barbara barajında şevlerin kaybolması 1926 kaliforniya depremi esnasında oldu.Şekil I.99 da 1940 Elsentro depreminden sonra Salfatara kanalındaki şevler görülmektedir.Şekil I.98 de ise Chilean depremi esnasında 1960 da 30 milyon yordaküplük toprak kayması,düşey 18,29 metre yatay 304,80 metre ebadındaki toprak kaymıştır.Bu resimlerle izaha çalıştığımız şevlerdeki toprak kaymaları aşağıdaki esas sebeplerden meydana gelir.

a-Koheziyonsuz zeminlerin sulanması (Sward,Waldez 1964 Kena lake 1964,Kansu Province 1920 ve Sanfransisko 1967

b-Kil tabakasının sulanması ve deformasyonu ile (Turnagian,Height,Anchorage 1964 ve Rinihwe 1960)

c-Dolgu temel malzemesinde kayma(Hebgen barajı 1957,Sanfransisko 1906,Chile 1960 ve Kern Country,Kaliforniya 1952)

d-Kaymanın ince bir kum tabakası ile olması(sulanması ile)

Fourt Avenue ve Slide,Anchorage 1964 ,L streed Slide,Anchorage 1964 ve government Hillslide ,Anchorage 1960.

e-Zayıf temellerdeki dolgulardaki hasar ve çatlama:1931 de Napier güney Kaliforniya 1940,Chile 1960,Portage,Alaska 1964, Niigate Japonya 1964.Bu gerçek sebepleri inceleyerek mühendis-

ler olaya adım adım yaklaşarak çözmeye çalışmışlardır. Deprem esnasında geçmiş tecrübelerin geliştirilmesi, şevlerin stabilitesi için meydana gelen hasarları minimize etmek ancak geçmiş depremleri eniy şekilde anlamakla mümkündür. Deprem anında şev malzemesinin sulanmasından dolayı temel şartlarının değişmesi göz önüne alındı. Aynı zamanda büyük şevlerin yer aldığı toprak barajlarda önceki depremler göz önüne alınarak malzeme seçimi iyi düşünülmelidir. Önce probleme statik olarak bakıldı. Yatay kuvvet bir sismik katsayı ile beraber mütela edildi. M hareket eden küttedir. Daha sonra limit durumlar incelendi. Pseudostatik metodu ile analiz yapılır. Pseudo statik analizde sismik katsayının seçimi, mühendis için en büyük problem projelendirme ve dizayn işlerinde sismik katsayının seçimi olmaktadır. Aşağıdaki kabuller yapılır.

a-Zemin durumundaki kabüller

b-Yapının küttlesinin rijit kabulü

c-Visko elastik mukabele analizi

Bu kabullerin temelleri aynı esasa bağlı olmakla beraber detayda her kabul için farklı bir k katsayısına indirgenmiş olur. Bu usul Seed ve Martin tarafından 1966 da tatbik edilmiştir.

Tecrübi değerlerin kullanılması: A.B.D. de mühendisler Pseudo metodunu sismik stabiliteye adapte ederek sismik katsayı için bazı tecrübi değerler projelerde kullanmışlardır. (0,05 ila 0,15) arasında seçildi. Bu katsayı temel şartları ve santiye yer göz önüne alınarak farklılıklar gösterir. Bu katsayılar birçok büyük baraj şevlerinin hesabında kullanıldı. Barajlarda bu katsayı yapının ve şevin büyüklüğü göz önüne alınarak 0,1 ila 0,15 emniyetli kabul edildi. Japonya bu değerleri Büyük barajlar kong

resinde daha büyük tutmuştur.0,12 ila 0,25 almışlardır.Temel tipinin barajın mansap tarafında daha etkili olduğu görüldü. Rijit yapı mukabele analizi: Bir baraj rijit kabul edilirse ivmenin barajda üniform yeyer ivmesine eşit olması lazımdır. Bu durumda maksimum sismik katsayı (k) yer ivmesine eşit olmalıdır. Bu durumun limit halleri aşağıdaki gibidir.

a- Baraj, dar kanyonlara veya çok rijit kayalara oturmuş ise o zaman rijit sayılır. Gerçekte barajlarda büyük sarsma makineleri ile yapılan deneylerde rijit yapı özelliği göstermez.

b- Statik kuvvetlerle beraber düşünülür.

Elastik mukabele analizi: Bu analizdeki sismik katsayı 1960 da Ambrasseys tarafından aşağıdaki yollarla hesaplanmıştır.

Sismik katsayı: Sismik katsayıların peak değerlerinin ilk dört modu alınarak:

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

Sismik katsayı birçok derinliklerde meydana gelen mod tesirlerinin maksimumu alınarak

$$k(y) : \left[ k_n(y) \right]_{max}$$

Bu iki ifade birçok depremlerde sismik katsayıların nasıl bulunacağını ifade eder. Bu katsayı için yapılan araştırmalar aşağıdaki esaslar üzerinde kurulmuştur.

a- Birçok derinlikte seçilen sismik katsayılar içkuvvetleri ile beraber düşünülmemeli.

b- Sismik katsayının hesabında kullanılan statik stabilite analizi bir barajın bir biriminin emniyeti olarak düşünülür.

c- Birçok mukabele analizinde barajın bir seri parçası, aşağıdaki limitlerde baraj analizindeki temel kabuller, barajın yer ivmesine karşı koyması kesme kuvveti ile kontrol edilir.

Ancak İzhazadaki ve Hatakeyema (1972) ve Clough ve Chopra 1966 yatay ve düşey deformasyon hallerini yatay ivmenin büyüklüğü ile ölçmüşlerdir.

d-Bir yaklaşık kabul de zemin kütleleri içinde elastik deformasyonların ve enerjinin viskoz sönümü ile beraber dağılması, ancak zemine daha yüksek deformasyonlar hasıl olur.Elastik olmayan bazı enerji dağılımı ve histeriz sönüm hasıl olur.Burada seçilen viskoz sönüm parametresi barajın mukabelesine yardımcı olur.Bu limitler içinde baraj veya bent yer sarsıntısına dayanabilir.Geçen senelerde 30,48 metre yükseklikteki muhtelif barajlarda yeraltı arazi kesitleri (deneylerden) (Keightlay, 1963,1964 Madtineye,Seed 1966)Bulunan peak değerler bu davranışın esaslı etüdü için bir sismograf barajın kretine diğeri temel tabanına (Cachuma Dam Kaliforniya'da) küçük bir deprem esnasında Sannakai barajında yapılan kayıtlar,krette,temelde ve yüksekliğin ortasında görülmektedir.(Okamoto,Hakunu,Kato ve Kawaakami 1965)Şekil I.100 mukabele analizi görülmektedir.

Tahmini metodla sismik katsayının tayini:Projelerde muhtelif ebatlara göre enteresan değerler tahmin edilir.En iyisi Seed ve Martin 1966 da resimlerle verdikleri nümerik misal,farz edilen değerler bir baraj boyunca homojen kesitli 91,44 metre yükseklikte kompakt zemin ve kesme dalga hızı 304,80 m/sn alüvyonlu ve koheziyonlu zeminler için bulunmuş.Elsentro depremi N-S bileşeni ve maksimum ivme takriben 0,3 g bulunmuştur.

a-Tecrübi olarak bir projede A.B.D. de sismik katsayı:0,10-0,15

B-Japon toprak barajlar yönetmeliğinde 0,15-0,25 arasında alınır

c-Sismik katsayı yer ivmesine eşit kabul edilir.

d-Ambrassey'in tavsiyesi,elastik mukabele analizine göre hesap

Yapılır. Kritik sönüm %20 kullanılır.Eşitlik ve  
Deprem esnasında şev stabilitesi için geliştirilen metodlar:  
Geçmiş depremlerin yapmış olduğu hasarlar gözönüne alınarak  
zemin labratuvar ve arazi testleri neticesinde aşağıdaki se-  
kilde projelendirme yöntemleri geliştirilmiştir.

a-Stabil olmıyan şevlerin arazi çalışmaları:Bunun için 1964  
Alaska depreminden çok iyi döküman elde edilmiştir.Bu konuda  
Shanon ve Wilson 1964 arazi kayması ve liman kenarlarını bozul-  
ması Coulter ve Migliaccio 1966 Mc Elluc 1966 aynı şekilde Se-  
ed ve Wilson 1967 Turnagian ve Heights arazi kaymalarını yerin-  
de incelemişlerdir.Genel sebepler şöyle sıralanabilir.

aa-Kaymanın mekaniği ve graben formasyonu

bb-Deprem çökuzakta olmasına rağmen kaymanın çok kompleks ol-  
ması.

cc-Deprem esnasında zeminin sulanması,

dd-Tehlike potansiyeli şevlerdeki hassas kil tabakalarından  
olmaktadır.

dd-Kaymalardaki tabii tehlike koheziyonsuz malzemenin sulanma-  
sından ileri gelmektedir.

b-Şev stabilize analizinde yeni bir metod:Binaların projelen-  
dirilmesinde deprem esnasında binanın gerçek davranışını bil-  
mek ve emniyetli analitik bir çözüme gitmek zor ve karışık bir  
iştir.Bir barajın şevlerini uzun süre içinde tekrarlanabilen  
depremlere dayanabilmelidir.İç kuvvetlerden zamana bağlı o-  
larak hasıl olan deformasyonların tahmini için mantiki bir me-  
tod,barajın deformasyonlarının değerlendirilmesi içkuvvetlerin  
indüklenmesinden olmaktadır.Deprem esnasında bu durumu en iyi  
inceleyen N. M. Newmark ve Seed'dir.(1963-1966)

Yukarda bahsedilen durumları ihtiva eden tipik misaller,kumların bozulması,büyük kaymaların olduğu Alaska depremi (Shanon ve Wilson 1964) Temelde tahribat Niigate depreminde (Seed ve Idris 1967).Statik gerilmelerin en büyüğü bile sevlerde bir şey yapmaz.Fakat deprem gerilmeleri derhal sevi bozar.Tabakalaşmanın iyi olmaması yüzünden Alaska Depreminde kayma hali meydana geldi.Alaska depreminde hassas killer üzerinde yapılan kayıtlar deprem anında kuvvetlerini kaybederek(periyodik bir yük altında nabız gibi çalışan) bozuldular.Seed ve Chan 1966 da ve Lee 1966 yapmış oldukları dairesel yük altındaki deneylerde,hareket statik yükleme dairesel yükün yük ve devir sayısına aynı zamanda şiddetinin bir fonksiyonudur.Arazi ve labratuvar deneylerinden ispat edilirdi zemin üzerine tarih boyunca gerilme tatbiki ,büyük tesirleri zemin davranışları birçok dizayn faktörlerine bağlıdır.

Deprem esnasında bentler ve barajların şevlerinin önemli deformasyonlarında tesir eden faktörler içinde geçici olanlar,maksimum gerilme belkide deprem anında zemin içindeki gerilmelerin düştüğü ,bu düşünceden hareketle deprem esnasında şev stabilitesi için analitik bir çözüm geliştirilmiştir.Bu gün baraj ve bentlerin büyük şevlerinin deprem anındaki davranışlarını detaylı olarak komputer programı düzenliyerek çözmek mümkündür. Seed ve Martin hareket esnasında içkuvvetlerin varyasyonlarını zamana göre değişimini programlama ile incelemişlerdir.1966 da kesme parçası yaklaşımı ile yer hareketi arasında bir bağ bulunmuştur.Sanokai barajı Japonya'da bu usulle Şekil I.101 ve Şekil I.102 deki değerler bu komputer programı ile hesaplanmıştır.Şekil I.105 dinamik ve ya sismik katsayısının zamana göre değişimi verilmiştir.Sismik katsayı aynı zamanda yerden olan

yüksekliğe bağlıdır. Şekil I.104 de farklı yüksekliklerdeki malzeme ile inşa edilmiş barajların 1940 Elsentro depremindeki temel hareketi.

Tablo 2

Sismik hareketin cinsi	$V_s:914,4m/s$			$V_s:304,8m/s$		
	Baraj yüksekliği metre			Baraj yüksekliği metre		
	30,48	91,44	182,88	30,48	91,44	182,88
Kuvvetin tek. adedi	10	5	3	15	12	7
Kuvvetin tab. Frekan.	1,25	0,4	0,3	3,3	1,25	0,7
Barajın bazı kısım.						
için sismik katsayı H/3	0,35	0,20	0,10	0,40	0,36	0,24
H/2	0,30	0,15	0,07	0,35	0,28	0,16
2H/3	0,22	0,10	0,04	0,20	0,22	0,11
Bütün yükseklikte H	0,87	2,61	5,22	0,26	0,78	1,57

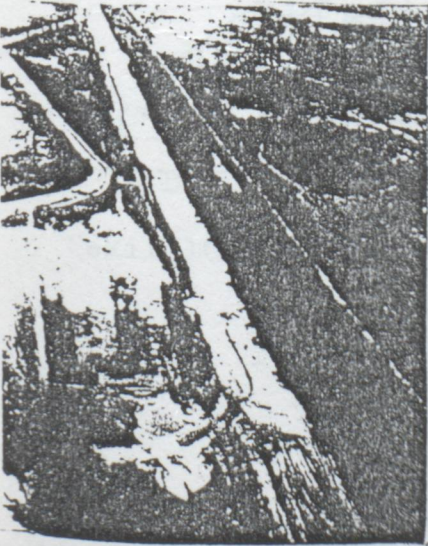
Şekil I.106 da barajın sonlu eleman idealizasyonu görülmektedir. Tipik netice olarak Şekil I.103 de ilk altı mod görülmektedir. Şekil I.104 Elsentro depremi esnasında 2,25 saniye sonra başlayan hareketin kayıtları görülmektedir. Şekil I.105 ve Şekil I.107 deprem esnasında kayıtlar görülmektedir. Şekil I.102 ve Şekil I.106 da yeni projelendirme esasları anlatılmaktadır. Şekil I.108 de dairesel yük altında killerin mukavemeti görülmektedir. Şev yer değiştirmeleri grafiksel yolla elde edilmiş bu yaklaşım kohezyonsuz zeminlerde başarı ile kullanılır (Seed 1966)



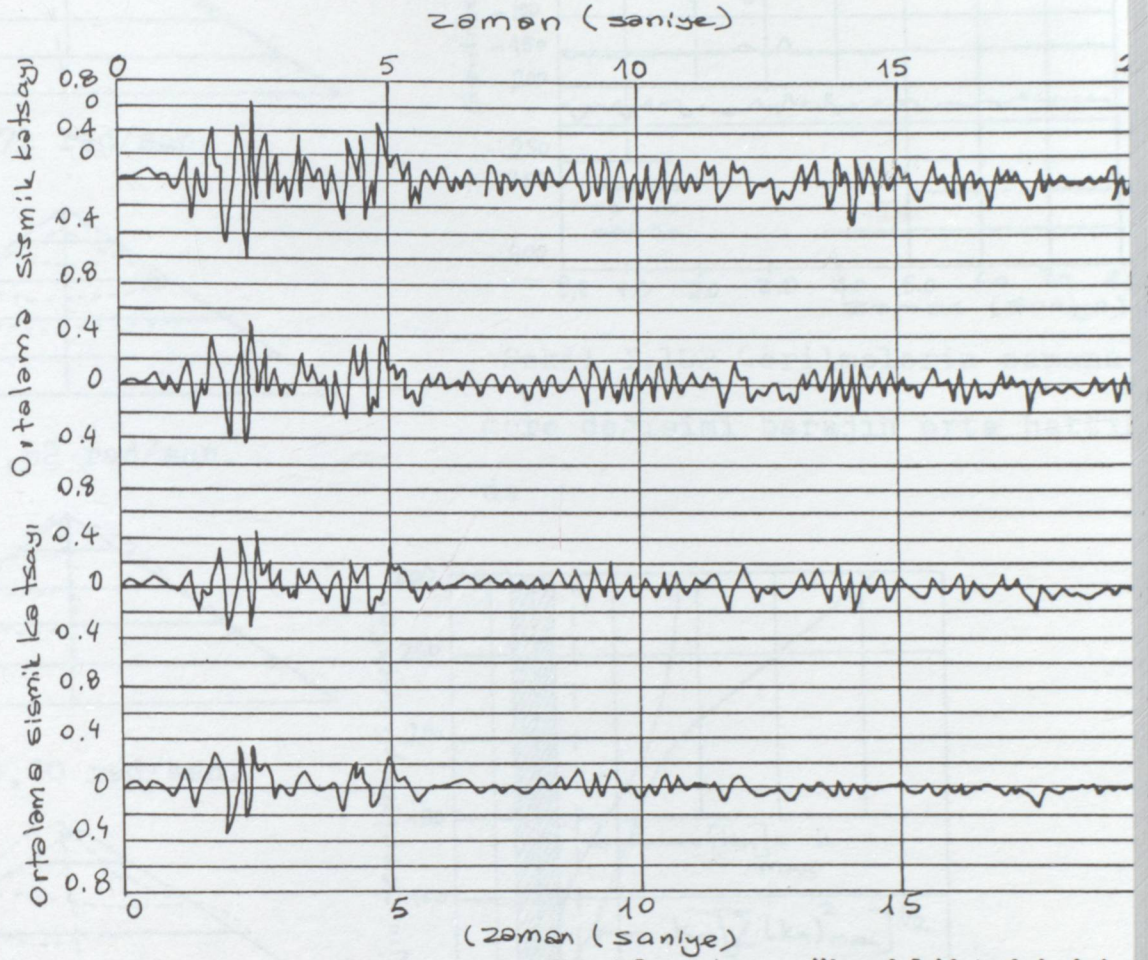
Şekil I.97 Santa Barbara depreminde Sheflied barajında bozulmalar 1925



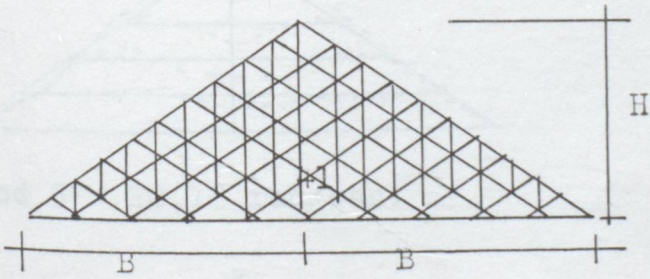
Şekil I.98 Chilean depreminde 1960 da Rinihue gölü yakınında kayma



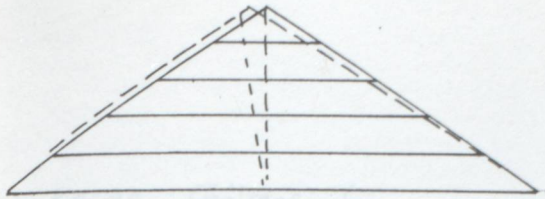
Şekil I.99 Elsentro depremi esnasında Solfatora kanalında bölünme 1940



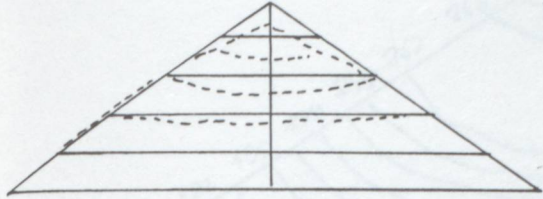
Şekil I.100 Elsentro depreminde 30,48 metre yükseklikteki bir barajdaki kritik sönüm  $v : 304,80m/s$  kritik sönüm  $\%20$   
s



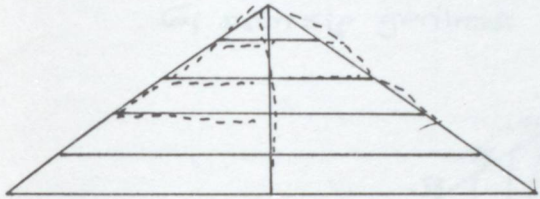
Şekil 101 Toprak barajın sonlu eleman idealizasyonu



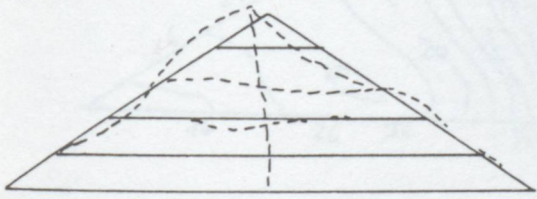
Mod 1  $w:7,71$  rad/san.



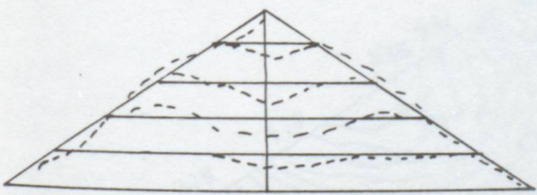
Mod 2  $w:12,52$  rad/san.



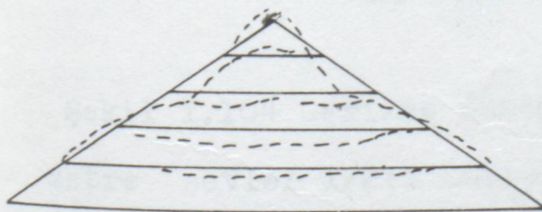
Mod 3  $w:14,60$  rad/san.



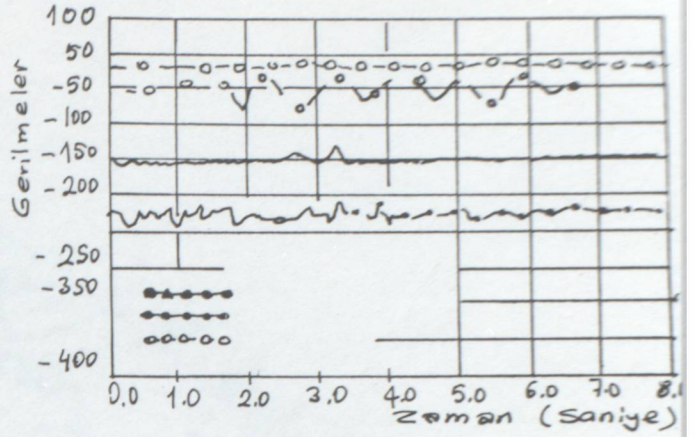
Mod 4  $w:19,31$  rad/san.



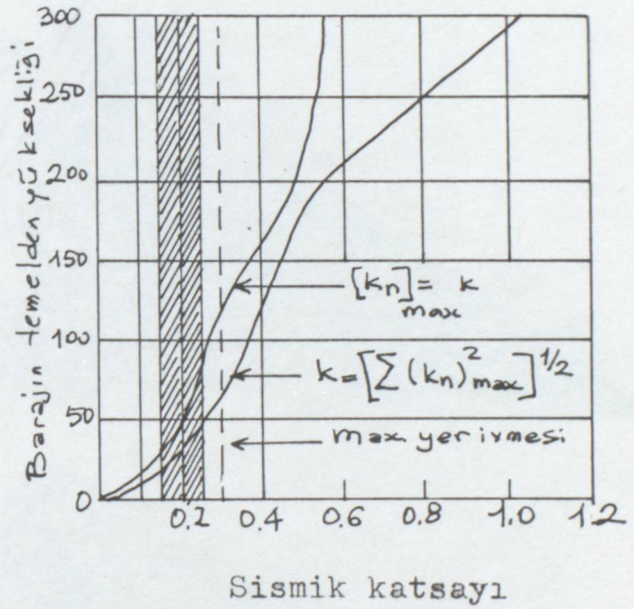
Mod 5  $w:20,12$  rad/san.



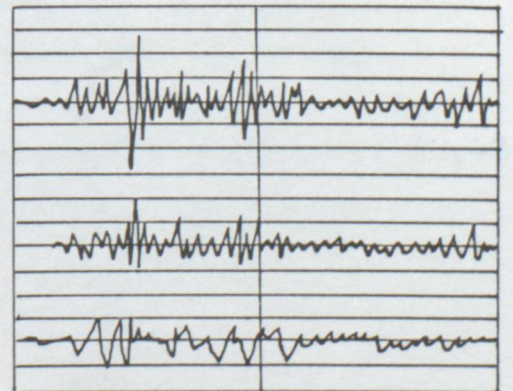
Mod 6  $w:23,10$  rad/san.



Şekil I.102 Gerilmelerin zamana göre değişimi barajın orta hattında



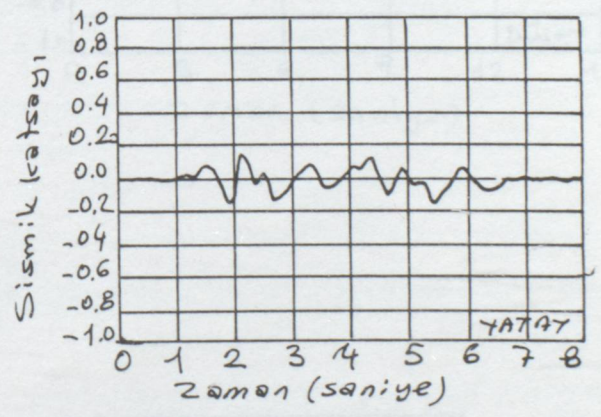
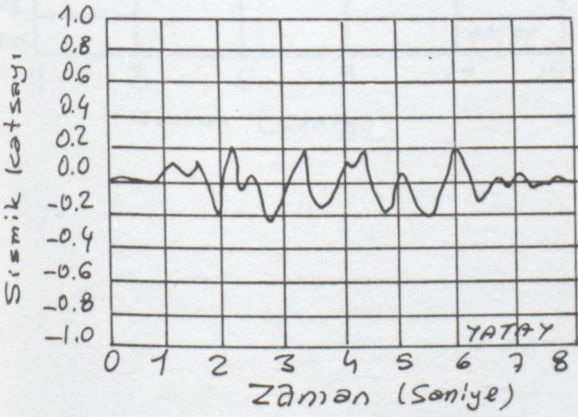
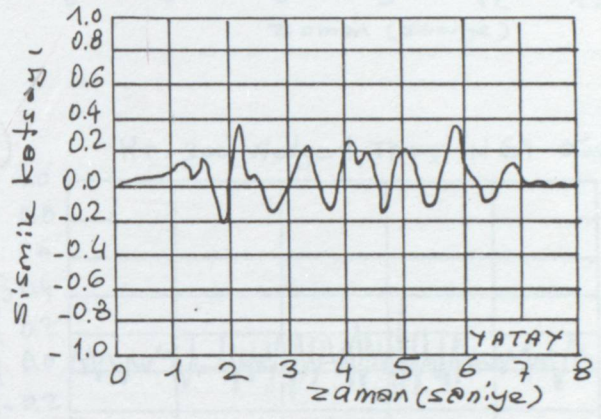
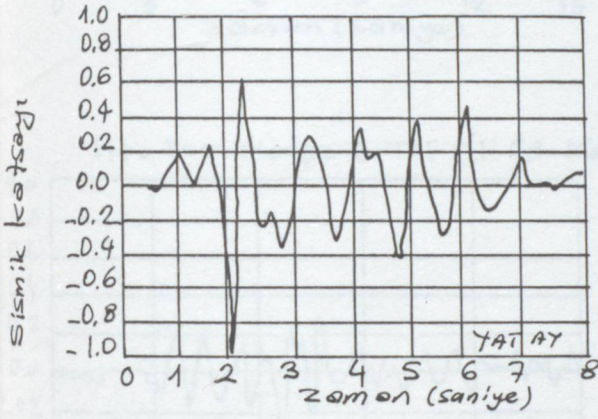
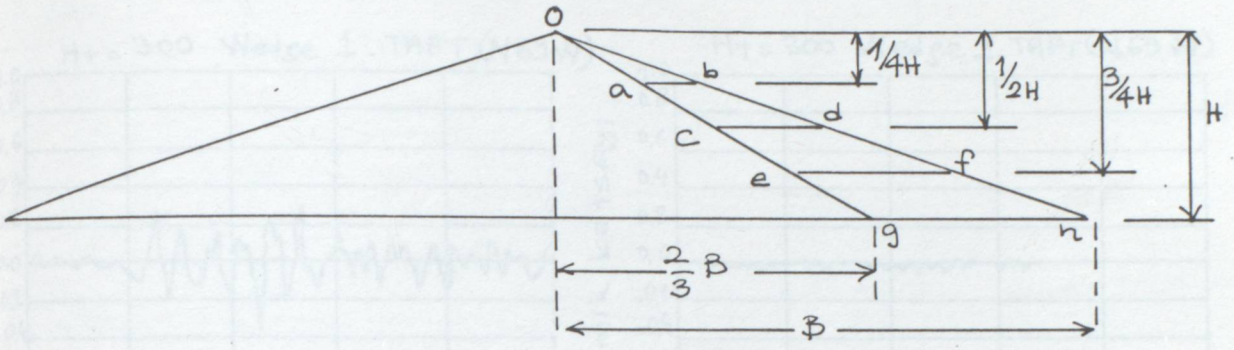
Sismik katsayı



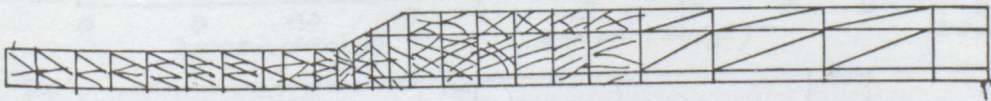
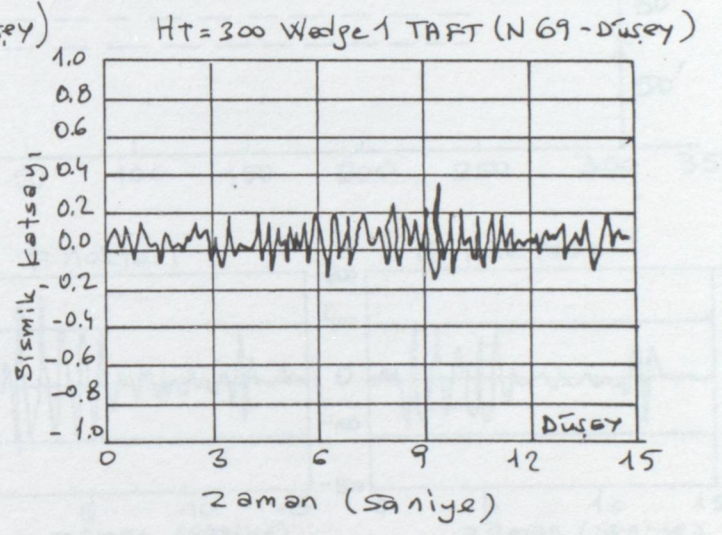
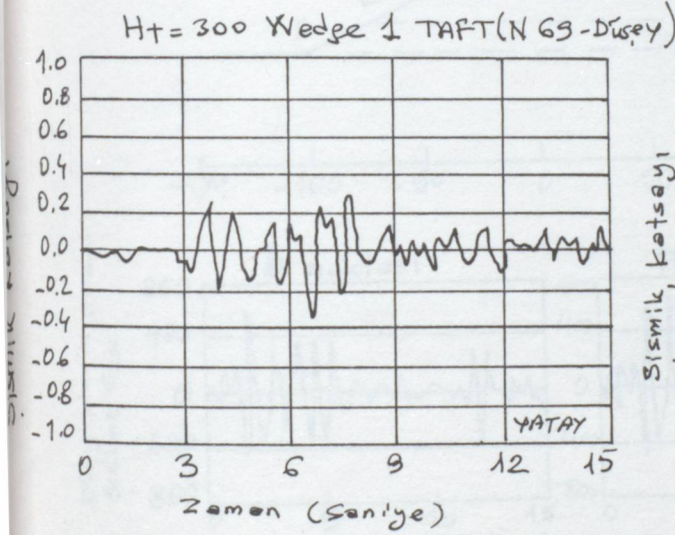
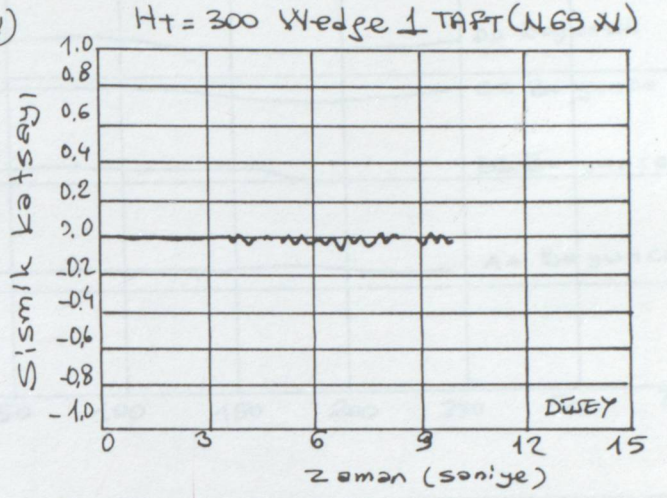
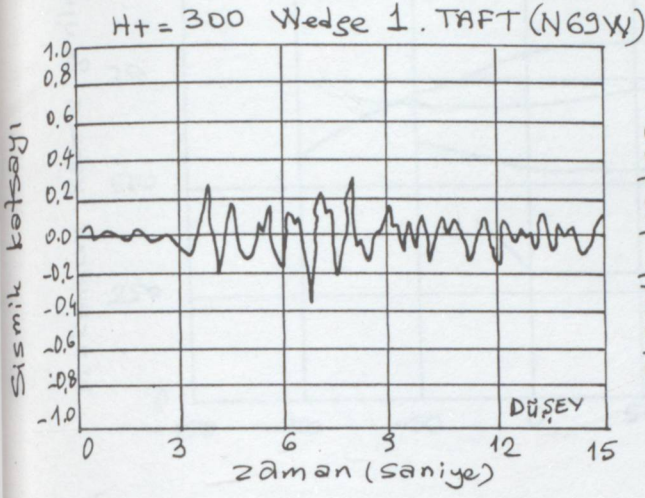
Kayıtlar

Şekil I,103 Barajın şevleri 1/2:1 iken ilk altı modu dairesel frekanslı

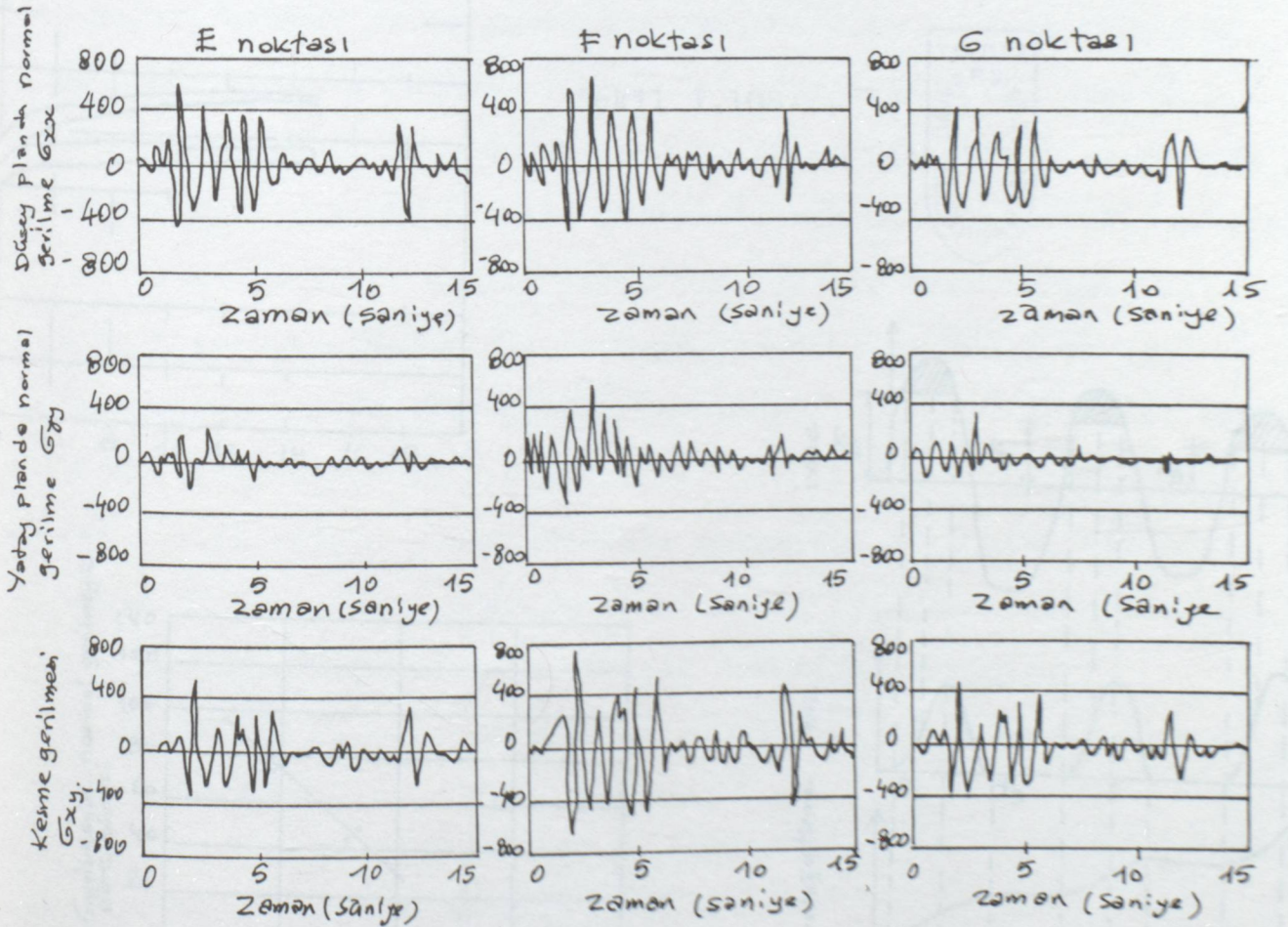
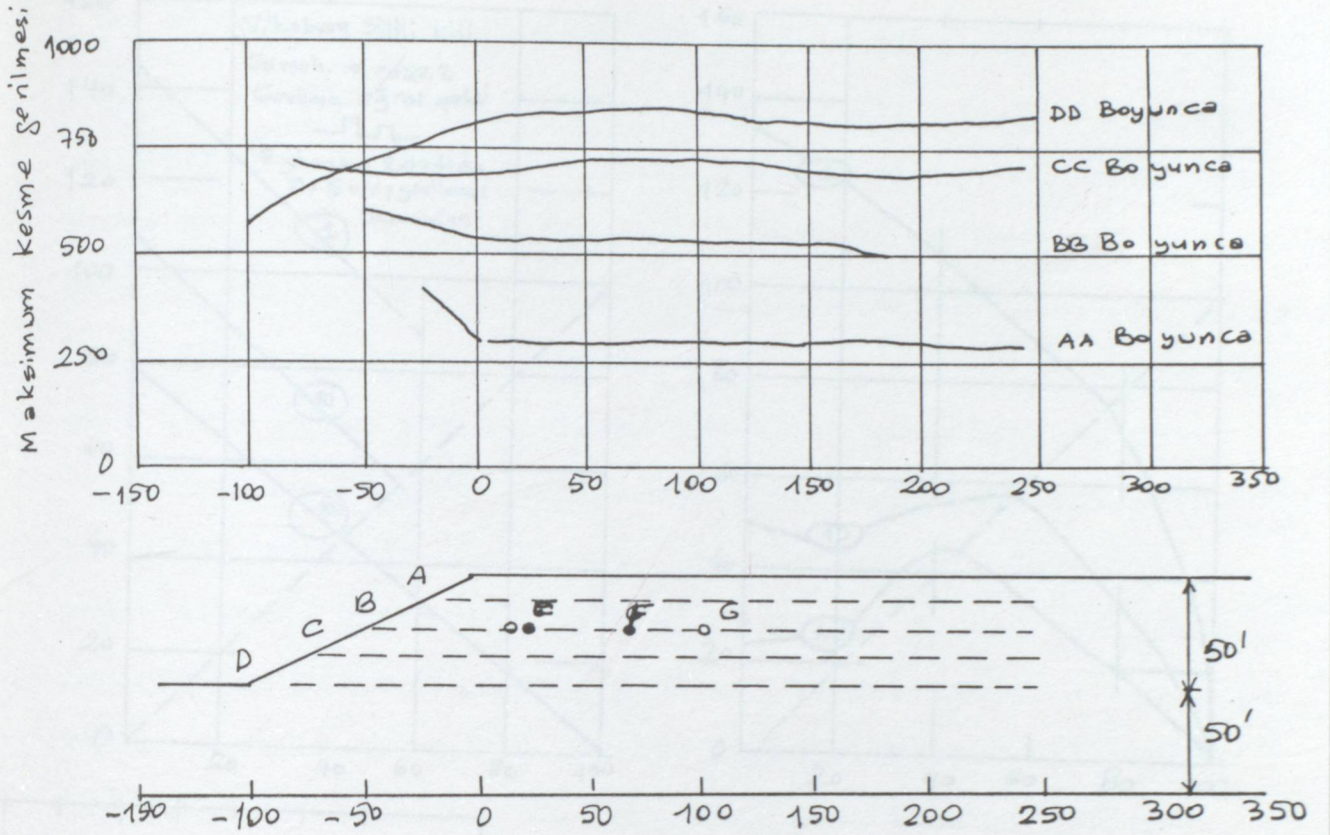




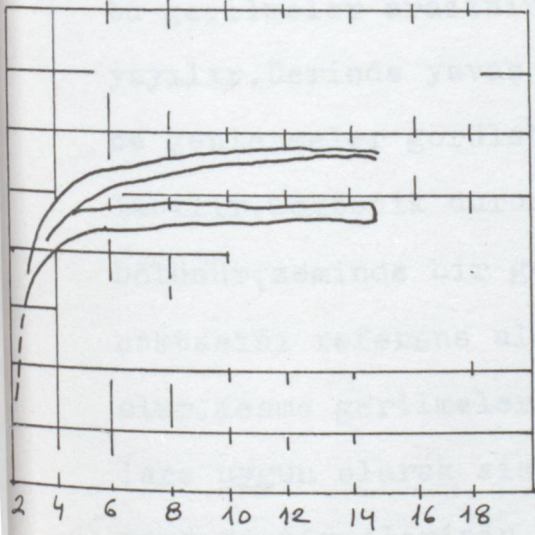
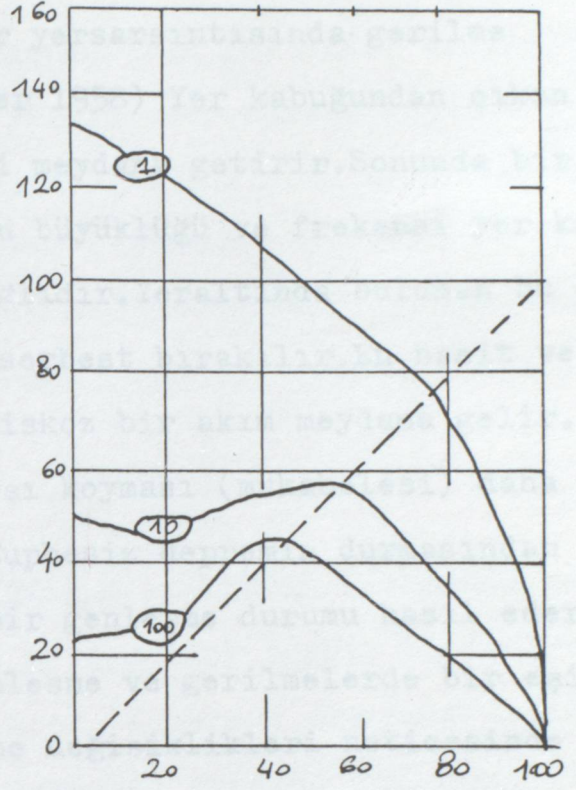
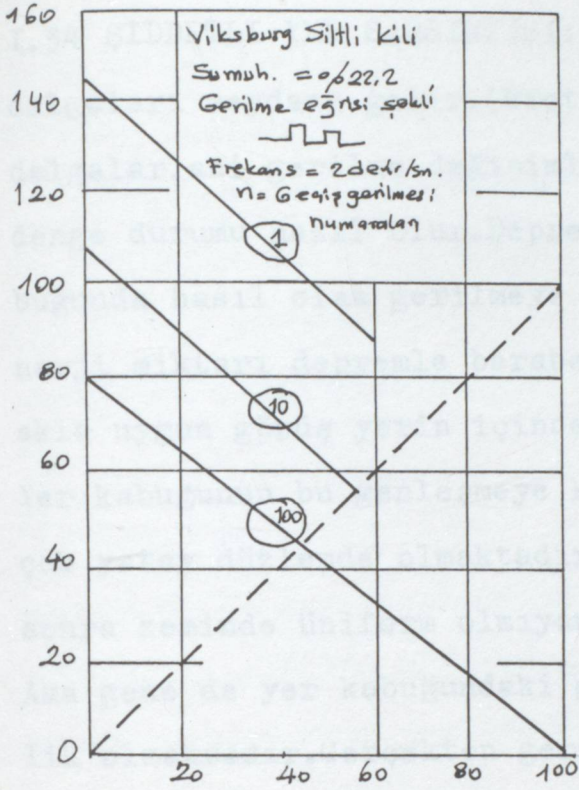
Şekil 1.105 Zamana göre sismik katsayısının baraj kenar şevlerinin 30 :1 iken değişimi (Chopra ve Clough 1965)



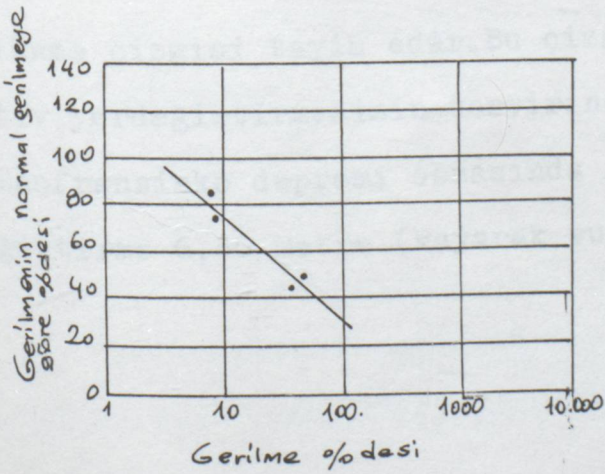
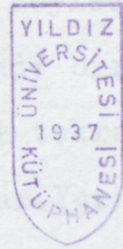
Şekil I.106 Seddelerin sonlu eleman idealizasyonu



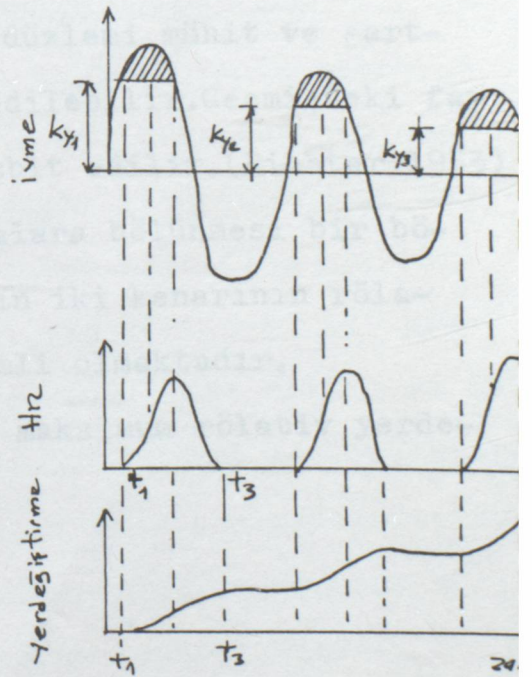
Şekil I.107 Deprem anında toprak barajda gerilme durumu.



Şekil 1.108



Şekil 1.109



I.34 ŞİDDETLİ YER SARSINTISI: Bir yersarsıntısında gerilme dalgaları meydana gelir. (Richter 1958) Yer kabuğundan çıkan dalgalar, ani gerilme değişimleri meydana getirir. Sonunda bir denge durumu hasıl olur. Depremin büyüklüğü ve frekansı yer kabuğunda hasıl olan gerilmeye bağlıdır. Yeraltında bulunan bu enerji miktarı depremle beraber serbest bırakılır. En basit ve akla uygun görüş yerin içinde viskoz bir akım meydana gelir. Yer kabuğunun bu genişlemeye karşı koyması (mukabelesi) daha çok yatay düzlemde olmaktadır. Şüphesiz depremin durmasından sonra zeminde üniform olmıyan bir genişleme durumu hasıl eder. Ama gene de yer kabuğundaki genişleme ve gerilmelerde bir eşitlik olmaktadır. Gerçekten gerilme değişiklikleri neticesinde bu gerilmeler arazinin bir parçasını kuşatarak ve azalarak yayılır. Derinde yavaş yavaş bir gevşeme olur. Böylece yeryüzünde genişlemeler görülebilir. Genişleme enerjisinde bir azalma olabilir. Tektonik durumda meydana gelen enerji tekrar parçalara bölünür, zeminde bir gevşeme (rölaksasyon) olur. Yer kabuğunun bir noktasını referans alarak derin olmıyan bir odak noktası hasıl olur. Kesme gerilmelerinin bozduğu fay düzlemi mühit ve şartlara uygun olarak sismograflarla kaydedilebilir. Geçmişteki fay yerdeğiştirmelerinin kayıtlarından tesbit edilir. (Richter 1953) Fay düzlemlerinin yatay düzlemle parçalara bölünmesi bir bölünme çizgisi tayin eder. Bu çizgi fayın iki kenarının rölativ yerdeğiştirmesinin tasvirinde önemli olmaktadır. Sanfransisko depremi esnasında (1906) maksimum rölativ yerdeğiştirme 6,40 metre (kayarak vuran ).

I.35 DEPREM MANYİTÜDÜ: Bir büyük deprem bir fay alanı üzerinde gerilme bozulmalarına, kaymalara yardım eder. Burada meydana gelen gerçek genleşmelerin enerjisinin şekli sismik dalga şeklinde yeryüzüne gönderir. Mühendislikte depremin büyüklüğü, hacminin tarifi çok önemlidir. C.F. Richter 1935 de Kaliforniya Teknoloji'de derin olmalıyan şoklar için aşağıdaki förmülü vermiştir.

$$M: \log_{10} A/A_0$$

Burada M: Deprem manyitüdü, A: Maksimum Amplitüdü (Wood-Anderson sismografi ile 100 kilometreden kaydedilen),  $A_0$ : Bir milimetrenin binde biri olan amplitüdüdür. Wood -Anderson aletinin tabii periyodu 0,8 saniyedir. Bu aletin nominal statatik büyütmesi 2800 dır. Kayıtlar uzaktan yapılmalıdır. Manyitüdün hesabında en iyi ölçmeler 100 kilometre mesafeden yapılır. Bu şekildeki ölçmeler 1956 da Gutenberg ve Richter tarafından yapılmıştır.

Deprem manyitüdü beşten büyük ise yapılarda hasar yapar. Beşten küçük manyitüdülerin süresi çok küçük olduğundan hasar olmaz. Manyitüdün ölçüsü depremin büyüklüğünü verir. Kesin bir ölçüdür. Ama fay deplasmanlarından tahmin edilen sismik momentin değeri de tesbit edilebilirse güvenilir bir ölçüdür. Bir depremin hareketi , elastik katıların hareketi gibi düşünülür. Meydana gelen çatlaklar ve bunların uçlarının birbirine göre rölativ yerdeğiştirmesi Şekil I.113 deki gibidir. O-O' iki noktadır. Şekil I.113 a da bir genleşme enerjisi depo edilir. Bu iki kenar depremden sonra eski halini alır. Şekil I.113 de görülüyor. Bu şekildeki hareketler basit depremleri temsil etmektedir. (küçük fay kaymaları için) Bu tip hareketler 1957 de Houston ve Hudson tarafından Port Huenema depreminde kaydedilmiştir.

Depremde gerilmelerin malzemenin içinde üniform yayılması sismik dalganın malzemenin içinde üniform yayılması demektir. Bu sebepten ötürü yeryüzünün bir noktasındaki hareketin şekil I.113 b den daha karışık olacaktır. Birçok küçük depremlerde M küçük altı yatay ve düşey yerdeğiştirmeler ortalama aynıdır. Fakat büyük depremlerde kayma uzunluğu belkide yüzlerce mille ölçülebilir. Bunların düşey deplasmanları 16,090 metre ile 32,18 ~~metre~~ kilometre olarak düşünülebilir. Manyitüd M ile mesafe L arasındaki oran kayıcı faylarda tablo 3 de verilmiştir. Tablo 4 de fayların yedeğiştirmeler iverilmiştir. (Tocher 1958) Tablo 5 de manyitüde karşı gelen mesafeler L ise manyitüd 8 iken 7,5 kere büyüktür. Meydana gelen enerji sismik dalga şeklindedir, bir noktadan kaynaklanmaktadır. Yeraltındaki nükleer bir patlamada olduğu gibi buradaki kayaların hacmi dolayısıyla büyük bir deprem hali meydana gelir.

I.36 EPISANTIR: Sismolojistler son zamanlarda depremi, çok derindeki kayaların rölativ hareketi diye düşünürler. Bu kaya hacminin merkezine hiposantir veya odak denir. Bu noktanın doğrultusunda yeryüzüne çıkılan dikmenin yüzeyi kestiği noktaya episantir denir. (Richter 1958) Aletsel ölçülere dayanarak episantir aşağıdaki gibi hesaplanabilir.

$$t_s - t_c : (1/v_s - 1/v_c) \cdot d$$

Burada  $t_s$  ve  $t_c$  öncelik sırasına göre sismografin basınç dalgası gidip gelme zamanı,  $v_s$  ve  $v_c$  kesme ve basınç dalgalarının hızlarıdır.  $d$  ise dalgaların katetiği mesafedir.

$d : v_s \cdot t_s$  ve  $d : v_c \cdot t_c$  dir.  $t_s - t_c$  büyüklüğü sismograftan he-

(kesme ve basınç dalgalarının arasındaki zaman farkıdır. Dalga hızları bilindiğinden episantır hesaplanabilir. Takriben granit için  $v_s$ :5791,2 m/s ve  $v_c$ :3048m/s Rayleigh yüzey dalga hızı ise  $v_r$ :2987,04 m/s dir. Episantır muhtelif sismograf istasyonlarından faydalanarak deprem esnasında bulunabilir. Sismograf istasyonlarının episantırın etrafında kurulması tercih edilir. Episantırın doğruluk derecesi ,hızların ne kadar doğru ve istasyonların episantırın etrafında olmasına bağlıdır. Perry Byerly episantır bölgesinin tayininde yapılan hatayı şöyle tarif etmiştir. Bir episantır harita üzerinde işaretlenir, bu işaretlemede hata 8045 metre ile 32180 metre arasındadır. En önemlisi aletsel kayıtlarla episantır ve hiposantırın hesabıdır. Hiposantır küçük depremlerde M küçük altı, gerçek enerji merkezi ve kaymanın başlama noktasına uzak değildir. Fakat büyük depremlerde bu nokta yüzlerce mil uzaklarda olabilir. Mesela Chilean depreminde (1960) fay kayması takriben 965,4 kilometre kuzeyde olduğu tesbit edilmiştir. (Housner 1963) Mühendisler henüz hasar ne kadar uzaklıktadır سوالini cevaplayamayacaklardır. (episantır) Fakat sebep olan fay ne kadar uzaklıktadır bunun cevabini vermektedirler. Sismograflar aletsel kayıtlardaki noksanlıklar olduğundan yer hareketinin kaydında Modified Mercalli şiddet katsayıları ile depremin şiddetini ölçerler. Modified Mercalli ölçeğinde sıralama birden onikiye kadardır. Birde hasar yoktur, onikide hasar tam olarak tarif edilmiştir. Deprem mühendisliği temel veri olarak kayadaki yer ivmesini esas almıştır. (Housner 1965) İvme kayıtları yapının davranışı hakkında bilgi verir. Amerikan sahil ve geodezi müdürlüğü ivmemetrelerle yıllık kayıtlar tutmuşlardır. En hareketli ve şiddetli kayıtlar 1935 de A.B.D. de Helena, Montana, Taft, Kaliforniya 1902 de Golden gate , Parkson Sanfransisko, alivyon zeminde

sadece kayada yapılmıştır.Şekil I.110 dâa yer ivmesinin bir yatay ve bir düşey bileşeni Taft,Kaliforniya depremi esnasında manyitüdü 7,7 ve 21 Haziran 1952 de ivmemetre sebep olan faya 40,225 kilometre mesafedeydi.Şekil I.112 manyitüdü 7,1 zemin alüvyon 18 Mayıs 1940 Elsentro depremi esnasında yüzey-fay kaymasındaki artış 64,36 km nin üzerinde idi.Rölativ yer-değiştirme 4,57 metre kadardır.1952 de keşfedilen White Wolf fayında,San Andreas fayına dik sayılır.Buradaki fay hareketi dipten gelmektedir.1940 Elsentro depreminde Imperyal fayı keşfedildi.Buradaki fay kayarak vuran cinstendi.ŞekilI.111 de Taft depremi esnasındaki ivme hız veyerdeğiştirme kayıtları görülüyor.

Bir deprem Akselogramı bir sönüm fonksiyonudurki bu durum periyodik olmıyan şoklar meydana getirir.Şok alanının yapılarla tesirliliği ölçülür.Şokun amplitüdü vs.,maksimum ivme ekseriya yer kayıtlarında kullanılarak benzer depremler düşünülür.Şok zamanları her deprem için farklıdır.Sarsıntının şiddet ,büyüklüğü şoklarla karakterize edilmektedir.Yer sarsıntısının tesiri şoklardan bağımsızdır.Şiddetli sarsıntının süresi mühendislik karakterestikleri mukabele spektru analizi seklinde düşünülür.(Housner 1959) ve (Houdson 1956 Amerika da atom enerjisi komisyonu 1963)Daha çok depremlerde düşey ivme faya olan mesafeye bağlıdır.Yüksek frekans çok çabuk söner.Alçak frekanstan spektrum yüksek frekansta olacaktır.(Housner 1959) Gerçek yer hareketi idealizasyonundan bir miktar sapar.

I.37 MAKSIMUM YER İVMESİ:Maksimum yer ivmesi sebep olan faydan mesafeye göre azalır.Bu azalmanın hesabi tahmin edilir. Tablo 4 de muhtelif manyitüdüler için verilmiştir.Beklenebile-

'cek gerçek bir deprem bu tablodaki değerlerden küçük olabilir. Tablo 5 de mesela 1940 Elsentro şoku esnasında  $M=7,1$  ve ivme  $\%33 g$  bu büyük ivme A.B.D. kaydedilmiş en yüksek mayitudlü depremdir. Muhtelif zamanlarda küçük depremlerin ivmeleride küçük olmaktadır. Tablo 5 de misal olarak Parkfield Kaliforniya depremi 27 Haziran 1966 San Andreas fayı üzerinde (Housner 1967, Houdson 1967) Fayda yapılan kayıta maksimum yer ivmesi  $\%50g$  sarsma zamanı 1,5 saniye bulunmuştur. Tablo 6 da görülüyor.

I.38 YER SARSINTISININ SÜRESİ: Tablo 5 de yersarsıntısının süresi idealize yer ivmesi verilmiştir. (Housner 1965) Bu süre sonunda bir sönüm vuku bulur. Tablodan anlaşılacağı üzere faya olan mesafe büyüdükçe sarsma süresi daha büyüktür. Sarsma hızı ise daha azdır.

I.39 YERSARSINTISININ MEKANA BÖLÜNMESİ: Yersantısının en şiddetlisi bu sarsıntıya sebep olan faya en yakın olan yerdedir. Bu faydan mesafeler artıka tesiri azalmaktadır. Ufak depremlerde hızın bölünmesi Çan eğrisi seklindedir. Fakat büyük bir deprem için birkaç yüzmillik bir fay kayma boyu vardır. Şekil I.115 gibi dağılım göstermektedir. Tablo 6 da bir alandaki kayıtlar ve ivme durumuna göre şiddetinin arazideki dağılışı görülmektedir. Tablo 6 maksimum ivmeye göre yapılmıştır. Tablo 5 de içine almaktadır.

I.40 YERSARSINTISININ FREKANSI: Frekans dağılımı için, büyük Kaliforniya depreminde istatistik datalara dayanarak 4660 kilometrelik bir alanda 100 yılda meydana gelebilecek deprem adetleri Tablo 7 de verilmiştir. (İstatistik metodlar, regresyonla, Gutenberg ve Richter 1958)

Kaliforniya'da 7 manyitüdü bir deprem 7 vuku bulduğu vakit takriben 336,534 kilometre karelik bir alanı sarsar. Bu depremin ivmesi genellikle %5g ile %10g arasındadır. Resimlerle deprem bölgesi tetkik edilirse depremin bazı bölgelerde çok çabuk söndüğü görülmektedir. Aşağıdaki düşünceye göre basit bir ihtimal hesabı yapılabilir. Büyük bir alan alalım bu alana A diyelim. Bu alanın küçük bir kısmına delta a diyelim. A alanı içindeki bir noktanın ihtimali için  $P(0,a)$  aşağıdaki gibi yazılır.

$$P(0, a + \Delta a) : P(0, a) - P(0, \Delta a)$$

Bu eşitlik aşağıdaki formda yazılarak

$$P(0, \Delta a) : 1 - P(1, \Delta a) : 1 - a/A \quad \Delta a \rightarrow 0 \text{ için}$$

$$\frac{P(0, a + \Delta a) - P(0, a)}{\Delta a} + \frac{P(0, a)}{A} = 0, \quad a \text{ için limit alınarak (a:0)}$$

$$\frac{dP}{da} + \frac{P}{A} : 0 \quad \text{Bu diferansiyel denklemin çözümünden}$$
$$-a/A$$

$$P(0, a) : e^{-a/A} \quad \text{A alanı içindeki bir noktanın ihtimali}$$

$$P(h, a) : 1 - e^{-a/A}$$

Bu eşitlik ihtimal hesabında kullanılır. Kaliforniya'da önemli bir bölge için tecrübe ile maksimum yer sarsıntısı için ivme %5g ve %10g için 50 yıllık periyot içinde Tablo 7 ve tablo 8 de dağılımlar görülmektedir. Şüphesiz arazinin birden fazla özel ivmesi vardır. Ama n kere tekrarlanan deprem ise

$$P(n, a) : \left(\frac{a}{A}\right)^n \cdot \frac{e^{-a/A}}{n!}$$

Tablo 8 de on seneden 100 sene içinde ivmelere göre meydana gelebilecek en büyük deprem adetleri görülmektedir. Bu tabloda Kaliforniya'da yüz sene içinde çok kere deprem olacağı aşıkardır. Gene bu tabloda ivmesi çok büyük olan depremin fre-

kansı az olduğu görülmektedir.

I.41 YERSARSINTISININ ŞİDDETİNİN ÜST SINIRI: Yer sarsıntısının üst sınırını bilmemiz için bazı ara değer tahmin etmekle mümkündür. Yapı yönetmeliklerindeki bu ara değerlerin üst sınırlarına göre yapılan boyutlandırma çok pahalı olur. Yapı yönetmelikleri aşağıdaki şartları yeterli bulmaktadır.

a-En şiddetli depremde can kaybı olmamalı,

b-Çökme olmamalı

Kaliforniya yapı yönetmeliği genel hükümleri can kaybı ve yaralanmamayı hedef almaktadır. Hasarda istenmemektedir. Bu durum yersarsıntısının üst sınırı alınmaktadır. En şiddetli yersarsıntısı faya birkaç mil mesafede olur. Bu sarsıntının şiddeti hiçbir zaman üst sınır değildir. Aşağıdaki depremlerde bu özel noktadan bakarsak Elsentro Richter 1958, Hebgen gölü 18 Mayıs 1940 Montana 1940 (Steinbrugg ve Cloud 1962), Pleasant Walley, Nevada (Jones 1915), Buyın-Zara Iran (Ambrassey 1963). Ekim 1963 Elsentro depremi esnasında yer ivmesi faya 6,436 kilometre mesafeden kaydedilmiş ve maksimum yer ivmesi %33g bulunmuştur.

Tablo 9 da ivmeleri kaydedilmiş geçmiş Amerikan depremleri verilmiştir. İvmenin üst sınırı 50g (%) bulunmuştur. (Housner 1963) 1962 de Meksiko City'de bir göl yatağı üzerinde kurulmuş şehir sanki bir top gibi yuvarlak ve peltamsi bir hal almıştır. Yer ivmesinin spektrumunun en üst değeri 2.5 saniye bulunmuştur. Aynı durum Japon depremlerinde de olmuştur.

I.42 YÜZEY HAREKETİNE TESİR EDEN FAKTÖRLER: a-Fay kayma alanının muhiti, boyutu, gerilme düşmeleri, fay hareketinin tabiati, amplitüdü, yönü, zamanı ve tarihi. b-Sismik dalgaların hareket yolu kayaların fiziksel özelliği v.s.

Meksiko şehri yukardaki üç esası da ihtiva eder.Amerikada kaydedilmiş depremlerde lokal jeolojinin tesirinin büyüklüğü görülmüştür.Mesela Kaliforniya Elsentro da kaydedilen şiddetli deprem,Taft depremi veWashington'da Olimpia.Bu üçgen yerin spektrum eğrileri birbirlerine benzemesine rağmen lokal jeolojileri farklıdır.Bu depremlerin peak noktaları yoktur.Zemin durumu granit kayalarda rezonansa müsait kalınlıkta,üniform kalınlıkta alüvyon ve dalgaların yukarı hareketialüvyon yüzeylerde iki amplitüdü olacaktır.Tek tabakalı zeminde ise amplitüd tek olacaktır.Eğer alüvyon tabakaları temel kayasının üzerinde ise amplifikasyon belki daha büyük olacaktır.Yanı tabakalaşma durumuna bağlıdır.Gerçekten şiddetli yer hareketi asla yerli kayada (temel kayasında) kaydedilemez bundan dolayı olayın amplifikasyonu bilinmez.Hasarlarda lokal jeolojinin etkisi büyüktür.

I.43SUNI YER HAREKETİNİN GELİŞTİRİLMESİ:Deprem,yer ivmesinin kayıtlarına benzer sabit olmayan sönüm fonksiyonları ile ifade edilebilir.Fakat kayıtlarda tesbit edilen yer hareketi yeterli prezisyonda değildir.Yani istatistik çalışmalarla hesaplanamaz.Bazı çalışmalarda yapma ivme ölçen aletler kullanılmıştır.(Houston ve Jennings),(Amin ve Ang 1966) Şekil I.114 de bir akselogram görülmektedir.

I.44 FOURIER SPEKTRUMU:Frekans fonksiyonu ihtiva eden bir fonksiyon normal akselogramlar için geliştirilmiştir.Gerçeğe en yakın olana Fourier amplitüd spektrumu denir.Şekil I.126 da kütle- $m$  olan yay katsayısı  $k$  olan bir osilatör görülmektedir.Bu osilatör için dinamiğin genel denklemi yazılırsa:

$$y(t,p) = \frac{1}{p} \int \ddot{z}(\tau) \cdot \sin p(t-\tau) d\tau$$

Burada  $p^2 = k/m = (2\pi/T)^2$ ,  $T$ :Vibrasyonun tabii periyodudur.Burada osilatöre  $mz$  kadarlık bir kuvvet tatbik edilmektedir.Şekil I.126daki osilatörün toplam enerjisi :

$$E(t,p) : \frac{1}{2} m \left[ \left( \int_0^t \ddot{z} \cdot \sin(p\tau) d\tau \right)^2 + \left( \int_0^t \ddot{z} \cdot \cos(p\tau) d\tau \right)^2 \right]$$

Birim kütleye düşen enerjiyi bulalım:

$$\sqrt{2E(t,p)/m} = \left[ \left( \int_0^t \ddot{z} \cdot \sin(p\tau) d\tau \right)^2 + \left( \int_0^t \ddot{z} \cdot \cos(p\tau) d\tau \right)^2 \right]^{1/2}$$

$$\sqrt{2E(t,p)/m} : \left[ \int_0^{t_1} \ddot{z} \cdot \sin(p\tau) d\tau + \int_0^{t_1} \ddot{z} \cdot \cos(p\tau) d\tau \right]^{1/2} \text{ bulunur.}$$

$p: 2\pi/T$  ve  $T:1/f$  buradan  $p:2\pi f$  bulunur. Görülüyor ki yalnız  $f$  nin fonksiyonudur.  $\sqrt{2E/m} : \left[ \int_0^{t_1} \ddot{z} \cdot \sin(p\tau) + \int_0^{t_1} \ddot{z} \cdot \cos(p\tau) \right]^{1/2}$  ifadesinin maksimum değeri enerji spektrumudur ( $S_x, S_v, S_a$ ) bu ise  $E_k$  ve  $E_p$  spektrumlarının herbiri için maksimum değerlerdir. Hız ve deplasmanın ölçüsüdür. Spektrum eğrisi üzerinde sistemin enerjisi temsil edilmektedir.

I.45 MUKABELE SPEKTRUMU Şekil I.115 de görüleceği gibi integral halinde geliştirilerek  $t:t$  anında Fourier spektrumu ile enerji maksimum olacaktır. Temelde maksimum gerilmeden dolayı büyük deplasmanlar olacaktır. Şekil I.127 deki eğriye mukabele spektrumu denir.  $2E(t,m,p)/m$  değeri osilatörün maksimum hızıdır. Şekil I.126 daki osilatörün vizkoz sönüm mukabelesi aşağıdaki gibidir.

$$y(t,p,n) : \frac{1}{\omega_n} \int_0^t \ddot{z}(\tau) e^{-p(t-\tau)} \sin p_n(t-\tau) d\tau$$

$n$ : Kritik sönüm kesridir.  $p_n : p\sqrt{1-n^2}$   $n < 0,2$  den küçük olduğunda

karekök içi bir alınır. Yerdeğistirmenin maksimumu  $t_m$  de meydana gelir.  $y(t_m, p, n)$  mutlak değerine yerdeğistirme mukabele spektrumu denir.  $y(t_m, p, n)$  hız mukabele spektrumu denir.  $S_a : (k/m) \cdot S_d$

$$p^2 \cdot S_d : (2\pi/T)^2 \cdot S_d, \quad (T/2\pi) S_a : S_{pv} : (2\pi/T) \cdot S_d \text{ esitliğine Pseudo}$$

hız spektrumu denir. Bu eşitlik şöyle açıklanabilir. Kritik enerji son bulduğunda maksimum yerdeğistirme sonbulur. Bu enerji kinetik enerji şeklinde yazılırsa  $1/2 \cdot m(\dot{y})^2 = 1/2 k \cdot S_d^2$  maksimum rö-

$$\text{lativ hız } \dot{y} : (k/m)^{1/2} S_d : S_{pv} ( /T ) : S_{pv}, S_{pv} \text{ ve}$$

farketmez belki  $T:t$  anında farkedebilir.  $S_{pv}$  limit olarak

sıfıra gittiğinde  $S_v$  ise bu durumda  $z$  mak olur. Aşağıdaki  
 Şekil I.110, Şekil I.112, Şekil I.111, Şekil I.116, Şekil I.117  
 Şekil I.118, Şekil I.128, Şekil I.129, Şekil I.119, Şekil I.120  
 Şekil I.121, Şekil I.122, Şekil I.124, Şekil I.125

Tablo 3

Kayıcı fay ile (uzunluğu) manyitüd arasındaki idealize edilmiş ilişki.

Manyitüd	Uzunluk (m)
8,8	1609 metre
8,5	852,770
8,0	305,710
7,5	112,630
7,0	40,225
6,5	14,481
6,0	8,045
5,5	5,4706
5,0	3,3789
4,0	1,33547
4,5	2,0917
3,0	0,53097
2,0	0,22526
1,0	0,08045
0,0	0,028962

Tablo 4

Olmuş depremlerin kayıcı faylarının uzunlukları ile manyitüd arasındaki ilişki.

Deprem adı	Manyitüd	Uzunluk
Chile, 1960	8,5-8,6	945,400
Alaska , 1964	8,4	724,050
Sanfransisko, 1906	8,2	402,250
Elsentro, 1940	7,1	64,360
Baja Kaliforniya, 1956	6,8	24,135

Tablo 5

Yersantısının maksimum ivmesi ve süresi arasındaki ilişki

Manyitüd	Maksimum ivme(%g)	Süre
5,0	9	2
5,5	15	6
6,0	22	12
6,5	29	18
7,0	37	24
7,5	45	30
8,0	50	34
8,5	50	37

Dikkat edilirse manyitüd artınca depremin süresi artmaktadır.

Tablo 6

Manyitüd

Ivme	5,0	5,5	6,0	7,0	7,5	8,0
5	0,4	1,6	3,6	6,8	13	56
10		0,6	1,6	7,6	14	32
15			0,6	4,4	9,6	21
20				2,5	6,0	14
25					1,3	10

Yüz milikareyi kaplıyan ivme (%g). Bu tabloda görüldüğü gibi manyitüd artınca ivmenin haritası genişlemektedir.

Tablo 7

Yüzellibin milikare içinde beklenen depremler

Manyitüd Adet/yüzsene

4,75-5,25	250
5,25-5,75	140
5,75-6,25	78
6,25-6,75	40
7,25-7,75	7,6
7,75-8,25	2,1
8,25-8,75	0,6

Bu tabloya dikkat edilirse büyük depremlerin yüz senede vuku bulma adedi daha azdır.

Tablo 8

Kaliforniya ve çevresinde ivme % si ihtimali

Yılların periyodu

İvme yüzdesi	10	25	50	100
5	65	92	99	99
10	37	70	88	99
15	19	41	64	87
20	10	23	40	63
25	5	12	22	37
30	2,5	3,5	10	10
35	1	2,5	4,4	8,7

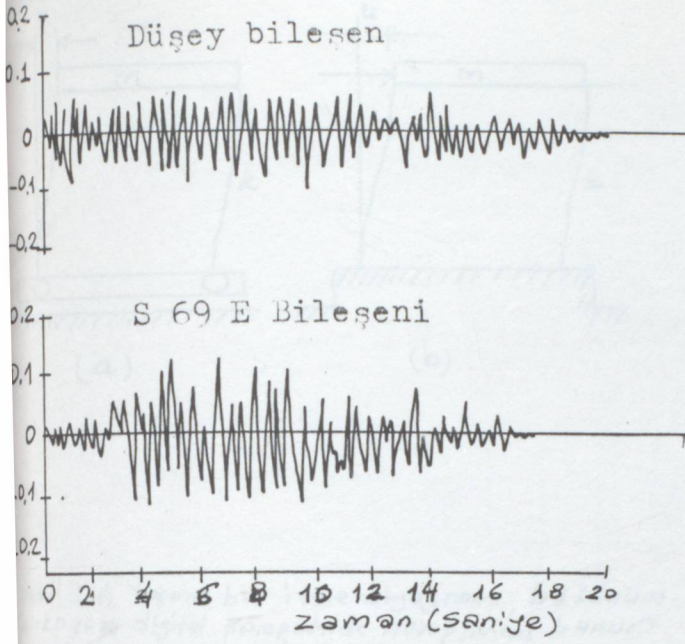
Tablo 9

Depremler ile siddetleri kaydedilmiş zemin ivmeleri  
Tarihi ve yeri kayıca faya yatay mes. Manyitüd Koordinat ivme

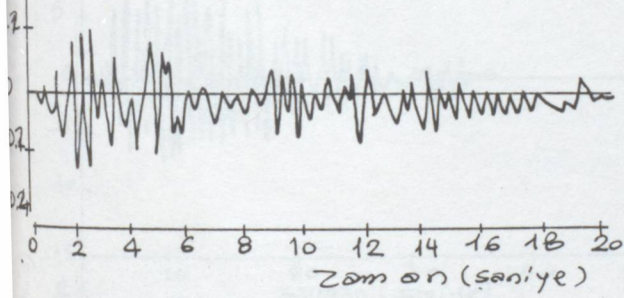
1-)27 Haziran 1966				
Parkfield Kaliforniya	321,800	5,6	N 66 E S25	50
2-)18 Mayıs 1940				
Elsentro Kaliforniya	6,436	7,0	N-S,E-W	33,2
3-)13 Nisan 1949				
Olimpia Washington	16,090	7,1	S 80,S 10 E	31,1
4-)30 Ekim 1934				
Elsentro Kaliforniya	56,315	6,5	N-S,E-W	13,1
5-)30 Haziran 1941				
Santa Barbara Kaliforniya	16,090	5,9	S 45,N 45 E	24,2
6-)9 Mart 1949				
Holister Kaliforniya	16,090	5,3	S 01,N 89W	23,1
7-)10 Mart 1933				
Vernon Kaliforniya	16,090	6,3	S 82 E,N 08E	19,1
8-)21 Temmuz 1952				
Taft Kaliforniya	40,225	7,7	S89E,N21E	18,1
9-)29 Nisan 1965				
Olimpia Washington	56,315	6,5	S04E,S86W	18,1
10-)31 Ekim 1935				
Helena Montana	8,045	6,0	E-N,N-S	16,1
11-)11 Eylül 1938				
Ferndale Kaliforniya	40,225	5,5	N45E,S45E	82,1
12-)Ekim 1941	32,180	6,4	N45E,S80E	13,9
13-)22 Mart 1957				
Sanfransisko	12,872	5,3	S80E	13,0
14-)2 Kasım 1933				
Vernon Kaliforniya	32,180	5,3	S82E-N08E	12,8
15-)22 mart 1957				
Sanfransisko	16,090	7,1	N88W-S02W	7,50
16-)13 Nisan 1949				
Seattle Washington	56,315	6,6	N45E,S45E	7,5
17-) 9 Subat 1941				
Ferndale Kaliforniya	96,540	5,3	N39E,N51W	6,0

18-) 2Ekim 1933				
Los Ancelos	24,135	6,25	N51W,N39E	6,5
19-) 10 Mayıs 1933				
Los ancelos Metro su	17,699	5,3	N81E,N09W	5,5
20-) 22 Mart 1957				
Sanfransisko Aleksandr binasi	17,699	5,3	N81E,N09W	5,5
21-) 22 Mart 1957				
Güney pasifik binası Kaliforniya	19,308	5,3	N45E,N45W	5,4
22-) 22 Mart 1957				
Oakland Kaliforniya	27,353	5,3	N26E,S84E	5,4

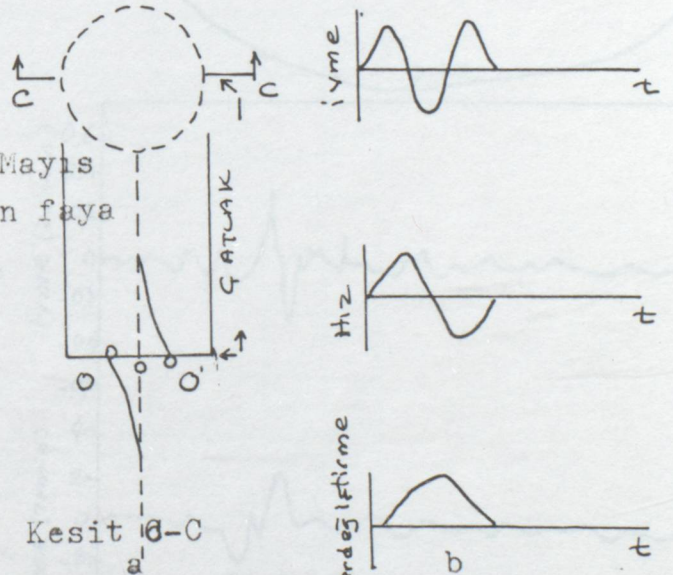
Not:Koordinat sütündeki rakamlar derecedir.



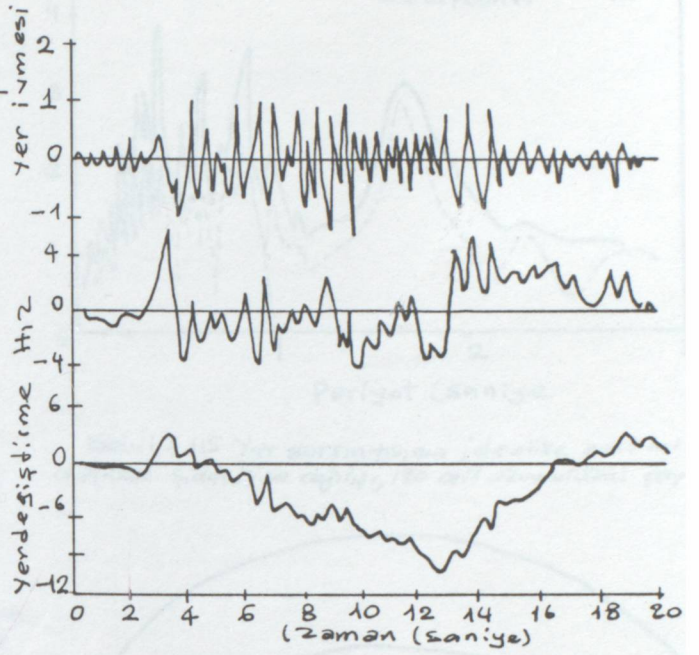
Şekil I.110 Taft depreminde yapılan 25 mil uzaklıktaki 7,7 manyitüdü fa-  
yın, Arvintehachopi depremi 21 Haziran  
1962 deki kayıt



Şekil I.112 Manyitüdü 7,1 olan 18 Mayıs  
1940 Elsentro depreminde sebep olan faya  
takribi mesafe 6436 metre ve  
kayıtlar çok derinde, zemin  
alüvyon ve su ile kaplı.

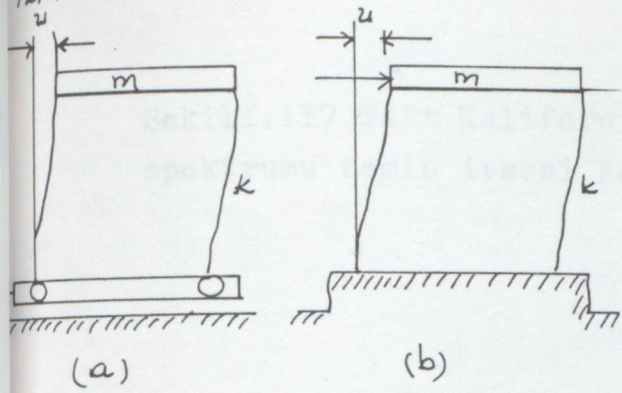


Şekil I.113 Elastik zemindeki kayma esnasın-  
da o noktası O' noktası haline gelir.



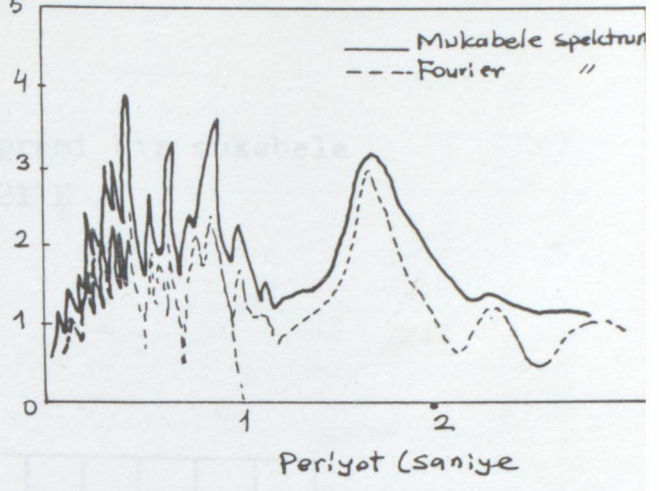
Şekil I.111 21 Haziran 1952 de  
Taft depremi Kaliforniya'da  
kaydedilmiş, ivme, hız, yerdeği-  
ştirme

Selül I.126 Tek serbestlik dereceli osilatör  
Temel ivmesi,  $\ddot{z}$  b) Tabanlı kuvveti  $m\ddot{z}$   
ikişisinde mukabeledir



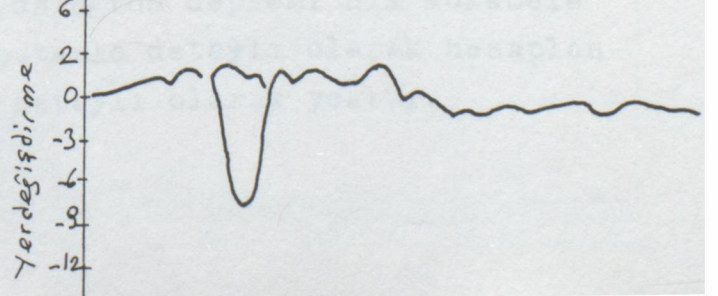
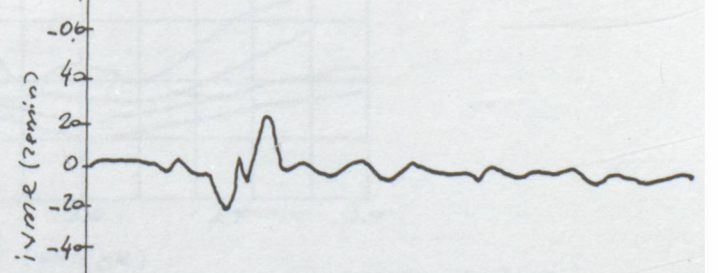
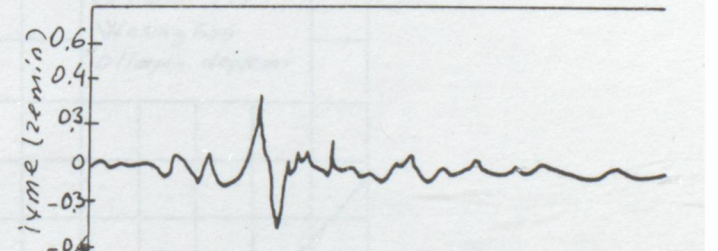
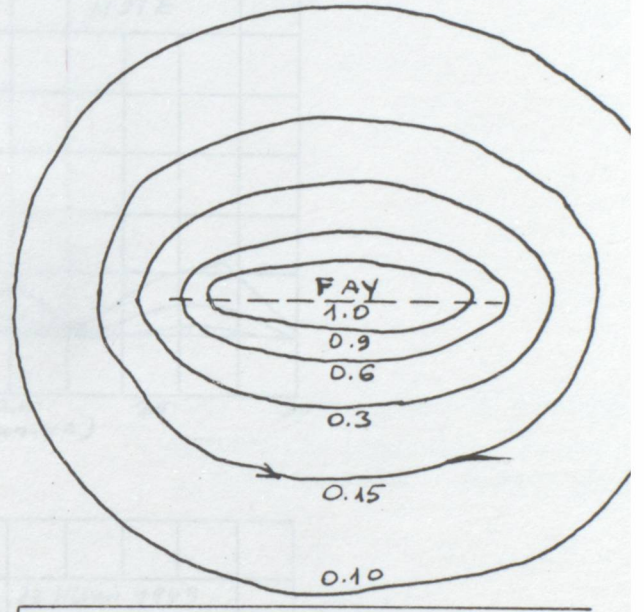
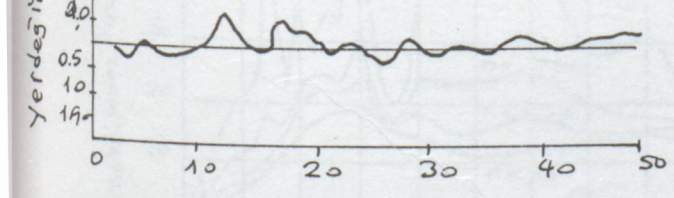
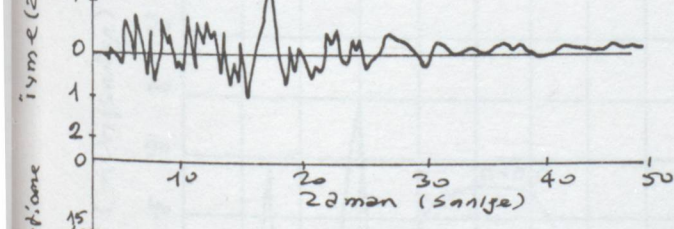
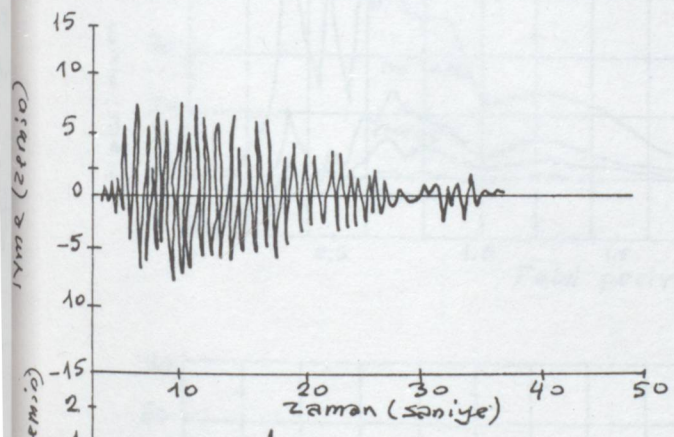
-116-

$m\ddot{z}$ , sönü m sıfır olduğu kalın çizgili hatta  
veya benzer olmaktadır.



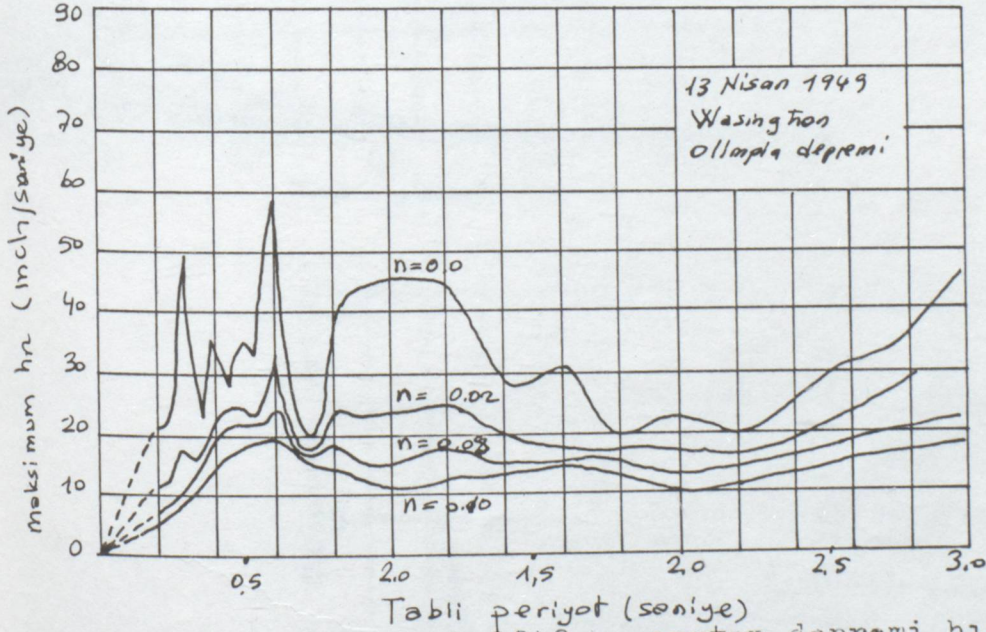
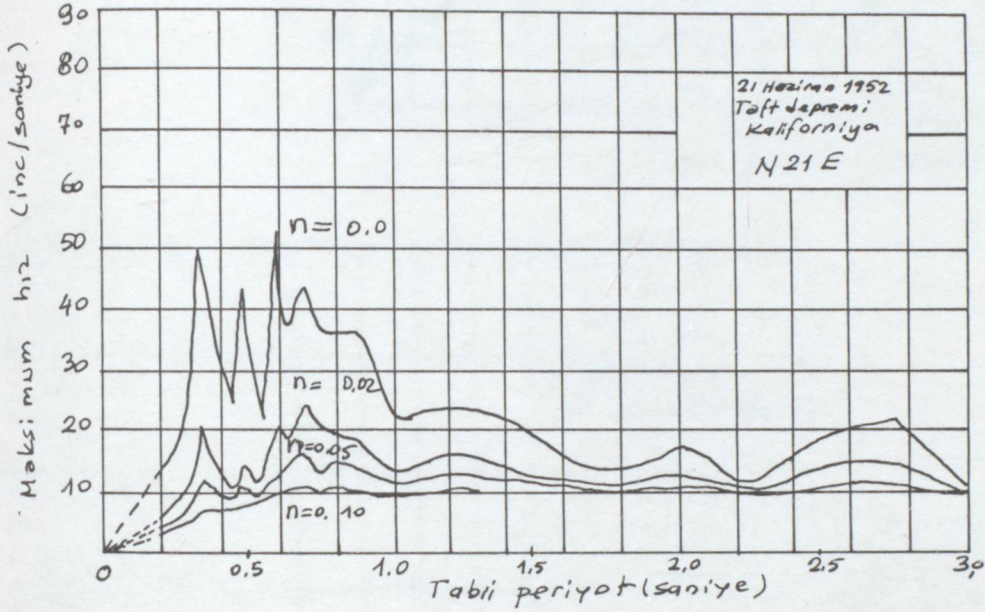
Selül I.115 Yer sarsıntısının idealize edilmiş  
statistik şiddetinin dağılışı, 120 mil uzaklıktaki fay

Selül 114 Yapma bir ivme diyagramı, bu sönüm  
teknisi yeni digital komputerde hesaplanmış bunun  
spektrumu yer hareketine benzemektedir Kaliforniya  
Teknoloji böyle bir teknik geliştirmiştir (komputerde)



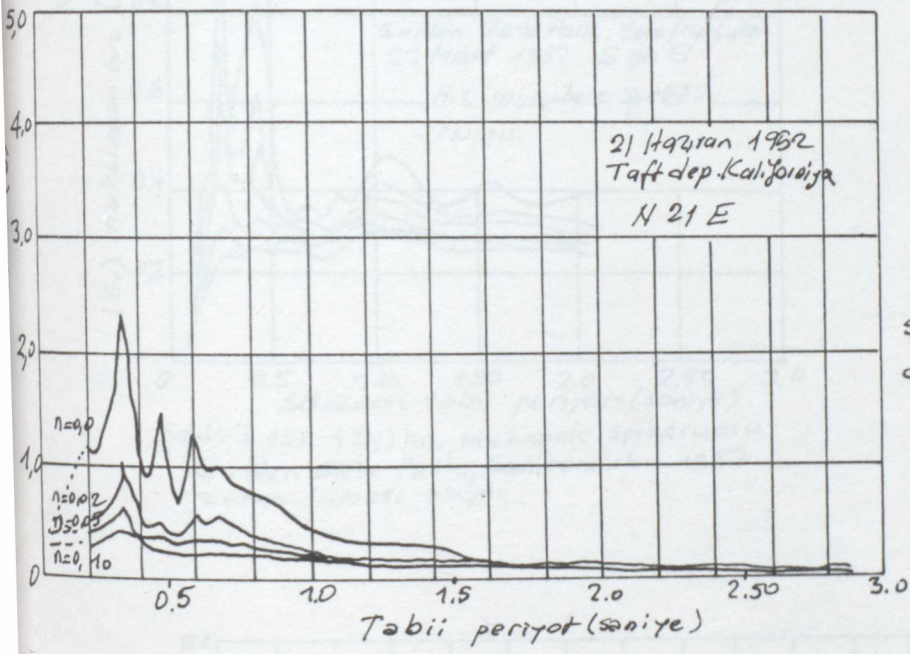
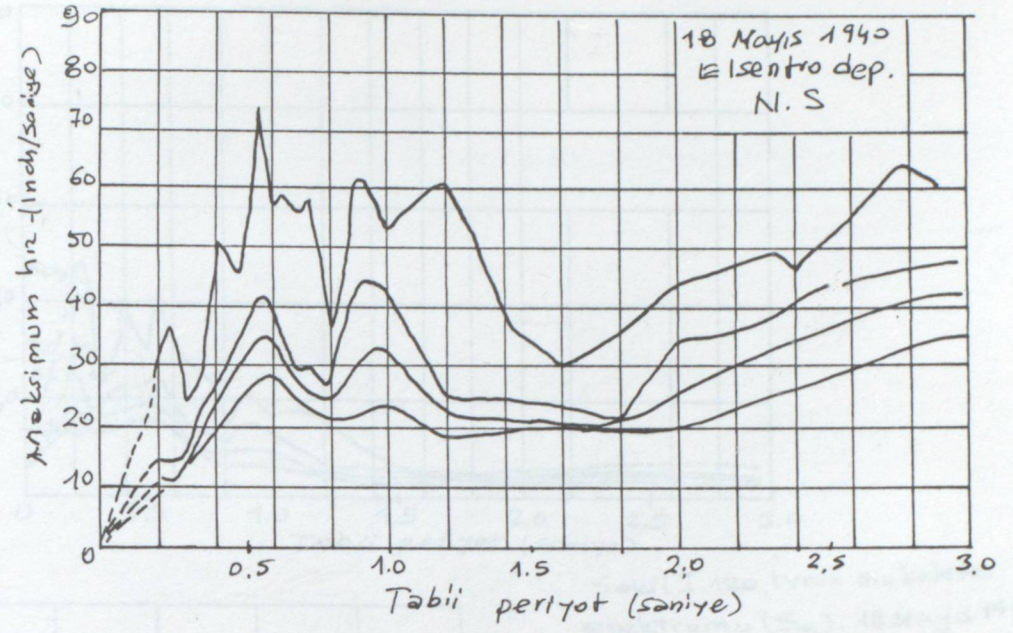
Selül I 116 27 Haziran 1966 Parkfield depremi Kaliforniya  
manyitudü 5,6 bunun orijini Sığ deyil San Andreas  
fayındadır. Bu ivme Sediman kayada kaydedilmiştir.

Şekil I.117 Taft Kaliforniya depremi hız mukabele spektrumu zemin ivmesi kaydı N21 E

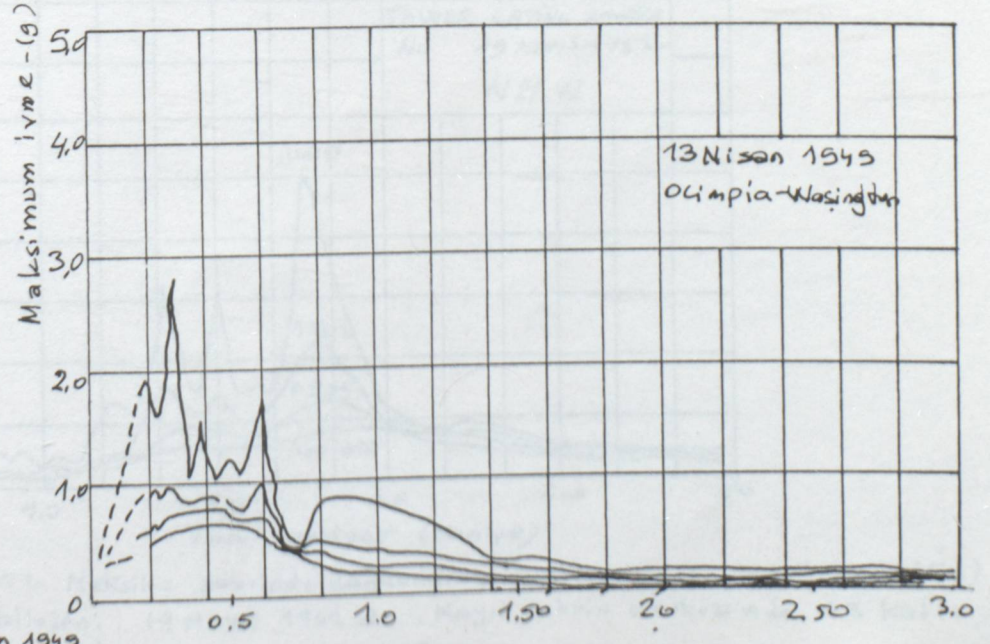


Sekil I.118 13 Nisan 1949 Wasington depremi hız mukabele spektrumu .Bu spektrum komputerle detaylı olarak hesaplanmıştır.Bu şekilde bu durum detaylı olarak yoktur.

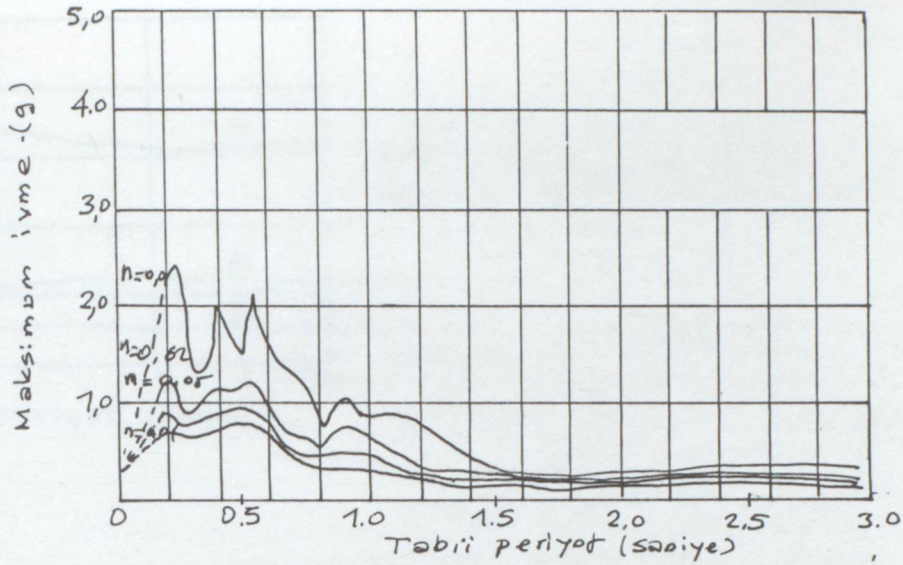
Şekil I.128 18 Mayıs 1940  
Chinde Elsentroda  
kaydedilen hız mukabele  
spektrumu NS Bileşeni



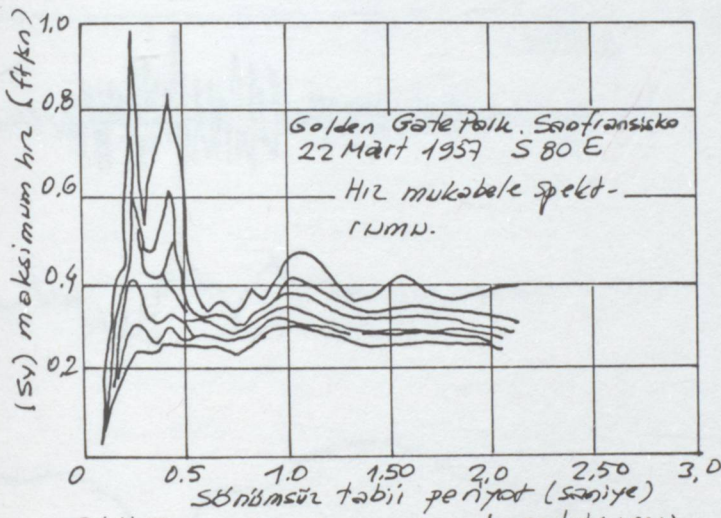
Şekil I.119, 21 Haziran 1952 de T  
depreminde kaydedilen ivme m  
ukabele spektrumu N 21 E Bileş



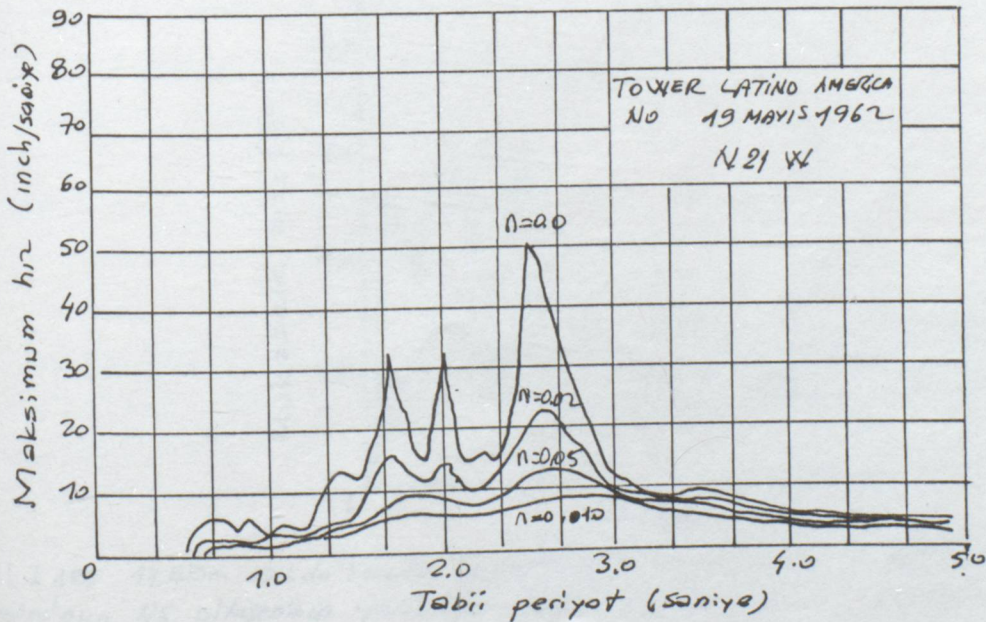
Şekil I.129, 13 Nisan 1949  
kaydedilmiş ivme spektrumu



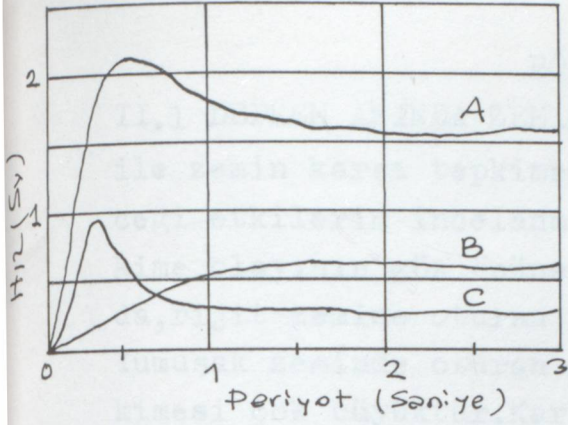
Şekil I.120, ivme mukabele Spektrumu ( $S_a$ ). 18 Mayıs 1940 Elsentro depreminde kaydedilmiştir.



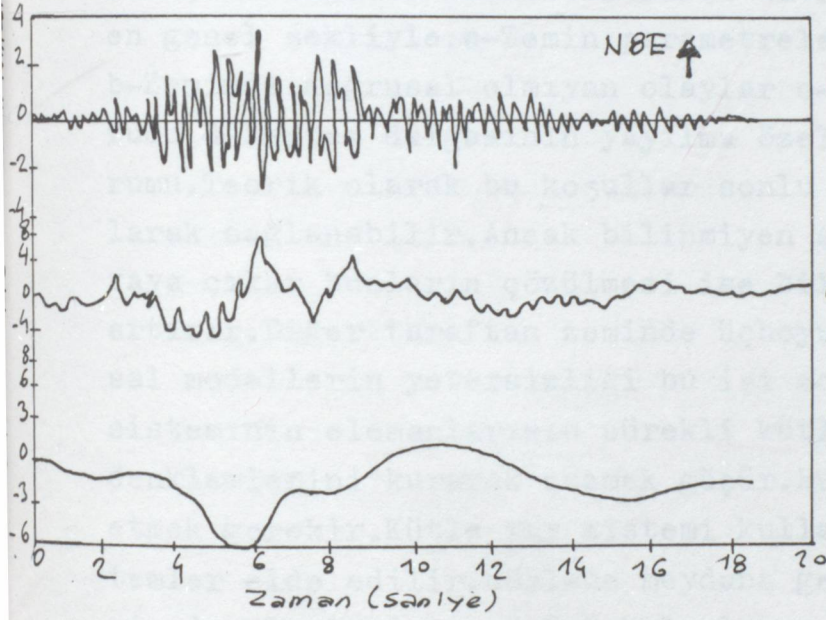
Şekil I.121 (5%) hız mukabele spektrumu Golden Gate Park, Sanfransisko 1957 zemin ivmesi kaydı



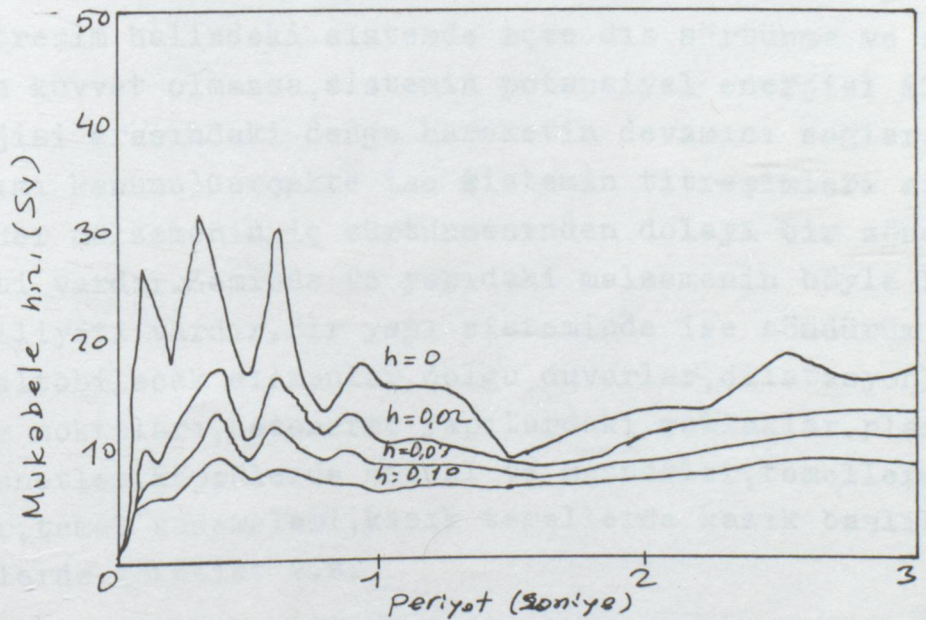
Şekil I.122 Meksiko Şehrinde kaydedilmiş hız mukabele Spektrumu (Sv) N 21 W bileşeni, 19 Mayıs 1962 de, Kayıt Şehrin merkezi nde 43 katlı binenin en üst katından alınmıştır.



Şekil I.123 İdealize edilmiş sönümsüz hız spektrü Eğriler manyitüd ve mesafeye göre çizilmiştir.



Şekil I.124 Alüvyon zeminde yer hareketi (limanlar) Peruda yapılmış. 17 Ekim 1966 da remi esnasında. Bu hareketin peakı  $9040g$  ve yüksek frekansıda A.B.D tahmin edilen depremdir.



Şekil I.125 17 Ekim 1966 da Peruda kaydedilen hız mukabele spektrumu. Bu spektrum El Sentro'nun XS. bileşiminin yarısından daha küçüktür. Fakat maksimum ivme daha büyüktür.

## BÖLÜM II

II.1 DEPREM ANINDA ZEMİN-YAPI ETKİLEŞİMİ: Deprem anında yapı ile zemin karşı tepkimesinin üst yapıda ve temelde yaratabileceği etkilerin incelenmesi çok karmaşık bir olaydır. Karşı tepkime olayının göz önüne alınması esnek zemine oturan bir yapıda, rijit zemine oturan aynı yapıya göre farklılıklar gösterir. Yumuşak zeminde oturan çok rijit yapılarda yapı-zemin karşı tepkimesi çok büyüktür. Karşı tepkime yapının deprem hareketine karşı mukabelesidir. Bu mukabele çeşitleri: Gerilmeler, defleksiyonlar momentler, kesme kuvvetleri ve titreşim hareketinin karakterestikleri, sistemin bu tesirlere karşı davranışını açıklar. Bu analiz en genel şekliyle: a-Zemin parametrelerinin derinlikle değişmesi b-Zeminde doğrusal olmıyan olaylar c-Olayın üç boyutlu olma durumu d-Deprem dalgasının yayılma özelliği e-Komşu yapıların durumu. Teorik olarak bu koşullar sonlu elemanlar metodu kullanılarak sağlanabilir. Ancak bilinmiyen sayısı fazla denklemler ortaya çıkar bunların çözülmesi ise bilgisayar bellek maliyetini artırır. Diğer taraftan zeminde üçboyutlu doğrusal olmıyan yapısal modellerin yetersizliği bu işi zorlaştırmaktadır. Bir yapı sisteminin elemanlarının sürekli kütleler farzederek titreşim denklemlerini kurarak çözmek güçtür. Bu durumda yapıyı idealize etmek gerekir. Kütle yay sistemi kullanılarak basit mekanik sistemler elde edilir. Böylece meydana gelen mekanik sistemin titreşim denklemlerinin çözümü kolaylaşır. Söndürücü (Damper veya Amortisör): Titreşim halindeki sistemde iç ve dış sürtünme ve sistemi besleyen kuvvet olmazsa, sistemin potansiyel enerjisi ile kinetik enerjisi arasındaki denge hareketin devamını sağlar. (enerjinin sakımı kanunu) Gerçekte ise sistemin titreşimleri azalarak söner. Her malzemenin iç sürtünmesinden dolayı bir söndürüm kabiliyeti vardır. Zeminde ve yapıdaki malzemenin böyle bir söndürüm kabiliyeti vardır. Bir yapı sisteminde ise söndürüm derecesini çoğaltabilecek elemanlar, dolgu duvarlar, dilatasyonlar, fugalar, düğüm noktaları, betonarme yapılardaki çatlaklar, plastik mafsallar, mesnetler, köprülerde mafsal ve mesnetler, temellerde dilatasyonlar, temel kademeleri, kazık temellerde kazık başlıkları, söket temellerde söketler v.s.

Sönüm dolayısıyla sistem enerjisinin bir kısmı başka bir enerjiye dönüşmekte ,deprem mühendisliği tabiriyle enerji yutulmaktadır.Enerji yutma kabiliyeti çok olan temel-yapı sistemi tercih edilir.Sönümün mevcut olması sönüm kuvvetinin denge denklemlerine girmesi demektir.Sönüm ikiye ayrılır:a-Coulomb sönü b-Viskoz sönüm.Temel-yapı sisteminde vizkoz sönüm vardır.Yani sönüm kuvveti yapı-temel titreşim hızıyla orantılıdır.Temel-yapı sisteminde tam sönüm varsa deplasmanlar sıfır yani enerjinin tamamı sistem tarafından yutulmuş demektir.Ancak formül de görüleceği gibi:  $x: \sqrt{c^2-4m}^{0,5}$  bu denklem hiçbir zaman sıfır olmaz demekki sistemde bir miktar deplasman daima vardır Şekil II.1 ve Şekil II.2 de ki gibi temelden bir dx elemanı ç karalım.Bu eleman için normal kuvvet yokken ve normal kuvvet varken **açq** denklemleri ile rijitlik matrisini yazarsak :

$$EIu'''' + mü = 0$$

Bu diferansiyel denklemin çözümünü yaparsak bu denklemi sağla

$$u: C_1 ch \beta x + C_2 ch \beta x + C_3 \cos \beta x + C_4 \sin \beta x$$

Buradaki C katsayıları sınır şartlarından tayin edilerek **açq** denklemleri yazılırsa

$$M_{ik} = \frac{EI}{l} \left[ C(\lambda) \varphi_{ik} + S(\lambda) \varphi_{ki} - r(\lambda) \frac{U_k}{l} + t(\lambda) \frac{U_i}{l} \right]$$

$$M_{ki} = \frac{EI}{l} \left[ S(\lambda) \varphi_{ik} + C(\lambda) \varphi_{ki} - t(\lambda) \frac{U_k}{l} + r(\lambda) \frac{U_i}{l} \right]$$

$$\beta^4 = \frac{mP^2}{EI} ; \quad \lambda = \beta l$$

$$C(\lambda) = \lambda \cdot \frac{ch \lambda \cdot \sin \lambda - sh \lambda \cdot \cos \lambda}{1 - ch \lambda \cdot \cos \lambda}$$

$$S(\lambda) = \lambda \cdot \frac{sh \lambda - \sin \lambda}{1 - ch \lambda \cdot \cos \lambda}$$

$$r(\lambda) = \lambda^2 \frac{ch \lambda - \cos \lambda}{1 - ch \lambda \cdot \cos \lambda}$$

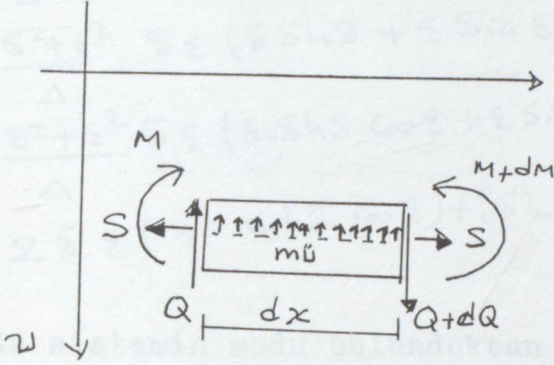
$$t(\lambda) = \lambda^2 \frac{sh \lambda \sin \lambda}{1 - ch \lambda \cdot \cos \lambda}$$

Kesme kuvveti için:

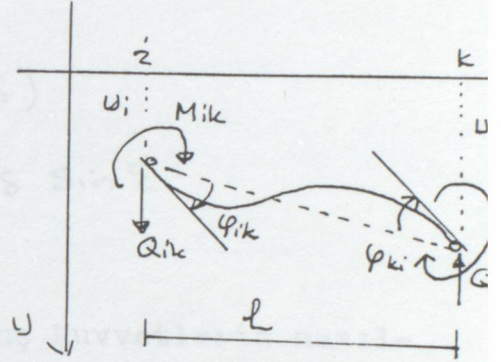
$$Q_{ik} = \frac{EI}{l^2} \left[ t(\lambda) \varphi_{ik} + r(\lambda) \varphi_{ki} - n(\lambda) \frac{U_k}{l} + m(\lambda) \frac{U_i}{l} \right]$$

$$Q_{ki} = \frac{EI}{l^2} \left[ r(\lambda) \varphi_{ik} + t(\lambda) \varphi_{ki} - m(\lambda) \frac{U_k}{l} + n(\lambda) \frac{U_i}{l} \right]$$

$$m(\lambda) = \lambda^3 \frac{\text{sh} \lambda \cdot \cos \lambda + \text{ch} \lambda \cdot \sin \lambda}{1 - \text{ch} \lambda \cdot \cos \lambda} ; \quad n(\lambda) = \lambda^3 \frac{\text{sh} \lambda + \sin \lambda}{1 - \text{ch} \lambda \cdot \cos \lambda}$$



Şekil II.1



Şekil II.2

Burada deprem anında temelin dx elemanına gelen kuvvetlerin açılı metodu ile denklemlerini yazdık, bu formüllerin çıkarılmasında S kuvveti ihmal edilmişti. Denge denklemlerine dış yüklerden gelen ankastrelik momentleri de eklenecektir.

$EIu'''' + Sü + mü = 0$  Bu denklemin genel çözümü

$$U = C_1 \cdot \text{ch} \frac{\delta x}{l} + C_2 \cdot \text{sh} \frac{\delta x}{l} + C_3 \cos \frac{\epsilon x}{l} + C_4 \sin \frac{\epsilon x}{l}$$

$$\delta = \sqrt{-\frac{\alpha^2}{2} + \sqrt{\frac{\alpha^4}{4} + \beta^4}} ; \quad \epsilon = \sqrt{\frac{\alpha^2}{2} + \sqrt{\frac{\alpha^4}{4} + \beta^4}} , \quad \alpha^4 = \frac{SL^2}{EI} , \quad \beta^4 = \frac{mP^2}{EI}$$

$$M_{ik} = \frac{EI}{l} \left[ c \cdot \varphi_{ik} + s \cdot \varphi_{ki} - r \frac{U_k}{l} + t \frac{U_i}{l} \right]$$

$$M_{ki} = \frac{EI}{l} \left[ s \cdot \varphi_{ik} + c \cdot \varphi_{ki} - t \frac{U_k}{l} + r \frac{U_i}{l} \right]$$

$$Q_{ik} = \frac{EI}{l^2} \left[ t \cdot \varphi_{ik} + r \cdot \varphi_{ki} - n \frac{U_k}{l} + m \frac{U_i}{l} \right]$$

$$Q_{ki} = -\frac{EI}{l^2} \left[ r \cdot \varphi_{ik} + t \cdot \varphi_{ki} - m \frac{U_k}{l} + n \frac{U_i}{l} \right]$$

$$c = \frac{\delta^2 + \varepsilon^2}{\Delta} (\varepsilon \cdot \text{sh} \delta - \delta \cdot \sin \varepsilon)$$

$$s = \frac{\delta^2 + \varepsilon^2}{\Delta} (\varepsilon \cdot \text{sh} \delta - \delta \sin \varepsilon)$$

$$r = \frac{\delta^2 + \varepsilon^2}{\Delta} \cdot \delta \varepsilon (\text{ch} \delta - \cos \varepsilon)$$

$$t = \frac{\delta \varepsilon}{\Delta} \left[ 2 \cdot \delta \varepsilon \text{sh} \delta \cdot \sin \varepsilon + (\delta^2 - \varepsilon^2) (\text{ch} \delta \cdot \cos \varepsilon - 1) \right]$$

$$h = \frac{\delta^2 + \varepsilon^2}{\Delta} \cdot \delta \varepsilon (\delta \text{sh} \delta + \varepsilon \sin \varepsilon)$$

$$m = \frac{\delta^2 + \varepsilon^2}{\Delta} \cdot \delta \varepsilon (\delta \cdot \text{sh} \delta \cdot \cos \varepsilon + \varepsilon \sin \varepsilon \text{ch} \delta)$$

$$\Delta = 2 \delta \cdot \varepsilon (1 - \text{ch} \delta \cdot \cos \varepsilon) + (\delta^2 - \varepsilon^2) \text{sh} \delta \cdot \sin \varepsilon$$

Yukarda sistemin modu bulunduktan sonra uç kuvvetlerin nasıl bulunacağını gösterdik. Şimdi sistemin titreşim modunun nasıl bulunacağını gösterelim. Bu iş için eşitli yöntemler vardır. Sistemin Özel değerlerinin bulunmasında kullanılan metodlar:

- a-Yerel iterasyon metodları
- b-Genel iterasyon metodları
- c-Şekil değiştirme metodları

Birinci grupta her seferinde bir özel değer ve bu özel değere karşılık gelen vektör bulunur. (Stodola ve Rayleigh metodları gibi). İkinci de ise sistemin bütün özel değerleri bulunur. (Jacobi metodu). Üçüncü de ise Givens ve Householder metodu gibi. Özel değer için tarafımdan derlenmiş basic dilinde kodlanmış bir program verilmiştir. Bu programla sistemin özel değeri bulunarak buradan periyot ve frekansa geçilerek sistemin deplasmanları Duhamel entegrali ile hesaplanır. (Ek 1)

## II.2 SİSTEMİN ÖZEL DEĞERLERİNİ BULMAK İÇİN İZLENECEK ADIMLAR

a-Sistemin kütleleri, boyutları, rijitlikleri verilmistir.

ve  $k_{ij}$  statik belirlenir.

$$b- \begin{bmatrix} (k_{11} - m_1 p^2) & k_{12} & \dots & k_{1n} \\ k_{21} & (k_{22} - m_2 p^2) & & k_{2n} \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ k_{n1} & k_{n2} & \dots & (k_{nn} - m_n p^2) \end{bmatrix} = 0$$

Bu determinant açılarak n adet p değeri bulunur.

c-p<sup>2</sup> lerden p ler bulunur.Yalnız pozitif olanları alınır.

d-f(t): A<sub>n</sub> cos p<sub>n</sub> t + B<sub>n</sub> sin p<sub>n</sub> t olacak şekilde her nokta harmo-  
nik bir hareket yapacaktır.

e-p<sub>1</sub>, p<sub>2</sub>.....p<sub>n</sub> değerleri sistemin denge denkleminde ye-  
rine konarak a<sub>1</sub>, a<sub>2</sub>, .....a<sub>n</sub> değerleri bulunur.Bunlar bir-  
birleri ile orantılıdır.(Eigen vektörleri)

f-Başlangıç deplasmanları verildiğinde A<sub>i</sub> ler ,başlangıç hızla-  
rı verildiğinde B<sub>i</sub> ler belirtilir.

g-Bu şekilde f<sub>i</sub> fonksiyonları nın süperpozisyonundan x<sub>i</sub> ler  
bulunur.

Sistemin özel değeri bulunduktan sonra Duhamel entegrali ile  
sönümlü ve sönümsüz hallerinden sistemin deplasmanına geçilir.

$$x(t, p, \frac{c}{c_{kritik}}) = -\frac{1}{p^2} \int_0^t e^{-p(t-\tau)} \cdot \ddot{z}(\tau) \sin p^*(t-\tau) d\tau \quad \text{sönümlü}$$

$$x(t, p) = -\frac{1}{p} \int_0^t \ddot{z}(\tau) \cdot \sin p(t-\tau) d\tau \quad \text{sönümsüz}$$

$$F_p = \frac{kx^2}{2} \quad F_k = \frac{1}{2} m \dot{x}^2$$

$$F = F_p + F_k. \quad \text{bulunur.}$$

Tekrarlı yüklerin periyodik olarak yön değiştirmesi temelde ani  
bir yorulma meydana getirir.Üst yapı rijit ise bunun periyodu

alt yapının periyoduna eşit olmakta u<sub>i</sub> ve u<sub>k</sub> ların kayalık zemin-  
de sıfır veya sıfıra çok yakın olması zemin-yapı etkileşimini  
olumlu yönde etkilemektedir.Duhamel entegrali sükünetteki sis-  
teme ani ve kısa süreli dış etkilerden meydana gelecek deplasman-  
ları verir.

### II.3 ZEMİN-YAPI ETKİLEŞİMİ VE ZEMİN AMPLİFİKASYON OLAYI

Deforme olabilen temellerin zemin değişimi ,yapıların sismik mukabelesi veya birbirlerine nöbetleşe yaptıkları etkiye zemin-yapı etkileşimi denir.Zemin-yapı etkileşimi zemin amplifikasyonu için çok önemlidir.Yapının homojen bir zeminde ve homojen zeminin ise kayaya oturduğu kabul edilir.ŞekilII.3 de bir deprem esnasında hasıl olacak kuvvetler görülüyor.

(Whitman 1969)

a-Kaya seviyesindeki zemin hareket miktarına zemin yerdeğiştirmesi denir.( $u_r$ )

b-Yeryüzeyi ile temel arasında meydana gelen  $u_0$  ve  $u$  ile tarif edilir.Bu durumda tam kaya seviyesindeki ile ( $u_r$ ) ile

yüzeydeki  $u$  birbirinden farklıdır.İşte bu olaya zemin amplifikasyon olayı denir.Aşağıdaki gibi tarif edilir.

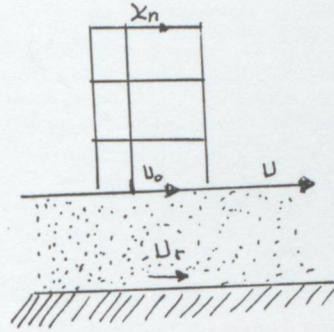
$u:A(\Omega)u_r$  ,Burada  $A(\Omega)$  :Amplifikasyon spektrumudur.

c-Mevcut yapıların yer hareketi ile sarsılması esnasında,Serbest zemin yüzeyinin deplasmanı ile bina tabanının deplasmanları farklıdır.( $u_0$  ile  $u$ )

d-Binaların deforme olabilmeliğinden dolayı,n yinci katın yerdeğiştirmesi  $x_n$  temelin yerdeğiştirmesinden farklıdır.

( $u$  ve  $u_0$ )

$x_n:I(\Omega)$  u burada  $I(\Omega)$  zemin -yapı etkileşim spektrumudur.Bu eşitlik etkileşim olayının delilidir.Bu olaydan dolayı yapılar da mikrotremor durumu ortaya çıkar.Bu durum mikro sismisite olarak inşaat mühendisliği fakültelerinde ve yapı araştırma enstitütülerinde Jasey tarafından hesaplanmıştır.Binaların tabii frekansı bulunmuştur.



Şekil II.3

Zemin -yapı etkileşim olayı bir vibro teypten gözetlenebilir. Şekil II.4 de bazı binalar için tipik kayıtlar görülmektedir. Burada alınan kayıtlar bina tepesinde ve binadan on metre uzakta iki kayıt vardır. Dikkat edilirse binadan uzaklaştıkça tesir azalıyor. Mikrotremor kayıtları binanın yanında ,binanın içinde ve tepesinde birbirinden farklıdır.

Ionescu 1973 de zemin amplifikasyon olayını ispatlamak için bir temel çukuru açtı ve bu temel çukuruna dört adet vibrasyon aşğıdaki noktalarda yerleştirdi.

a-) -18 metre çukurun dibinde

b-) - 9 metre çukurun aşağısında

c-) 0,00 metre de temel üst yüzeyinde on metre uzağa yerleş-

tirildi.yani temel çukurunun dışında.Temel çukurunda yapılan

kayıtlar temel çukurunun dibinde yapılan kayıtları fazla tahrip-

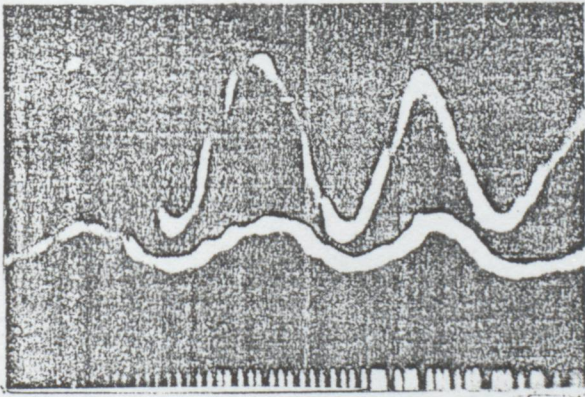
kar olacağını ve muhtelif tonlarda olduğu Şekil II.4 görülüyor.

(Şekil II.5 )



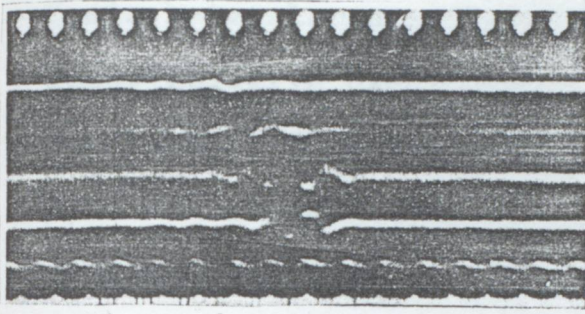
Şekil II.5 Keskin bir temel çukurunda yapılan kayıtlar  
şifrelerden on metre uzakta  
temel yüzeyinde  
a-) 9 metre derinde  
b-) 12 metre derinde

Temelden on metre uzakta ölçme yüksekliği ne kadar  
büyük olduğuna göre değişir.



Şekil II.4 Bina tepesinde ve binadan on metre  
uzaklıkta alınan kayıtlar.

II.4 ZEMİN-YAPI ETKİLEMLERİ  
KAZI TESİRLERİ



Şekil II.5 Kazılan bir temel çukurunda yapılan kayıtlar

- a) Temelden on metre uzakta
- b) Temel yüzeyinde
- c) -9 metre derinde
- d) -18 metre derinde

Temelden on metre uzaktaki dalga genliğinin ne kadar küçük olduğu görülüyor.

## II.4 ZEMİN-YAPI ETKİLEŞİMİNİN YAPILARIN DİNAMİK MUKABELESİNE TESİRİ

Zemin katmanlarının fleksibilitesinin tesiri, üzerindeki çalışmalar yapıların hasar oranının geçmiş depremlerde (Kanai 1949, Tanabaskı 1953, Dukel 1958, Seed 1967, Rose ve Seed 1969, Abres 1973) Aynı vibrasyon kuvvetinde yapılan şiddetli hareket kayıtları (Jennings ve Kuroiwa 1970, Protonatarios ve Whitman 1971, Petrovski, 1971 ve 1973, Muto 1972 ve diğerleri) Bu yazarlar zemin mukabelesinin zemin katmanının fleksibilitesinin etkisini izah etmişlerdir. Zemin tabakası değişimi umumiyetle zemin-yapı etkileşiminde kullanılır. Temel ile yapı arasında bir enerji alışverişi, buna bağlı olarak zemin katmaları arasında olur. Etkileşim olayına asıl sebep, rezonans frekansının değişimi ve enerji absorpsiyonu olmaktadır.

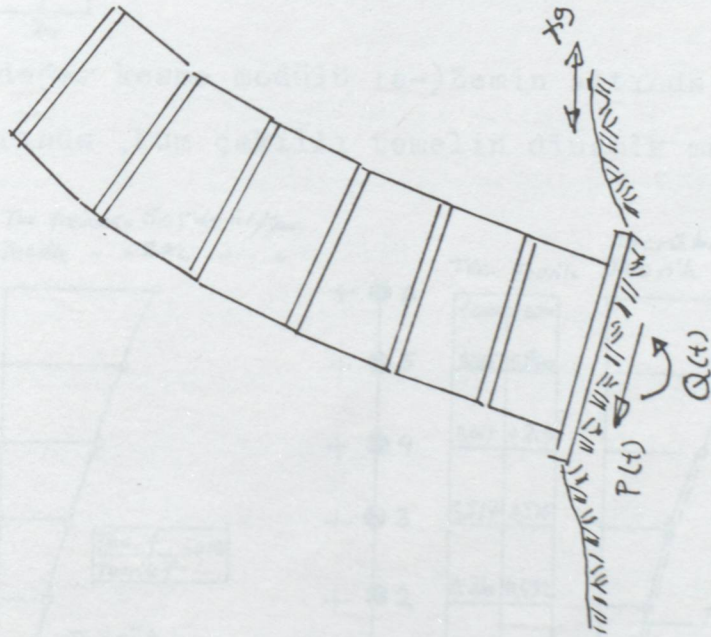
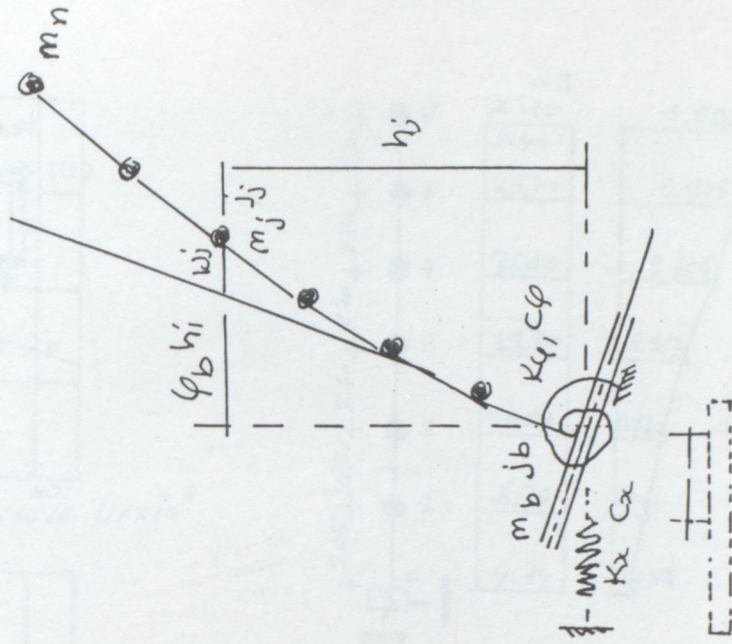
### II.4.1 ZEMİN -YAPI ETKİLEŞİM PARAMETRELERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

Zemin-yapı etkileşim parametrelerinin değerlendirilmesi ankastre temellerin dinamik mukabelesinden, dinamik eşdeğer özelliklerin geliştirilmesinde temel kabullerin (zemin katmanın) doğruluğu eğer dinamik deneyler anlatıldığı gibi şartlar ve yapının ikazı ile bulunursa aynı zemin şartlarının ve yapının tesiri ettiği alan düşünülür. Arazi tecrubesinde yatay olarak vibrasyonla sallanan temelin dinamik mukabelesi arazide ölçülmüş zemin katmanlarının cinsine göre farklı şekilde tahrik edilmiş Şekil II.6 da eşdeğer zemin kesme modülü rezonans amplitüdüne göre verilmiştir. Bu kabulleri doğrulamak için aynı zemin şartlarında beş katlı prefabrik bina vibrasyona maruz bırakıldı, aynı zemin şartları sağlandı. Deney binanın dinamik özellikleri zemine uyduruldu.  $u_p: 4,74 \text{ cm} \times 10^{-3}$  bulundu. Şekil II.6 dan eşdeğer kesme modülü : Zemin altında  $G: 4150 \text{ t/m}^2$  ve zemin

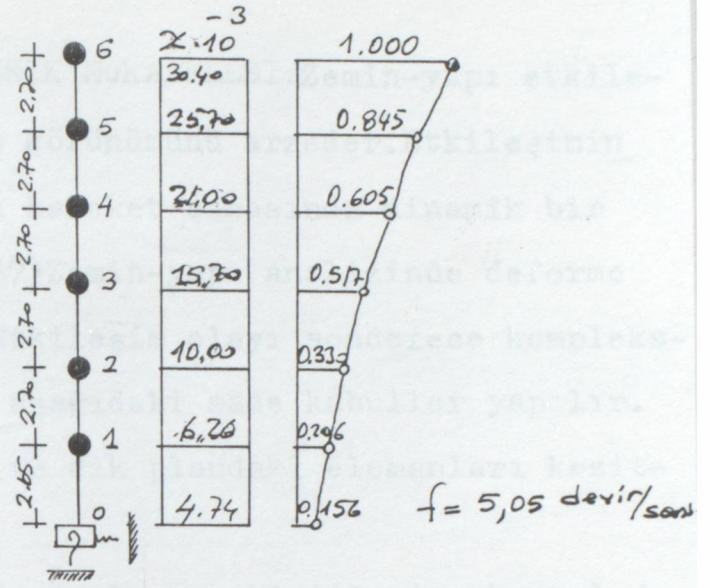
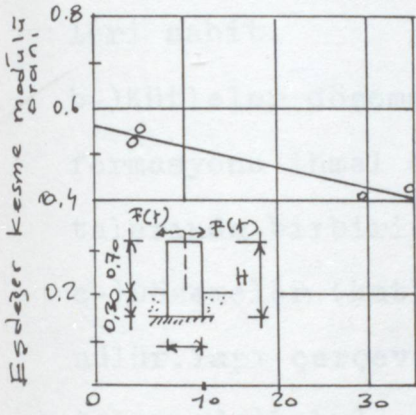
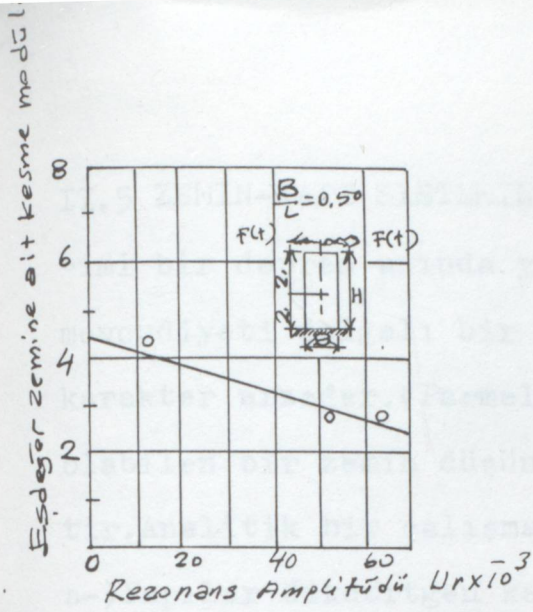
kenarında  $G:2244 \text{ t/m}^2$ . Zemin-yapı etkileşim parametreleri etkileşim spektrumundan bulunur.

**II.4.2 MATEMATİK MODELİN FORMULASYONU:** Zemin -yapı etkileşimini bulmak için kütle ve rijitlik matrislerine ihtiyaç vardır. Bir diyagonal matris küleler için düşünülür, yapının elastik mesnetlere oturduğu kabul edilir. Buradan yapının parametreleri bulunur.

**II.4.3 YAPININ DİNAMİK ÖZELLİKLERİ:** Zemin-yapı parametreleri için temel ankastre ve elastik bağlı olarak düşünülür. Şekil II.7 de beş katlı binanın (elastik bağlı) vibrasyonel çalışması görülüyor. Şekil II.8 de her iki temel için teorik ve tecrübi değerler verilmiştir. Tam ankastre modelde farklılık görülüyor. Elastik ankastre temelde ise tecrübi değerler ile teorik değerler hemen hemen birbirine eşit görülüyor. Aşıkarak sabit temele bağlı model %100 rezonans frekansındaki farklıdır. Rezonans frekansının farklılığı modelin biçimi ve temel şekli önemlidir. Şekil II.8 a da elastik bağlı model için rezonans frekansındaki farklılık %4.5 dir. İyi bir model biçimi seçilmiştir. Model yapının dinamik mukabelesi Elsentro 40 N-S bileşeni ve Port Huenema 1957 N-S bileşeni ile analizi düşünülür. Matematik modelin geliştirilmesi Zemin-yapı etkileşimine etki eder. Temeldeki kesmeden dolayı etkileşim tesirindeki azalma %20-%50 kadardır. Atalet kuvvetlerindeki önemli azalma, yumuşak zeminler büyük hasar ve daha az enerji absorpsiyonu olmaktadır. Zemin-yapı etkileşiminin iyi olabilmesi için güzel bir dizayn pratik kusurları önlemektedir. Eski depremleri daha önce bölüm bir de detaylı olarak inceledik buradaki yıkılmaların yapı-zemin etkileşiminin kötü neticesi olarak açıklanabilir.



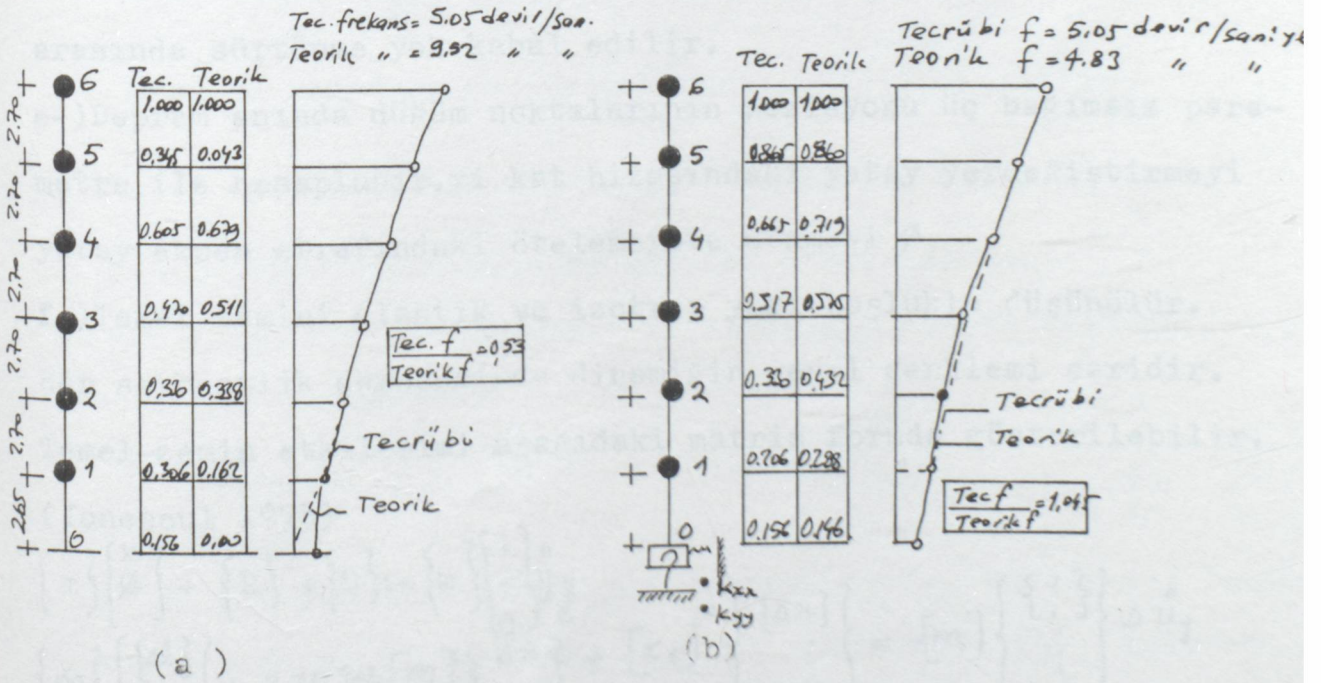
Sekil 11.6 Deprem anında zemin-yapı sistemi



Sekil II.7 Beş katlı binanın vibrasyon çalışması

Sekil II.6 Eşdeğer kesme modülü :a-)Zemin altında

b-)Zemin kenarında ,kum çakıllı temelin dinamik mukabelesi



Sekil II.8 Tam ankastre model (a) ve fleksibil model (b) deney neticeleri.

II.5 ZEMİN-YAPI SİSTEMİNİN SİSMİK MUKABELESI:Zemin-yapı etkileşimi bir deprem anında yapının görünümünü arzeder.Etkileşimin mevcudiyeti dalgalı bir sismik hareket esnasında dinamik bir karakter arzeder.(Parmelea 1967)Zemin-yapı analizinde deforme olabilen bir zemin düşünülür.Etkileşim olayı sonderece kompleks-tir.Analitik bir çalışma için aşağıdaki sade kabuller yapılır.

a-)Yapılar dikdörtgen kesitli ve dik plandaki elemanları kesitleri sabit.

b-)Kütleler döşemeler hizasında toplanmış,kirişlerin eksenal deformasyonu ihmal edilmekte ve yanal deplasman bütün düğüm noktalarında birbirine eşittir.

c-)Dösemeler (katlar) kendi planları içinde sonsuz rijit düşünülür.Yapı çerçeveleri bir pimle birbirine bağlanmış (düğüm noktalarında)kabul edilir.

d-)Dolgu elemanları etkileşime tesir etmez.

e-)Temel tabanı rijit düşünülür.Deprem anında temel ile zemin arasında sürtünme yok kabul edilir.

e-)Deprem anında düğüm noktalarının pozisyonu üç bağımsız parametre ile hesaplanır.xi kat hizasındaki yatay yerdeğiştirmeyi yatay eksen etrafındaki ötelemeyive dönmeyi  $\phi$

f-)Temel zemini elastik ve izotrop yarı boşluklu düşünülür.

Her serbestlik derecesinde dinamiğin genel denklemi caridir.

Temel-zemin etkileşimi aşağıdaki matris formda gösterilebilir.

(Ionescul 1973)

$$\{m\} \begin{Bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{\phi} \end{Bmatrix} + \{R\} + \{Q\} = - \begin{Bmatrix} 1 \\ \cdot \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g$$
$$\{m\} \begin{Bmatrix} \ddot{\Delta x} \\ \ddot{\Delta \phi} \end{Bmatrix} + 2w_1 w_2 [m] \begin{Bmatrix} \Delta x \\ \Delta \phi \end{Bmatrix} + [k_1]^c \begin{Bmatrix} \Delta x \\ \Delta \phi \end{Bmatrix} = -[m] \begin{Bmatrix} 1 \\ \cdot \\ \cdot \\ 0 \end{Bmatrix} \Delta \ddot{u}_g$$

Burada:

Q:Kuvvet durum vektörü

R:Sönüm vektörü

x:Kat seviyesindeki yatay yerdeğiştirme

Ø:Temelin yatay eksen etrafındaki dönmesi

ü<sub>g</sub>:Deprem esnasındaki zemin ivmesi

Kütle matrisi ve kütle atalet momentleri köşegen matris formda yazılabilir.

$$m = \begin{bmatrix} m_1 & & & \\ & m_0 & & \\ & & & m_s \\ & & & & I \end{bmatrix}$$

$m_i$  = Alt matrisi yapı kütesinin  
 $m_0$  = Döşemelerin kütle matrisi  
 $m_s$  = Komşu temel kütesi alt matrisi

Temelin iki yanında iki kere temel zemini düşünülür.Yapı-zemin sistemi bir bir vizkoz sönümle birleşir.Vibrasyonun (depremin)

ilk tabii modu:  $\{R\} = 2 \cdot v_1 \cdot \omega_1 \begin{Bmatrix} x \\ \phi \end{Bmatrix} ; \{\phi\} = [K_1^c] \begin{Bmatrix} x \\ \phi \end{Bmatrix}$

Durum vektörü aşağıdaki gibi yazılabilir.

Yapının etkileşiminde yatay rijitlik matrisi şöyle yazılabilir.

$$[K_1^c] = \begin{bmatrix} [K_x^x] & [K_x^u] & [K_x^\phi] \\ [K_u^x] & [K_u^u] & [K_u^\phi] \\ [K_\phi^x] & [K_\phi^u] & [K_\phi^\phi] \end{bmatrix} ; K_H = C_{1H} \cdot G_F ; K_R = C_{1R} \cdot G_V$$

$K_x^x$ : Temelin rijit olması halinde yatay rijitlik matrisi

$K_u^u$ :Zemin -yapı etkileşim matrisi translasyon modunda

$K_\phi^\phi$ :Zemin-yapı yarı etkileşim matrisi dönme modunda

Bu matrisler (Reisner Bycraft ve Asiek,Richard ve Whitman 1957) tarafından bulunmuştur.

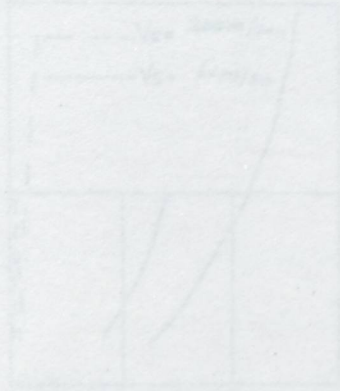
Burada :  $C_{1H} = \frac{1}{a} \frac{S_{ij} |f_{1H}|}{(f_{1H}^2 + f_{2H}^2)^{1/2}} ; C_{1R} = \left(\frac{1}{a}\right) \frac{S_{ij} |F_{1R}|}{f_{1R}^2 + f_{2R}^2}$

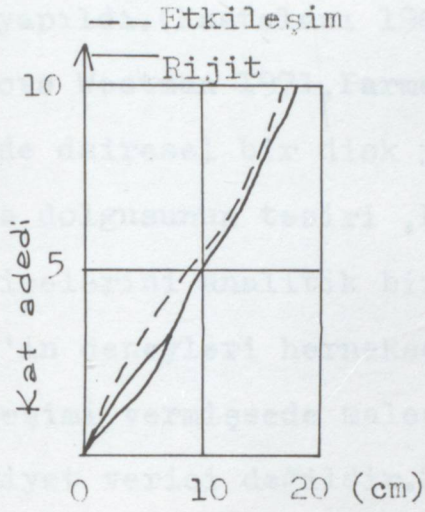
$z' = 1, 2, \dots$   
 $j = 2$   
 $z' = 1, 2 \quad j = 2$   
 $S_{ij} = \begin{cases} 0 & z' \neq j \\ 1 & z' = j \end{cases}$

$f_{1H} + f_{2H}$  yatay translasyon fonksiyonudurlar. $f_{1R}$  Rotasyonel fonksiyonun modu ve "a" boyutsuz frekans oranı :  $a = \frac{\Omega r}{V_s}$  bulunur.

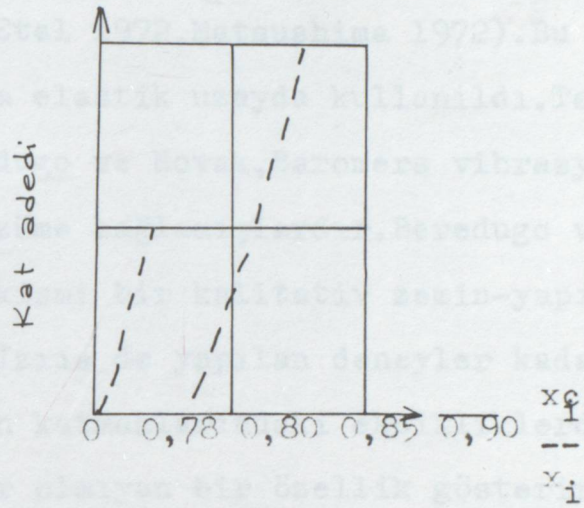
$V_s$ :Sismik hareketin hızını verir.

Temelin rijit olduğu farzedilerek zemin-yapı etkileşimini 5 ila 10 katlı binalar için hesaplayan bir komputer programı yapılmıştır. Hareketin dinamik denklemi Newmark'ın adım adım metodu ile çözüm yapılmıştır. Zaman artışı  $\Delta t: 0,0005$  saniye, mukabelenin N-S yönündeki bileşeni Elsentro edreminin ilk dört saniyedeki ile aynı ve sismik dalga hızı  $60\text{km/san.}$  ile  $200\text{m/san.}$  düşünüldü. Yapının katlarının yerdeğiştirmesi Şekil II.9 görülmektedir. Sismik mukabele %10-%15 nisbetinde azaltılarak, yapı-zemin etkileşimi değiştirmesinden dolayı yapının fleksibilitesi ( $x_1^C$ ) Şekil III.10 da görülmüyor. Yapının rotasyonunun tesiri yüksek yapılarda daha şiddetlidir. Yüksekliğin azalması ile sismik dalga hızı azalmaktadır.

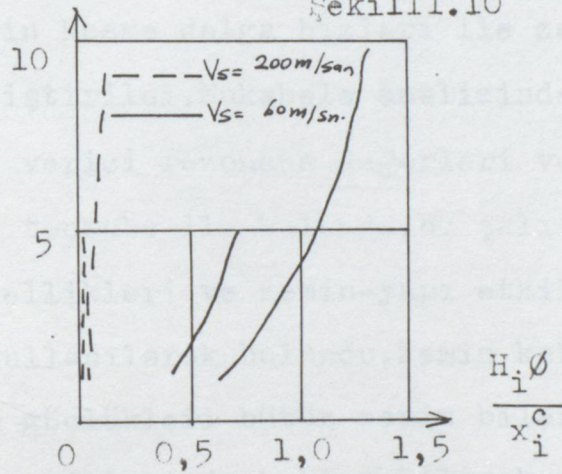




Şekil II,8



Şekil III.10

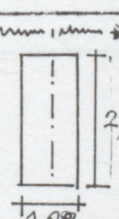
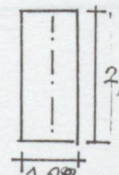
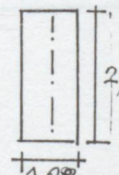
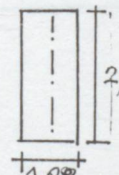
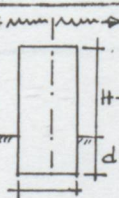
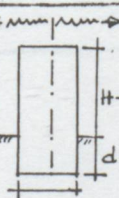
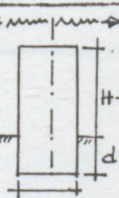
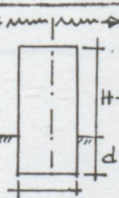


Şekil II.11 Yapının katlarının yerdeğistirmesi

II.6 TEMELLERİN DİNAMİK MUKABELESİNDEN ZEMİN-YAPI ETKİLEŞİMİNİN GELİŞTİRİLMESİ: Bu çalışmada ilk gayretler 1938 de Jacosen tarafından başlatıldı. Fakat son yıllarda bu konuda çok araştırma yapıldı. (Kastelanı 1967, Kobori Etal 1970, Livue Fogel 1971, Lucove Westman 1971, Parmela Etal 1972, Matsushima 1972). Bu deneyde dairesel bir disk yarım elastik uzayda kullanıldı. Temel arka dolgusunun tesiri , Beredugo ve Novak, Baromers vibrasyon neticelerini analitik bir çözüme bağlamışlardır. Beredugo ve Novak'ın deneyleri hernekadar kısmi bir kalitatif zemin-yapı etkileşimi vermişse de malesef İzis de yapılan deneyler kadar memnuniyet verici değildir. Zemin katmanlarındaki eksikliklerden dolayı zemin-yapı (temel) lineer olmayan bir özellik gösterir. Daha sonraları zemin kesme dalga hızları ile zeminin özellikleri labratuvarda geliştirildi. Mukabele analizinde , model temel üzerinde memnuniyet verici rezonans değerleri ve kısmen rezonansın en yüksek değeri tecrübe ile bulundu. Bu çalışmada daha elverişli eşdeğer zemin özellikleri ve zemin-yapı etkileşim parametreleri ters bir işlem kullanılarak bulundu. Zemin katmanlarının homojinitesi, çalışma güçlükleri bütün zemin bileşenlerine dağıtılmıştır. Zemin-Yapı sisteminde beklenebilecek en büyük ikazı ikazı sağlayacak şekilde tedbirler alındı. Zemin-temel (yapı) sisteminden dolayı yerdeğistirmelerin en büyük değerlerinin başlıca kontrolü, eşdeğer zemin zemin özelliklerinden bulundu. Bu deneylerde tatbikate ışık tutacak temel bir yaklaşım sunulmaktadır. Yoğun bir deney programı yapıldı. 200 adet arazi testi dikdörtgen kesitli (1,0x2,00x2,00) metre ve dairesel  $\varnothing$ :1,00 metre zemine 2,00 metre ankastre , dinamik deneylerde ankastreman: d/H:1,2/3,1/3 dört hal için incelendi. Şekil III.13 ve Şekil II.14

dikdörtgen temeller ankastrelik durumlarına göre dört hal için incelendi.Yüzeysel ankastre temellerin mukabelesinin en büyük rezonans değeri Bredugo ve Novak tarafından tesbit edildi.Ankastre ve yüzeysel temellerin heriki halinde de rezonans amplitüdü azalır.Aynı zamanda rezonans frekansi yükselir.Bu durumda sönüm katsayısı azalır.Ankastre ve yüzeysel temellerin ankastremanın azalması ile rezonans amplitüdü çoğalır.Rezonans frekansi azalırken sönüm katsayısı azalıyor.iki kere veya daha fazla .Enine vibrasyon kuvvetine maruz temelin ankastrelik durumuna göre deney neticeleri tablo 10,11,12 de verilmiştir.

Tablo 10

Deney no	Ankastrelik şartı	Dengelenmemiş moment (kg.cm)	Rezonans frekansi	Yerdeğ. amp. $\times 10^{-3}$	Sönüm yüzde
36	 d/H:0,00	5,0	8,35	10,5	2,50
37	 R/L:0,50	25,0	7,02	57,4	3,58
38	 R/L:0,50	35,0	6,84	61,0	3,90
39	 R/L:0,50	5,0	7,50	9,46	3,56
32	 R/L:0,50	5,0	11,66	4,64	5,0
33	 d/H:1/3	25,0	9,60	29,80	6,52
34	 d/H:1/3	35,0	9,02	34,00	6,95
35	 d/H:1/3	5,0	10,07	4,45	6,15

Zemin-yapı etkileşim parametrelerini geliştirmek için her seviyede modelleri ikaz edilmesi lazımdır. Zemin altında ve zemin kenarında eşdeğer dinamik kesme modülü rezonans amplitüdü Şekil II. 15 çizilmiştir. Zeminin eşdeğer özelliklerinin geliştirilmesinde aynı temel şartları modele tatbik edildi. Ankastre temel tecrübi verilerinin korreleasyonu yapılır. Bu deneyden çıkarılan neticeler beş katlı prefabrik binaya tatbik edildi ve zemin -yapı etkileşimi için sonderece uygun neticeler bulundu. Burada bulunan neticeler sonlu eleman metodu ile hesaplanandan daha büyük bulundu. Tablo 11 de görülüyor.

Tablo 11

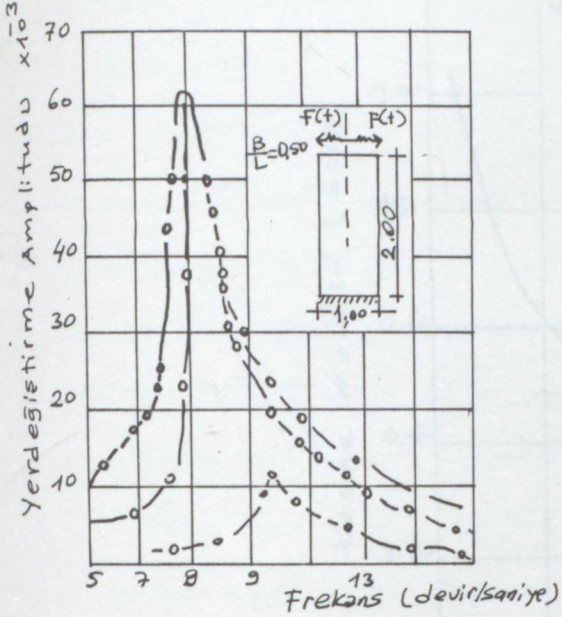
Deney no	Ankastrelilik sartları	Rezonans tecrübi	Frekans hesap	Fark %
36		8,35	7,87	5,75
37		7,02	6,57	6,41
38		6,84	6,41	6,29
39		7,50	7,03	6,27
32		11,66	12,56	7,72
33		9,60	9,91	3,23
34		9,02	6,92	6,65
35		10,70	11,18	4,49

Tablo 12

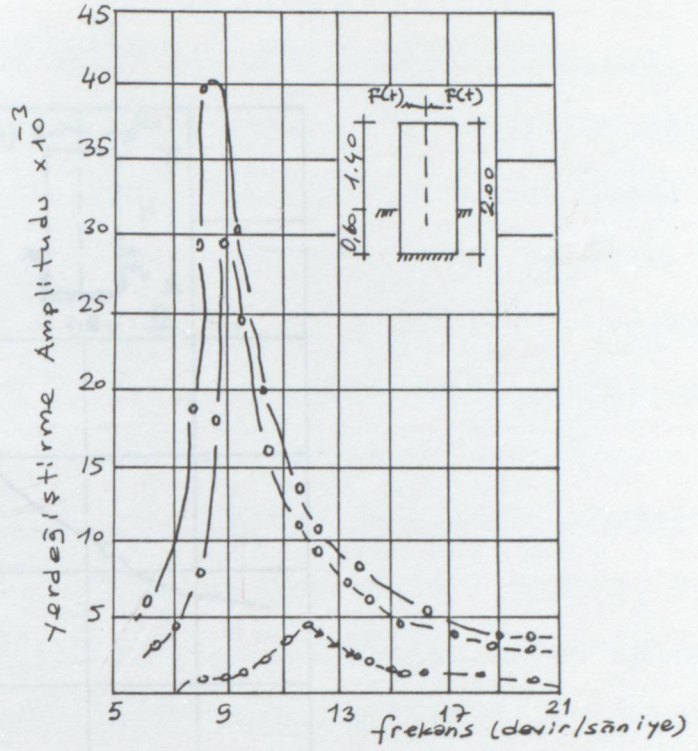
Deney no	Dinamik özellik	Tecrübe	Hesap	Fark veya oran
32	Rezonans frekansı	11,66	11,81	1,31
33		9,60	9,63	0,30
34		9,02	9,13	1,20
35		10,70	10,62	-0,70
32	Rezonans amplitüdü	4,64	13,60	2,93
33		29,80	115,80	3,88
34		34,00	174,60	5,13
35		4,45	13,89	3,13
32	Sönüm	5,00	5,28	1,06
33		6,52	3,71	0,57
34		6,95	3,56	0,51
35		6,15	4,94	0,81

Rezonans amplitüdündeki değerler  $10^{-3}$  le çarpılacaktır.

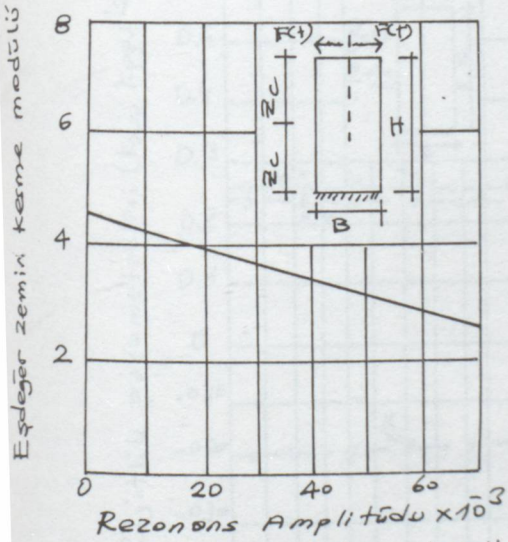
Tablodan anlaşılacağı gibi dinamik hesap ile tecrübe arasındaki fark çok küçüktür.



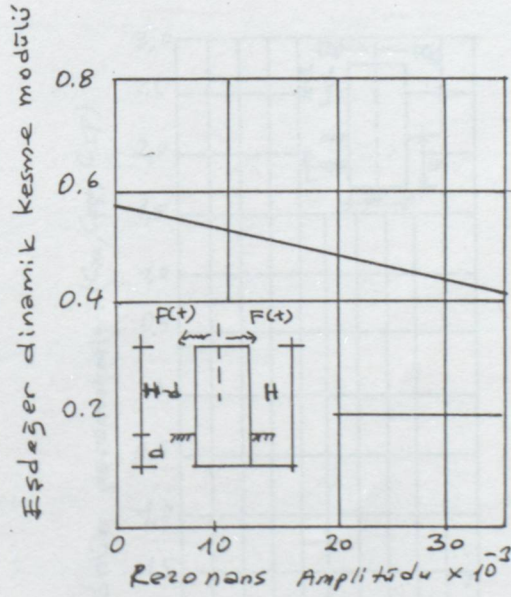
Selül II.13 Dikdörtgen temelin mukabelesi için deneyler (36,37,38) Ankastrelik  $d=0.00$  metre



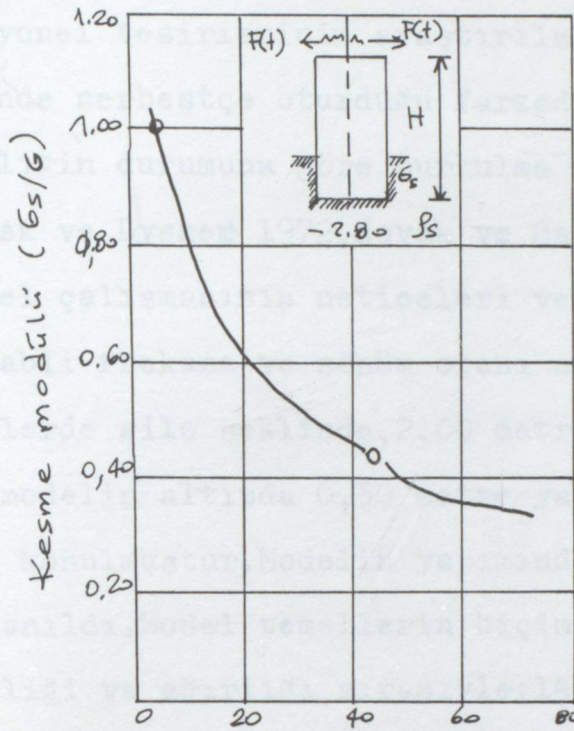
Selül II.13 Dikdörtgen temelin mukabele deneyleri (32,33,34) Ankastrelik  $d=1/3 H$



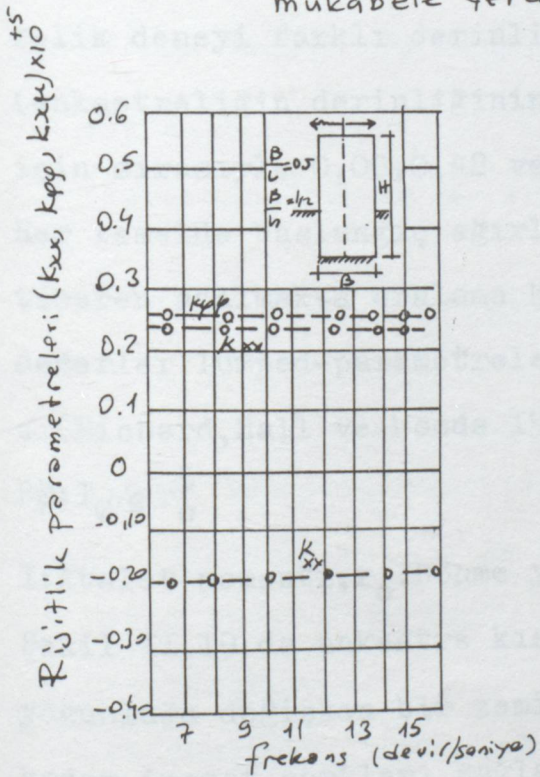
Selül II.14 Dikdörtgen temelin eşdeğer zemin kesme modülüne göre rezonansı



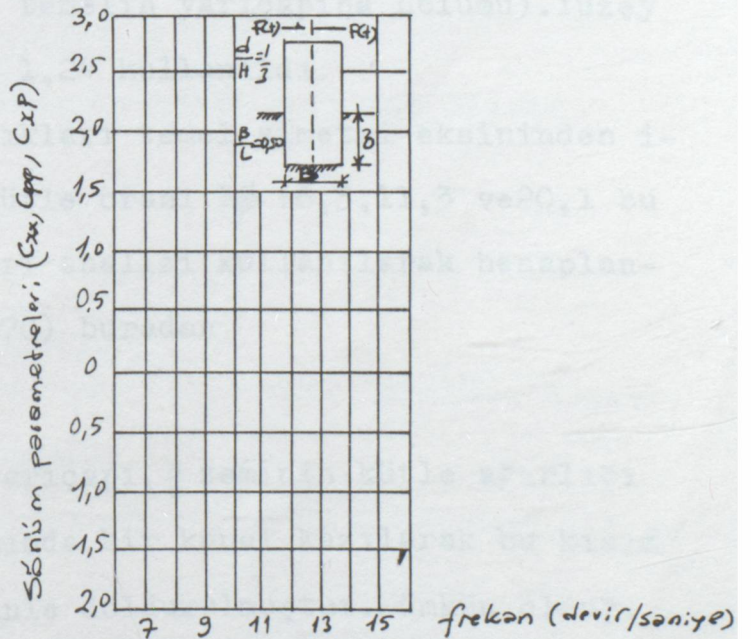
Selül II.15 Eşdeğer dinamik kesme modülü oranı, Rezonans Amplitüdü (Dikdörtgen temeller için)



Şekil II.16 Dairesel temel için, eğerdeğer dinamik kesme modülü oran, mukabele yer değiştirme amplitüdü



Şekil II.17 Rijitlik parametrelerinin bağımsız frekansları



Şekil II.18 Sönüm parametrelerinin bağımsız frekansları

II.7 DAİRESEL ANKASTRE TEMELLERİN BURKULMA MUKABELESİ: Temellerin torsiyonel tesirlerinin araştırılmasında temel kütlesi zemin üzerinde serbestçe oturduğu farzedilir. Buradaki misalde ankastreliğin durumuna göre burkulma mukabelisi incelenmiştir. (Waask ve Lysmer 1972, Novak ve Sacha 1973) Bu deneyler-yapılan model çalışmasının neticeleri verilmektedir. Ankastreliğe göre tabii frekans ve sönüm oranı araştırılmaktadır. Bütün deneylerde silo şeklinde, 2,00 metre derinlikte 4,00 metre çapında bu modelin altında 0,30 metre yaş trestere tozu ve rutubetli kum konulmuştur. Modelin yapımında iki taraftan beton dökümü kullanıldı. Model temellerin biçimi silindir (daireysel) çapı, yüksekliği ve ağırlığı sırasıyla: 14,9 cm, 46,7 cm, 80,4 kg. olarak alındı. Temel yüzeyi referans olarak alındı. Her ankastrelik deneyi farklı derinliktedir. Ankastrelik katsayısı üç (ankastreliğin derinliğinin temelin yarıçapına bölümü). Yüzey için sırasıyla 0,00, 0,42 ve 1,24 kullanıldı.

Her temelde başlangıç ağırlıkları temel simetri eksininden itibaren azalmakta ortalama kütle oranı  $B_{\phi}$  : 6,3, 11,3 ve 20,1 bu değerler lumped-parametreleri analizi kullanılarak hesaplandı (Richard, Hall ve Woods 1970) buradan

$$B_{\phi} = I_{\phi} / g r_0^5$$

I: Atalet momenti,  $r_0$ : Dönme yarıçapı,  $g$  zeminin kütle ağırlığı  
Şekil II.19 da ankastre kısımda bir kanal kazılarak bu kısım yoğunluğu değişken bir zeminle doldurulmuştur. Mümkün olduğu kadar inşaat şartları sağlanmaya çalışılmış. Burulma momenti temele üstten tatbik edildi. Buradan temelin mukabelisi ölçülür. Bu ölçmeden tabii periyot ve sönüm oranı tesbit edilir. Tabii frekans zemin-temel için hesaplandı. Tek serbestlik dereceli ve

Şekil II.19 da yerinde dökme ankastre temel in zemin-temel sisteminin etkileşimi görülmektedir. Bütün pratik işlemlerin sonunda yerinde dökme temellerin tabii frekans ifadesi aşağıdaki gibidir.

$f_n(E) = f_n(S) (1,00 + 7,4\% / (B\phi + 2,00))$  yüzeysel temel in  $f_n(S)$  tayin edilir. Kütle yay analogisi kullanılarak Şekil II.19 a da esitlik genelleştirilmiştir.  $f_n(E)$  nin biraz azalmasıyla ankastremanın azalması ile, G modülü derinlikle azalmaya devam eder. Bu azalma (tabii frekanstaki)

Temel altındaki kesme modülündeki azalma ihmal edilmiştir.

Şekil II.20 de yerinde dökme temellerde sönüm oranının tesiri görülmektedir.  $D_E$ : Yerinde dökme temel in sönüm oranı  $D_S$

ankastrelik oranı ile azalmaktadır. Azalma lineer değildir.

kütlenin tesiri görülebilir. Kütle oranı  $D_e / D_s$  değerinden daha büyük alınır.  $f_n'(E) = f_n(S) (1,00 + 0,06\%)$

Kütle oranı 11,3 ve 20,3 için bu ifade ortalama olarak

$$f_n''(E) = f_n(S) (1,00 + 0,06\%) / (B\phi + 1,00)$$

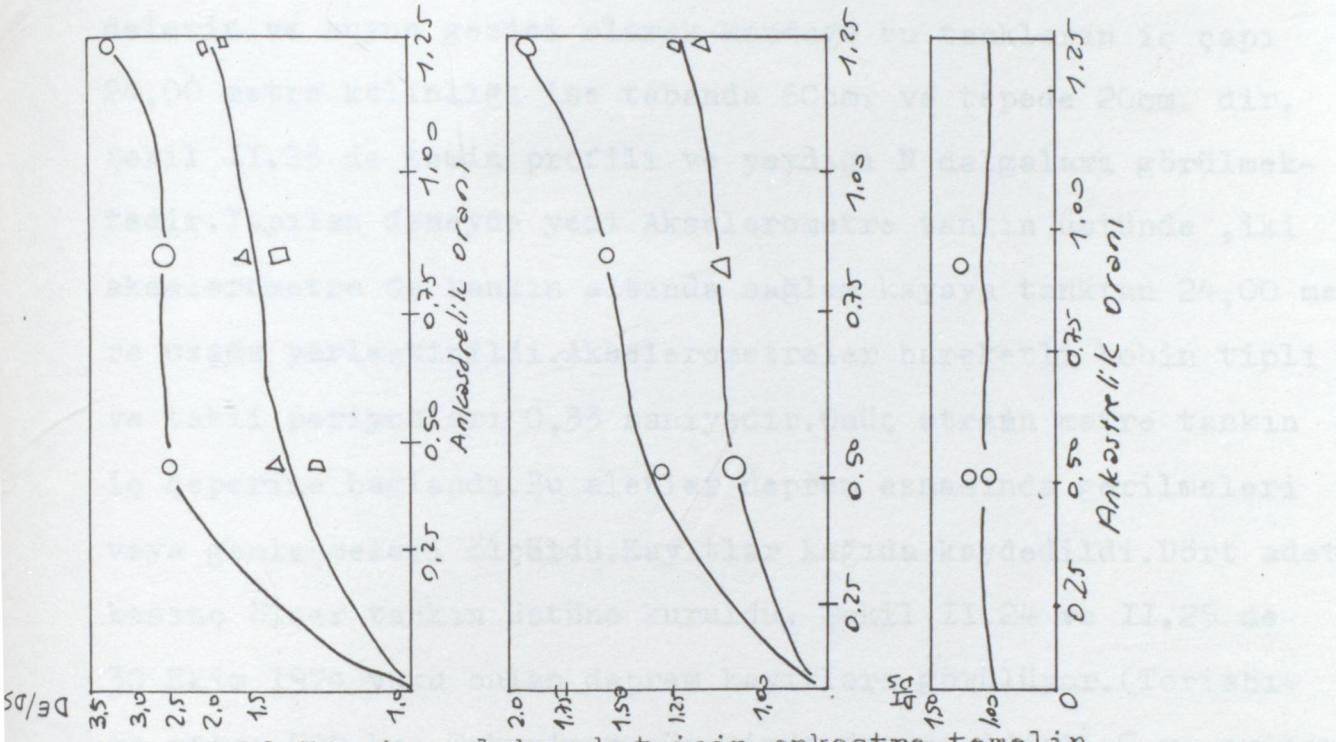
$$D_E = D_S (1,00 + 8,43\% - 11,79\% + 5,24\%)$$

$$D_E = D_S (1,00 + 3,60\% - 4,07\% + 1,72\%)$$

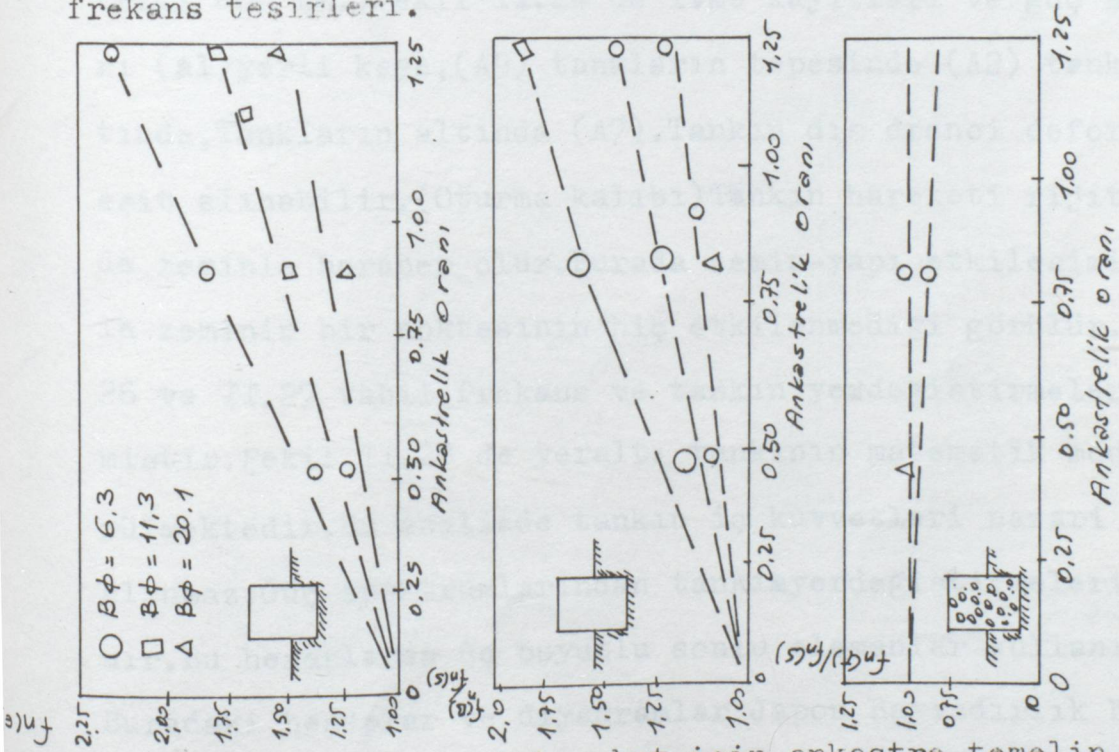
Yüzeysel ankastre temellerde geçici burulma hareketi (deprem) için aşağıdaki neticeler bulunmuştur.

a-Tabii periyot ve sönüm oranı ankastreliğin azalması ile azalmaktadır.

b-Ankastre temel in gerçek mukabelesi yüzeyden itibaren inilen derinliğe bağlıdır.



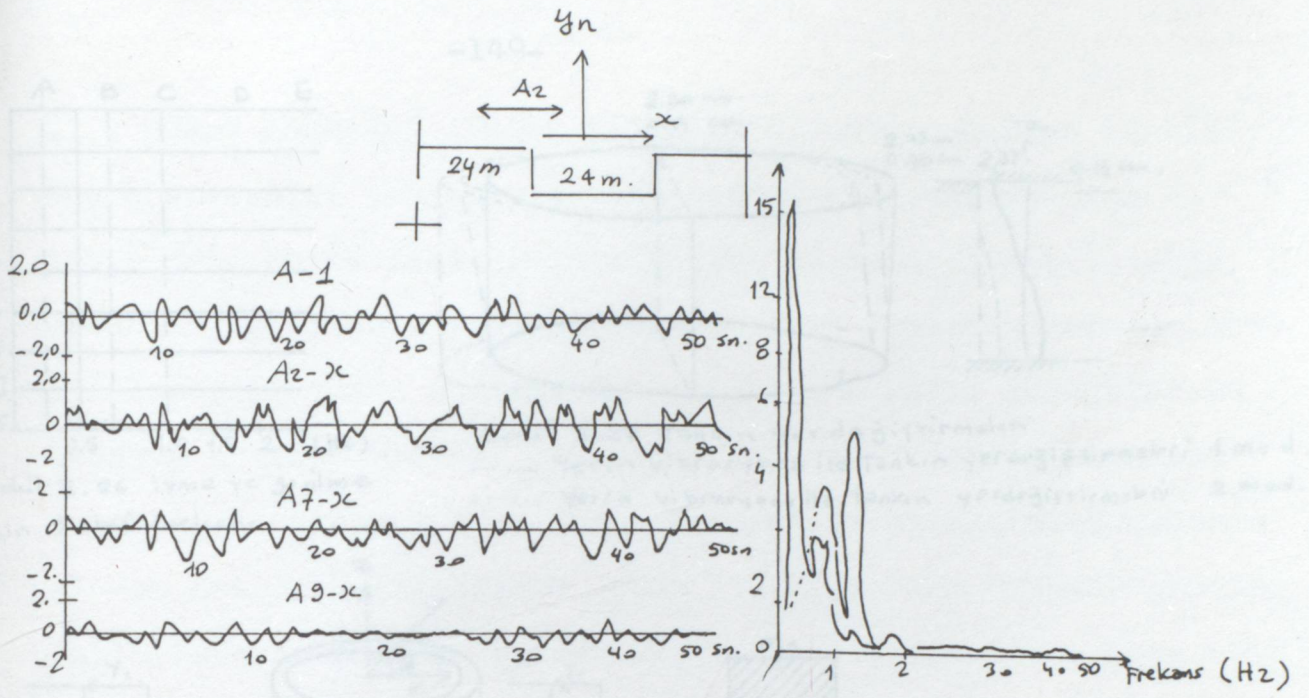
Şekil II,19 Torsiyonel hareket için ankastre temelin frekans tesirleri.



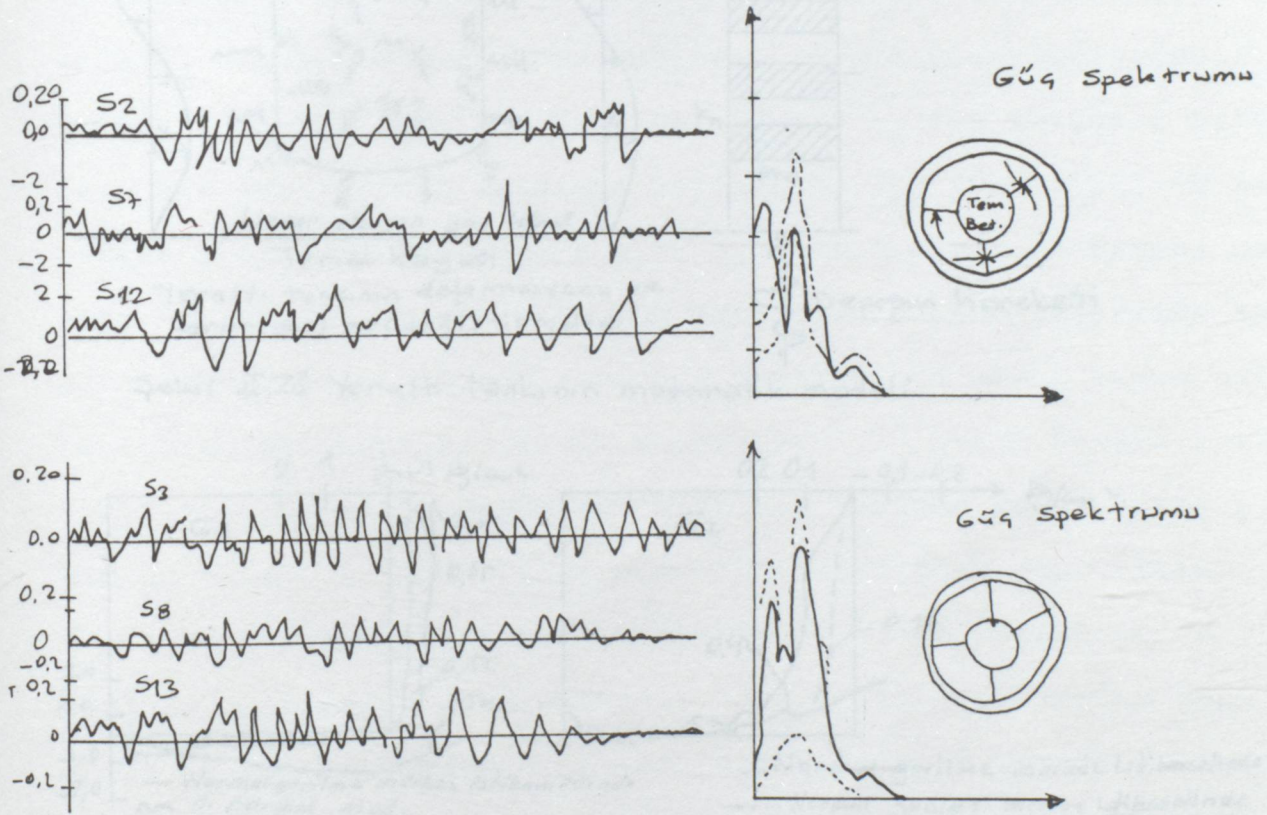
Şekil II.20 Torsiyonel hareket için ankastre temelin frekans tesirleri.

II.8 YERALTI TANKLARININ DEPREM ANINDAKİ DAVRANIŞI:Şekil II. 21 görülen tanklarda deprem gözlemleri yapıldı.Kimyasal maddelerin ve suyun gecici olarak konduğu bu tankların iç çapı 24,00 metre kalınlığı ise tabanda 60cm. ve tepede 20cm. dir. Şekil II.23 de zemin profili ve yaydığı N dalgaları görülmektedir.Yapılan deneyde yedi Akselerometre tankın üstünde ,iki akselerometre de tankın altında sağlam kayaya tanktan 24,00 metre uzağa yerleştirildi.Akselerometreler hareketli bobin tipli ve tabii periyotları 0,33 saniyedir.Onüç strain metre tankın iç çeperine bağlandı.Bu aletler deprem esnasında gerilmeleri veya genleşmeleri ölçüldü.Kayıtlar kağıda kaydedildi.Dört adet basınç ölçer tankın üstüne kuruldu. Şekil II.24 ve II.25 de 30 Ekim 1974 vuku bulan deprem kayıtları görülmüyor.(Torishima adası 700 km. Tokyo'nun güneyinde,deprensiddeti 7 ve episantrisi 600 km.)Şekil II.24 de ivme kayıtları ve güç spektrumları (A1)yerli kaya,(A9) tankların tepesinde (A2) tankların altında,Tankların altında (A7).Tankın dış drenci deformasyonuna eşit alınabilir.(Oturma kalıbı)Tankın hareketi rijit bir şekilde zeminle beraber olur.Burada zemin-yapı etkileşiminde tankla zeminin bir noktasının hiç etkilenmediği görülür.Şekil II. 26 ve II.27 tabii frekans ve tankın yerdeğiştirmeleri verilmiştir.Şekil II.28 de yeraltı tankının matematik modeli görülmektedir.Bu analizde tankın iç kuvvetleri nazari itibare alınmaz.Güç spektrumlarından tankın yerdeğiştirmeleri hesaplanır.Bu hesaplarda üç boyutlu sonlu elemanlar kullanılır. Buradaki hesaplar ve diyagramlar Japon Bayındırlık bakanlığı tarafından hazırlanmıştır.Deformasyonlardan uç kuvvetlerine geçilerek tankın deprem anındaki tesirleri bulunur.

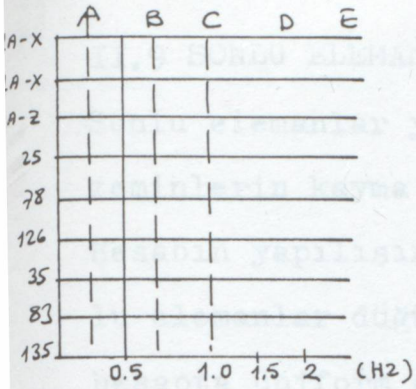




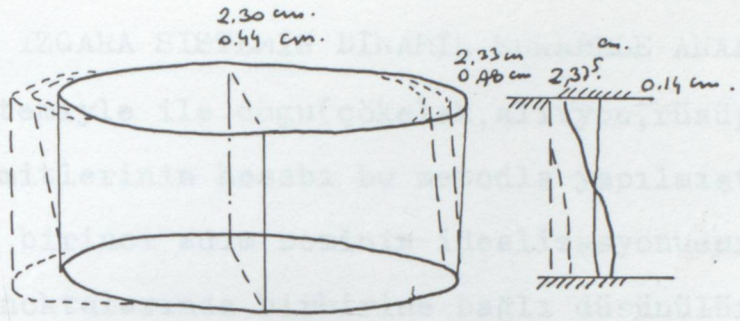
Sekil II.24 İvme kayıtları ve güç spektrumları (30 Ekim 1970)



Sekil II.25 Gerilme kayıtları ve güç spektrumu (30 Ekim 1970)

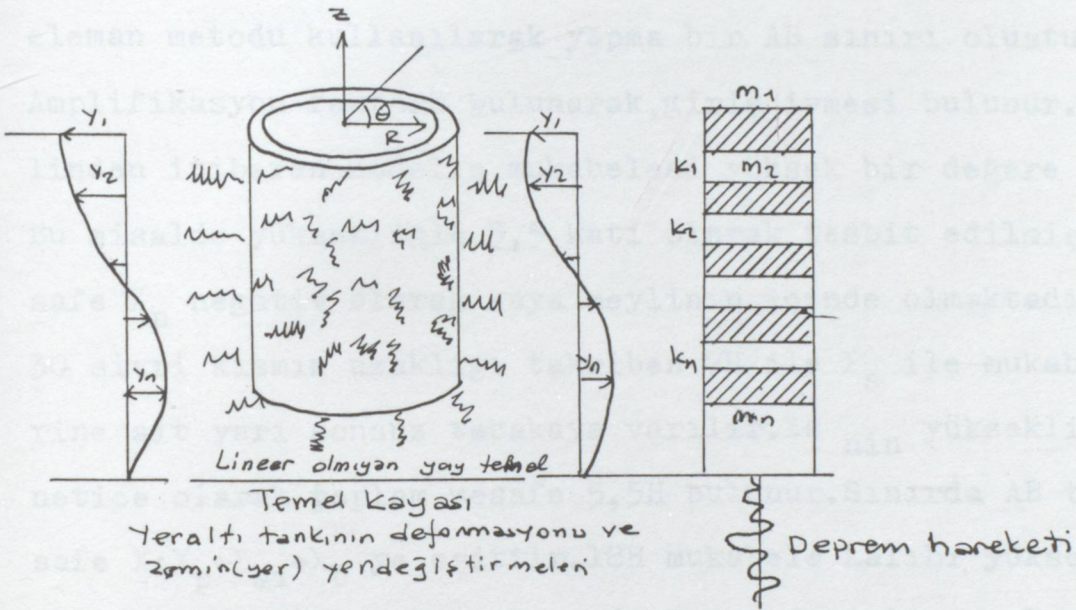


Şekil II.26 İyeme ve genişleme için tabii frekans

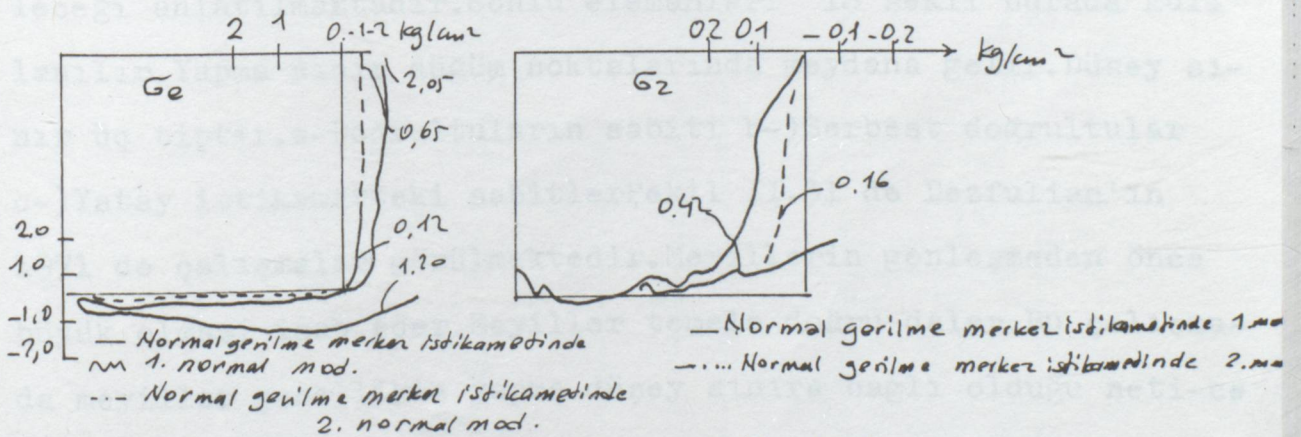


Şekil II.27 Tankın yerdeğiştirmeleri

- - - Yer'in vibrasyonu ile tankın yerdeğiştirmeleri: 1. mod.
- ..... Yer'in vibrasyonu ile tankın yerdeğiştirmeleri: 2. mod.



Şekil II.28 Yeraltı tankının matematik modeli

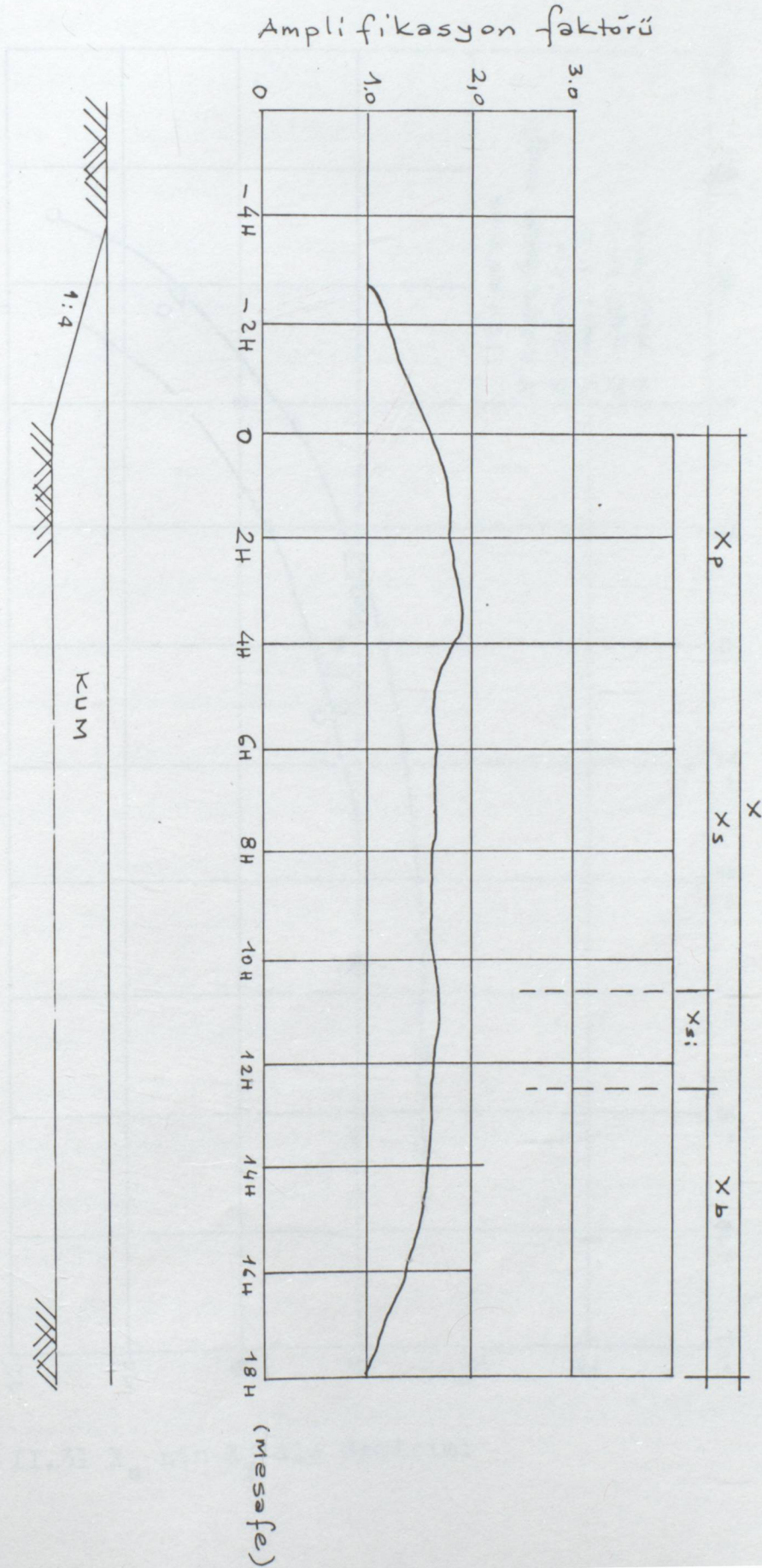


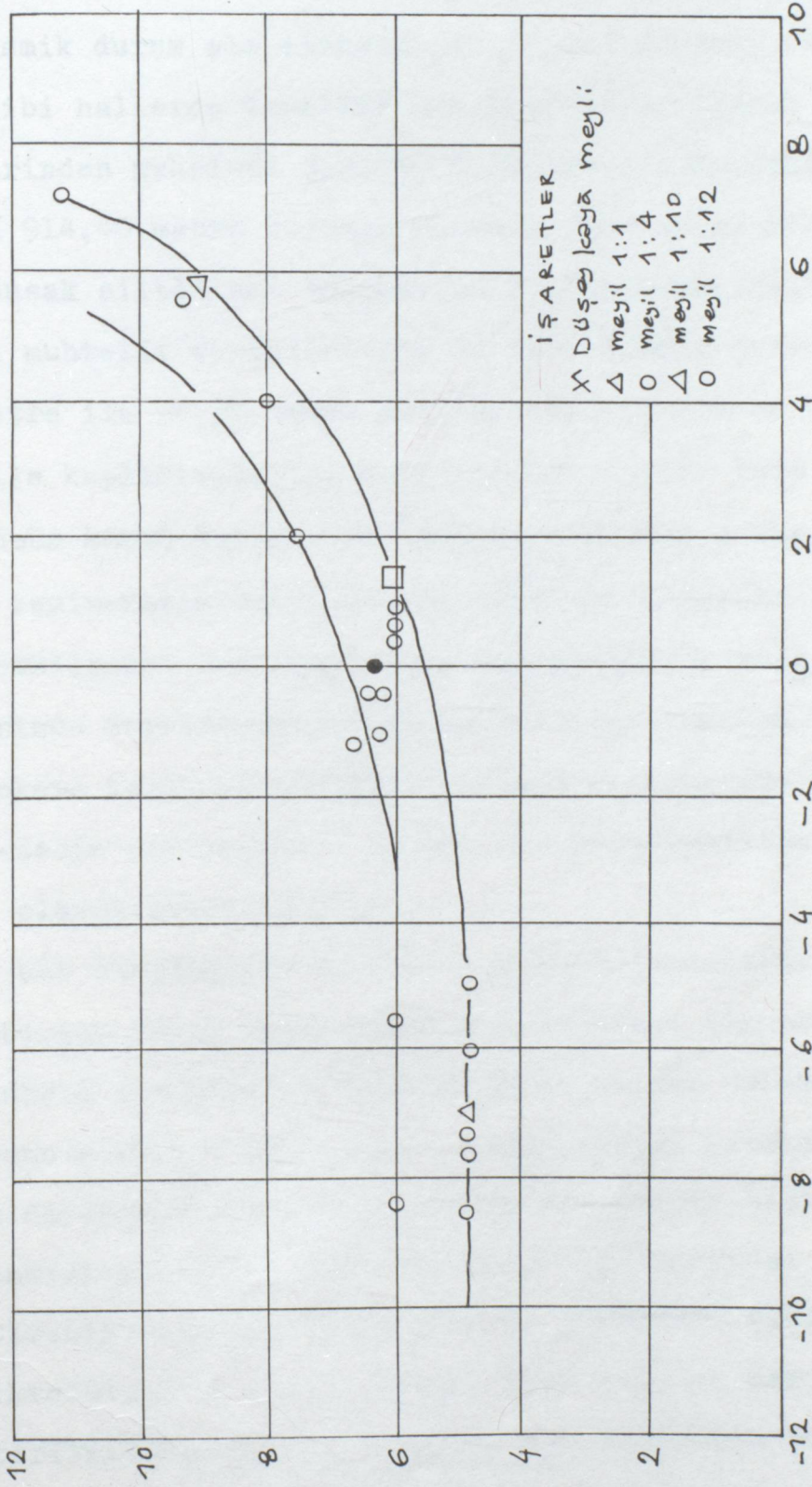
Şekil II.29 Yeraltı tankının genilmeleri.

## II.9 SONLU ELEMANLI IZGARA SISTEMİN DİNAMİK MUKABELE ANALİZİ:

Sonlu elemanlar yöntemiyle ile dogu(çökelek, alivyon, rüsüp) zeminlerin kayma limitlerinin hesabı bu metodla yapılmıştır. Hesabın yapılışında birinci adım zeminin idealizasyonudur. Sonlu elemanlar düğüm noktalarında birbirine bağlı düşünülür. Bu hesapta üniform olmıyan bir zemin yığınının deprem anındaki mukabelesi bulunmak için zemin sarsıntıya bırakılmıştır. Sonlu eleman metodu kullanılarak yapma bir AB sınırı oluşturulmuştur. Amplifikasyon faktörü bulunarak, giriş ivmesi bulunur. Kaya meylinde itibaren modelin mukabelesi yüksek bir değere ulaşır. Bu misalde yüksekliğin 3,5 katı olarak tesbit edilmiştir. Bu mesafe  $X_p$  negatif olarak kaya meylinin içinde olmaktadır. Şekil II.30 sivri kısmın uzaklığı takriben  $7H$  ile  $X_s$  ile mukabele değerine ait yarı sonsuz tabakaya varılır.  $X_s$  nin yüksekliği  $2H$  dir. netice olarak toplam mesafe  $5,5H$  bulunur. Sınırdaki AB toplam mesafe  $X: X_p + X_{si} + X_b$  ye eşittir.  $18H$  mukabele kalıbı yüksekliği sınırı tesbit edildi. Bu çalışmada  $X$  mesafesinin nasıl tayin edileceği anlatılmaktadır. Sonlu elemanları 18 şekli burada kullanılır. Yapma sınır düğüm noktalarında meydana gelir. Düşey sınır üç tiptir. a-Doğrultuların sabiti b-)Serbest doğrultular c-)Yatay istikametteki sabitler Şekil II.31 de Dezfulian'ın 1971 de çalışmaları görülmektedir. Meyillerin genişmeden önce büyük olması icab eder. Meyiller temele doğru dalar. Bu çalışmada meyiller genellikle yapma düşey sınıra bağlı olduğu neticesine varılır.

Şekil II.30 Zemin yığınının mukabelesi





Sekil II.31 X<sub>s</sub> nin X<sub>p</sub> ile değişimi

II.10 ZEMİN-KAZIK TEMEL ETKİLEŞİMİ:Modern trafiğin gelişmesi ile trafiğin yoğun olduğu bölgelerde büyük köprüler yapılmasını zorunlu kılmaktadır.Zayıf temel şartlarında bu gibi köprülerin sismik durum ele alınarak projelendirilmesi oldukça zordur.Bu gibi hallerde temeller kazıklara oturtularak sürtünme-kuvvetlerinden maksimum şekilde faydalanılır.Kaliforniya da ortalama 914,40 metre boyunda Monterey yakınında Elkhorn köprüsü yumuşak siltli kil tabakasına oturuyordu.Siltli kil tabakaları muhtelif derinliktedir.Bu tabakaların derinlikleri 15,24 metre ile 36,58 metre arasında değişmekte en sık tabakalar su ile kaplıdır.Devlet kara yolları burası için en rasyonel çözümün köprü-kazık yapı sistemi olduğuna karar verdi.Bu çözümde zemin-kazık temel deprem anındaki (önceden tahmin edilen) etkileşimi aşağıdaki gibi hesaplandı.Bu analizde iki esas üzerinde durulmuştur.a)Kil tabakasının önceden tahmin edilen bir harekete karşı mukabelesinin sınır değerlerini bulmak. b-Kazık-zemin etkileşimini bulmak .Bu projelendirme aşağıda detaylı olarak anlatılmıştır.

II.10.1 KİL TABAKASININ DİNAMİK MUKABELESTİ:Analizde önce genel olarak birçok köprü için,yalnız kil tabakası ile beraber dinamik mukabele düşünülecektir.ŞekilII.33 de kil tabakasının idealizasyonu görülmektedir.Burada yatay ikazla beraber,meydana gelecek deplasmanların bulunmasında tesirlerin histeriz durumu ele alınmıştır.Gerilme genleşme oranı kil tabakası için ele alınmıştır.Kil tabakası düşey kesitte görüldüğü gibi sabit bir derinlikte bir kil kolonu düşünülür.Bu kolonun derinliği şekilde gösterilmiştir.Bu kolon sistem için matematik bir model gibi düşünülür.Şekil II.33 de toprak kümelerinin kütesinin ayrı ayrı

rı ayrı dağıldığı düşünülür.

$m_1: m_2 \dots \dots \dots m_{n-1}: 2h / g; m_n: \gamma / g; \gamma$  :kil birim ağı.  $g$ :yerçekim ivmesi  $2h$ :yüzeyden itibaren iki kütle arasındaki mesafedir.Zemin hareketi yaylarla temsil edilmektedir.Elasto-plastik olarak kabul edilmektedir.(Bir serbestlik dereceli sis.)

Kil tabakasının dinamik mukabele eşitliği:

$$m_i \ddot{u}_i^r + c_i \dot{u}_i^s - c_{i+1}^d \dot{u}_{i+1}^s + f_i^s h_i \left(\frac{t}{T}\right) - f_{i+1}^s h_{i+1} \left(\frac{t}{T}\right) = - m_i \ddot{u}_g$$

$$c_i^c (\dot{u}_i^r - \dot{u}_{i-1}^r - \dot{u}_i^s) - c_i^d \dot{u}_i^s - f_i^s h_i \left(\frac{t}{T}\right) = 0 \quad z' = 1, 2, 3 \dots n$$

$$c_i^c = \left[ c_i^c + c_i^c |\dot{u}_i^r - \dot{u}_{i-1}^r - \dot{u}_i^s| + c_i^{c''} (\dot{u}_i^r - \dot{u}_{i-1}^r - \dot{u}_i^s)^2 f_i \left(\frac{t}{T}\right) \right]$$

$$c_i^d = \left[ c_i^d + c_i^d |\dot{u}_i^s| g_i \left(\frac{t}{T}\right) \right]$$

$c_i^d$  ve  $c_i^c$  boyutsuz zaman fonksiyonları

Bu fonksiyonlar köprü yerinde yapılan sondajlardan alınan numuneler üzerinde labratuvarda yapılan deneylerden bulunmuştur. Kil tabakasının alt yüzünün ivmesi aynı zamanda temelin ivmesidir.Yukardaki birinci eşitlikte ki sağ taraftaki kuvvet  $F:ma$  dan  $-mg$  dir.Buradaki yer ivmesi Amerikan Geodezi mühendisleri tarafından kaydedilmiştir.Yukardaki diferansey denklemin çözümü içsartlardan sıfır bulunur.(Adım adım analiz metodu kullanılarak)

II.10.2 KÖPRÜ YAPı SİSTEMİNİN DİNAMİK MUKABELESİ:Bu araştırmada kullanılan köprü yapı sistemi şematik olarak şekil II.32 de görülmektedir.Bu sistem köprü ve kazıklara oturan ayakları ihtiva etmektedir.Köprüde genleşme derzlerinin yerleri gösterilmiştir.Şekil II.37 Bu sistem idealize edilerek gösterilmiştir. Burada karakterestik parametrelerin dağılışı aşağıdaki gibidir.

$M_d$ :Köprü giriş ve döşemesini bir tek kütle gibi temsil eder.  $m_i^b$ :( $i:1, 2, \dots, m-1$ ) köprü ayaklarının kütlesini temsil eder.

$k_{ij}^b$  ;  $k_{\theta\theta}^b : (i:1,2,\dots,m)$  köprü ayaklarının elastik karakteristikleri (uç bilinmeyenleri)

$k_{\theta j}^b, k_{i\theta}^b : (i,j:1,2,\dots,m)$  kazığın köprü ayağına tatbik ettiği birim elastik momenti temsil eder.

$C_i^b$  : Köprü ayağı ve kirişlerde sönüm katsayısı  $(i:1,2,\dots,m)$

$M_n$  : Kazık ve başlığının kütlesi, Atalet momenti  $I_n$  dir.

$k_{\theta}$  : Kazık başlığının yay sabiti (kazık grubunun)

$C_{\theta}$  : Kazık başlığının sönüm katsayısı

$k_{ij}^a ; k_i : (i:1,2,\dots,n), (j:1,2,\dots,n-1)$  kazıkların elastik karakteristiklerini temsil eder.

$k_{\theta j}^a, k_{\theta\theta}^a (j:1,2,\dots,n-1)$  kazık başlığının kazığa tatbik ettiği elastik moment tesir katsayısı.

Linear olmayan histeriz tipi yaylar etkileşimin kuvvetini temsil eder. Kil tabakası ile kazık arasında Şekil II.34 de gösterilmiştir.  $M_i$  kütlesi  $i:1,2,\dots,n-1$  kazıkların kütlesini temsil eder.  $M_i^e$  : Kilin efektif kütlesi denir.

$c_i^c$  : Zamana bağlı linear olmayan vizkozite (amortisörlü) katsayısı  $i:1,2,\dots,n$  bu katsayı kil ile kazık arasındaki kripliliklerini temsil eder. Linear olmayan zamana bağlı vizkoz amortisörünki değişken katsayılı kil tabakasının sönüm karakteristiklerini ve neticede elastik deformasyonlardan kazık ile etkileşimi gösterir.  $S_i$  : Eksenel kuvvet, ayakların düşey olarak taşıdığı yük

$T_i$  : Kazıkların taşıdığı düşey yükleri temsil eder. Şekil III.37 de deprem anındaki durum yaratılmaya çalışılmış, yatay ivme  $\ddot{u}_g$  ve

$\ddot{u}_i^t$  : Etkileşim olmadığı seviyeye kadar olan ivmeyi gösterir.

$i$  Clayın diferansiyel denklemleri:

$$[M_i] \{\ddot{u}_i^r\} + [C_i^d] \{\dot{u}_i^r\} + [F_i^s] + [k_{ij}^a] \{u_i^r - \frac{d_i}{dn} u_n^r\} + (\theta - \frac{u_n^r}{dn}) \{k_{i\theta}^a\} + [T_{ij}] \{u_j^r\} = - \ddot{u}_g [M_i] \{I\} + [M_i^e] \{\ddot{u}_i^t\}$$

$$[M_i]\{\ddot{u}_i^r\} + [C_i^d]\{\dot{u}_i^s\} + [F_i^s] + [k_{ij}^a]\{u_i^r - \frac{d_i}{dn} \cdot u_n^r\} + (\theta - \frac{u_n^r}{dn})\{k_{i\theta}^a\} + [T_{ij}]\{u_i^r\} = -\ddot{u}_g[M_i]\{I\} + [M_i^e]\{\ddot{u}_i^t\}$$

$$[m_i^b]\{\ddot{u}_i^b + \ddot{u}_n^r\} + [C_i^d]\{\dot{u}_i^b\} + [k_{ij}^b]\{u_i^b\} + \theta\{k_{i\theta}^b\} + [S_{ij}^b]\{u_i^b\} = -\ddot{u}_g[m_i^b]\{I\} + M_n \ddot{u}_n^r + C_{\theta}^d \dot{u}_n^s + I_n^s + \langle k_{nj}^a \rangle \{u_i^r - \frac{d_i}{dn} u_n^r\}$$

$$\frac{S_1}{e_1} (u_n^r + u_i^b) = \ddot{u}_g M_n + M_n^e \cdot u_n^t$$

$$M_n^d (\ddot{u}_m^b + \ddot{u}_n^r) + \bar{C}_m^d \dot{u}_m^b + \langle k_{mj}^b \rangle \{u_i^b\} + \langle k_{mj}^b \rangle \{u_i^b\} + \bar{\theta}^b k_{m\theta}^b + \bar{\theta}^b k_{m\theta}^b + \bar{a}^b$$

$$\frac{\bar{S}_m (u_{m-1}^b - u_m^b)}{\bar{e}_m - \bar{e}_{m-1}} + \frac{\bar{S}_m (u_{m-1}^b - u_m^b)}{\bar{e}_m - \bar{e}_{m-1}} = \ddot{u}_g M_d + I_n^s \ddot{\theta} + \langle k_{\theta j}^b \rangle \{u_i^b\} + k_{\theta\theta}^b \theta + \langle k_{\theta j}^a \rangle$$

$$\{u_i^r - \frac{d_i}{dn} u_n^r\} + k_{\theta\theta}^a (\theta - \frac{u_n^r}{dn}) + k_{\theta} \theta + C_{\theta} \dot{\theta} = 0$$

$$[C_i^c]\{\dot{u}_i^r - \dot{u}_i^s\} - [C_i^d]\{\dot{u}_i^s\} - [F_i^s] = [C_i^c]\{\dot{u}_i^t - u_g\}$$

$$\bar{u}_n^r + \bar{u}_m^b = \bar{u}_n^r + \bar{u}_m^b$$

Birinci denklem M1, M2....Mn-1 adet kütlenin yatay hareketini temsil eder. (kazık gurubu 1) İkinci diferansiyel denklem ise zemin kütlesinin yatay hareketini temsil eder. üçüncü denklem ise yatay kuvveti verir. Diğer üçdenklem ise karşı sıradaki kazık gurubunun denklemdir. Netice olarak birinci ve ikinci kazık gurubu için son denklem verilmiştir. Yatay kuvvet yukardaki denklemlerden, atalet kuvvetleri, sönümü, etkileşimi, sismik yükü ve kesme kuvvetlerini ihtiva etmektedir. Beşinci denklem kazık-temel etkileşimini verir. Birinci ve ikinci sıra kazık gurubu için son denklem verilmiştir.

$$C_i^c = [C_{\theta}^c + C_i^c] (\dot{u}_i^r - \dot{u}_i^s) + C_i^e (\dot{u}_i^r - \dot{u}_i^s - \dot{u}_i^r)^2 \cdot F_i (\frac{t}{T})$$

$$C_i^d = [C_i^d + C_i^d] \dot{u}_i^s \cdot G_i (\frac{t}{T})$$

Boyutsuz zaman fonksiyonu oldukça sabit bulunmuştur. Diferansiyel denklemlerdeki katsayı ve fonksiyonların hesabı köprü yerinden alınan nümüneler üzerinde yapılan deneylerden sonra bulunmuştur. Problemin özel çözümü için sınır şartları kullanılmıştır. Ayakların üzerindeki yükseklik  $(e_m - e_{m-1})/2$  dir.

$\bar{m}_i^b$  ve  $\bar{m}_i^b$  kütleleri aşağıdaki gibi tarif edilmiştir.

$$\bar{m}_i^b: 2 \cdot W_p / g(\bar{e}_{i+1} + \bar{e}_i - 1) / 2 \quad \text{ve} \quad \bar{m}_i^b: 3 \cdot W / g(\bar{e}_{i+1} - \bar{e}_i - 1) / 2$$

Burada  $W_p$  tek bir köprü ayağının 30,48 cm yüksekliğinin ağırlığıdır.  $\bar{k}_{ij}^b$  ve  $k_{ij}^{-b}$  rijitlik katsayısı veya uç momenti denir.

Bu katsayılar standart metodlarla yapılan analizlerden bulunur. Bir ayağın fleksibilite katsayıları matrisi köprü ayağının elastik özelliklerini aynı zamanda ifade eder. Bu katsayılar matrisinin geliştirilmesi boyuna hareketiğin ayağın tepesinin translasyonuna müsaade edilir. Fakat dönmesine müsaade edilmez. Halbuki ayağın dibi bir toplu iğne gibi kabul edilir.

$\bar{c}_i^b$  ve  $\bar{c}_i^b$  sönüm katsayıları vizkoz sönüm kuvvetlerinden hasil olur. Bütün sönüm katsayılarının toplamının bir yüzdesi temele intikal eder. Buna kritik sönüm denir.  $\bar{M}_n$  ve  $\bar{M}_n$  kütleleri bu Birinci ve ikinci gurup kazık başlıklarının kütlelerini temsil eder.  $\bar{I}_n$  ve  $\bar{I}_n$  birinci ve ikinci gurup kazık başlıklarının rotasyonel atalet momentini gösterir.  $\bar{k}_e$  yay sabiti  $\bar{c}_e$  ve  $\bar{c}_e$  kazık başlıklarının sönüm katsayıları zemin sürtünmesine denk alınmalıdır.  $\bar{k}_{ij}^a$  ve  $\bar{k}_{ij}^a$  (ij:1,2,3.....n,e) s

Lineer olmıyan histeriz yay kuvvetleri  $\bar{F}_i^s$  ve  $\bar{F}_i$  bu kuvvetlere karşılık meydana gelen deplasmanlar sırasıyla  $\bar{u}^s$  ve  $\bar{u}^s$  dir.

$$u_x(x,y,z): \frac{P(0,0,c)}{16n(1-\nu)} G \left\{ \frac{3-4\nu}{R_1} + \frac{1}{R_2} + \frac{2cz}{R_2^2} + \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2 z c} \right\} + x^2 \left[ \frac{1}{R_2} + \frac{3-4\nu}{R_2^2} - \frac{6cz}{R_2^2} \right] - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+cz)^2} \left. \right\}$$

Burada puasson oranı c ise z mesafedeki yükün sınır durumunu gösterir.  $R_1^2: x^2+y^2+(z-c)^2, R_2^2: x^2+y^2+(z+c)^2$

Bu dinamik analizde kil tabakasının su muhtevasınının sabit olduğu kabul ediliyor. Deprem esnasında 1/2 alınabilir.  $G:E/3$

$$U_x(x, y, z) = \frac{3P(0, 0, c)}{8 \pi E} \left[ \frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} + \frac{2CZ}{R_2^3} \right] + x^2 \left( \frac{1}{R_1^3} + \frac{1}{R_2^3} - \frac{6CZ}{R_2^5} \right)$$

$$U_x(r, \theta, z) = \frac{3P(0, 0, c)}{8 \pi E} \left\{ \frac{1}{[r^2 + (z-c)^2]^{1/2}} + \frac{1}{[r^2 + (z+c)^2]^{1/2}} + \frac{2CZ}{[r^2 + (z+c)^2]^{3/2}} + r^2 \cos^2 \theta \left[ \frac{1}{[r^2 + (z-c)^2]^{3/2}} + \frac{1}{[r^2 + (z+c)^2]^{3/2}} - \frac{6CZ}{[r^2 + (z+c)^2]^{5/2}} \right] \right\}$$

Yükün tatbik edildiği P(0,0,c) noktasında bir gariplik olmakta bu noktada meydana gelen sapma sonsuz uzakta olmaktadır.

y yönünde meydana gelen yarıçap r dir.

$$U_x(B, z) = \int_0^B U_x(B, \theta, z) dy = \int_0^{\pi/2} U_x(B, \theta, z) \cos \theta d\theta \quad \text{yukarıda yerine}$$

Konarak

$$U_x(B, z) = \frac{3P(0, 0, c)}{8 \pi E} \left\{ \frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} + \frac{2CZ}{R_2^3} + \frac{2}{3} B^2 \left[ \frac{1}{R_1^3} + \frac{1}{R_2^3} - \frac{6CZ}{R_2^5} \right] \right\}$$

$$R_1 = [B^2 + (z-c)^2]^{1/2}, \quad R_2 = [B^2 + (z+c)^2]^{1/2}$$

$$U_x(B, z) = \frac{3P(0, 0, \bar{c} \pm h)}{8 \pi E} \left\{ \sinh^{-1} \frac{\bar{c} + h - z}{B} - \sinh^{-1} \frac{\bar{c} - h - z}{B} + \sinh^{-1} \frac{\bar{c} + h + z}{B} \right. \\ \left. - \sinh^{-1} \frac{\bar{c} - h + z}{B} + \frac{2}{3B^2} \left[ \frac{B^2(\bar{c} + h) - 2B^2z + (\bar{c} + h)z^2 + \frac{2}{3}}{[B^2 + (\bar{c} + h + z)^2]^{3/2}} - \frac{B^2(\bar{c} - h) - 2B^2z + (\bar{c} - h)z^2 + \frac{2}{3}}{[B^2 + (\bar{c} - h + z)^2]^{3/2}} \right] \right. \\ \left. - \frac{2}{3} \left[ \frac{z - (\bar{c} + h)}{[B^2 + (\bar{c} + h - z)^2]^{3/2}} - \frac{z - (\bar{c} - h)}{[B^2 + (\bar{c} - h - z)^2]^{3/2}} \right] + \frac{4}{3} \left[ \frac{B^2z + (\bar{c} + h)z^2 + \frac{2}{3}}{[B^2 + (\bar{c} + h + z)^2]^{5/2}} - \frac{B^2z + (\bar{c} - h)z^2 + \frac{2}{3}}{[B^2 + (\bar{c} - h + z)^2]^{5/2}} \right] \right\}$$

Burada düşey mesafe c dir (yüzeyden itibaren) Mindlin teorisi bu durumu karakterize eder. Bu teoremin numerik çözümü için bazı kabuller yapılmaktadır. Şekil II.36 da h/c: 0,8 ila 1,0 arasında , yerdeğiştirme  $u_x(B, z)$  değeri mesafe ile çabuk değişir. (yük bölgesinden düşey istikamete doğru.) Z ve y ekseninde benzer şekilde aynı düşünülür. Şekil II.35 de yüklenmeyen bölgede meydana gelen yerdeğiştirme dar bir bölgedir. Bu araştırmada zemin-kazık arasındaki etkileşim için Winkler'in yaptığı

arastırmada sürekli yay sabitleri için aşağıdaki ifadeyi vermiştir. Şekil II.35 de yüklenmiş kazığın dn kadar kısmı p şiddetinde yüklenmiş kazık derinliği z netice sapma şekilde görülmektedir. Buradaki yay sabitinin tanımı ise  $k_z = P/u_x(B, Z)$

$$k_z = \frac{8 E}{3} \left[ \frac{d_n}{2} \right]^4$$

Burada E modülü derinliğin bir fonksiyonudur. Şimdi sürekli Winkler yaylarına düşünelim. Bunların yay sabitleri  $k_z'$  olsun

her ka-

zığın etkilenmesi Q olsun, neticede bir kazık ile kazık gurupları arasındaki etkileşim aşağıdaki denklemlerle ifade edilebilir.

"  
 $k(z) \leq Q k'(z)$  bu durum için kazıklar arası geniştir. Kazıklar

yakınlaştıkça yukardaki ifade eşitlik olur, nihai yerdeğiştirme

ifadesi ise :

$$u_x(x, y, z) = \frac{3P}{8\pi E(z)} \left\{ \sinh^{-1} \frac{dn+z}{(x^2+y^2)^{1/2}} + \sinh^{-1} \frac{dn-z}{(x^2+y^2)^{1/2}} + \frac{1}{x^2+y^2} \left[ \frac{-2x^2z \cdot dn \cdot (dn+z)}{[x^2+y^2+(dn+z)^2]^{3/2}} + \frac{4x^2z^2 \cdot (dn+z)}{(x^2+y^2)[x^2+y^2+(dn+z)^2]^{1/2}} + \frac{x^2(dn-z) - 2z[y^2+z(dn+z)]}{[x^2+y^2+(dn+z)^2]^{1/2}} + \frac{x^2(dn-z)}{[x^2+y^2+(dn-z)^2]^{1/2}} + \frac{2z[(x^2+y^2)x^2 - (x^2-y^2)z^2]}{(x^2+y^2)(x^2+y^2+z^2)^{1/2}} \right] \right\}$$

Burada x, y yükün tatbik noktalarının koordinatlarıdır. Bir

$U_{rs}$  yerdeğiştirme fonksiyonu tarif edilerek, bunun ifadesi:

$$U_{rs}(z) = \frac{3P}{8\pi E(z)} \left\{ \sinh^{-1} \frac{dn+z}{(R_{rs})^{1/2}} + \sinh^{-1} \frac{dn-z}{(R_{rs})^{1/2}} + \frac{1}{R_{rs}} \left[ \frac{-2x_{rs}z \cdot dn \cdot (dn+z)}{[R_{rs}+(dn+z)^2]^{3/2}} + \frac{4x_{rs}^2z^2 \cdot (dn+z)}{R_{rs}(R_{rs}+(dn+z)^2)^{1/2}} + \frac{x_{rs}^2(dn-z) - 2z[y_{rs}^2+z(dn+z)]}{[R_{rs}+(dn+z)^2]^{1/2}} + \frac{x_{rs}^2(dn-z)}{[R_{rs}+(dn-z)^2]^{1/2}} + \frac{2z[R_{rs}y_{rs}^2 - (x_{rs}^2 - y_{rs}^2)z^2]}{R_{rs}[R_{rs}+z^2]^{1/2}} \right] \right\}$$

$R_{rs} = x_{rs}^2 + y_{rs}^2 \geq B^2$ ,  $x_{rs}, y_{rs}$ , r ve s ekseninde koordinatlar.  
 $r = 1, 2, \dots, z$ ;  $s = 1, 2, 3, \dots, Q$   $r \neq s$  dir.

r = s için

$$u_{ss}(z) = \frac{3P}{8\pi E(z)} \left\{ \sinh^{-1} \frac{dn+z}{B} + \sinh^{-1} \frac{dn-z}{B} + \frac{4}{3} \frac{B^2z+2(dn+z)}{[B^2+(dn+z)^2]^{3/2}} + \frac{2}{3B^2} \frac{[B^2(dn-2z)+z^2]}{[B^2+(dn+z)^2]^{1/2}} + \frac{B^2(dn-z)}{[B^2+(dn-z)^2]^{1/2}} - \frac{z^3 - B^2z}{(B^2+z^2)^{1/2}} \right\}$$

Butun kazıkların yerdeğiştirmesinin bulunması için  $U(z)_{av}$  aşağıdaki gibi bulunur. Yukardaki iki denklem kullanılarak

$$U(z)_{av} = \frac{3P}{8\pi E(z)Q} \left[ \sum_{r=1,2}^2 \sum_{s=1,2}^2 (1 - \delta_{rs}) \right]$$

Bu durumda bir kazık gurubunun Winkler yay sabiti :

$$\delta_{rs} = \begin{cases} 0 & r \neq s \\ 1 & r = s \end{cases} \text{ dir. ; } k''(z) = \frac{8\pi Q^2 E(z)}{3}$$

Şekil II.32 de köprü yapı sisteminin iki genişleme noktası iki sıra kazık (üçlü) oturmaktadır. Kazık gurubuna ait yaysabitleri bulunur. Tecrübe ile bir grup kazık için  $k_1''(z)$  ve  $k_2''(z)$  ler  $2k_1''(z)$  ve bir grup içindeki bir tek kazık için  $3k_1''(z)$  bulunur.

Şekil II.37 bu durumu karakterize eden yaylar görülmektedir.

$$k_{ie}'' : 4hk_1''(z_i)$$

$$k_{ie}'' : 6hk_2''(z_i)$$

$$k_{ne}'' : 2hk_1''(z_n)$$

$$k_{ne}'' : 3hk_2''(z_n)$$

Yatay taşıma basıncı  $q_f$  ise  $F_{iy}^S : 4qBhQ$  ve  $F_{-s iy} : 4qbhQ$  bulunur.

$Bh$  toplam kazık alanlarını verir.  $F_{iy}$  ve  $F_{-s iy}$  toplam kazık adedini verir. Kütleler  $\bar{M}_i$  ve  $\bar{M}_i$  Şekil II.37 de kütlelerin ideal olarak dağılışı gösterilmiş toplam kütle olarak  $M_i$  (bir kazık gurubunun) bu durumda aşağıdaki denklem yazılabilir.

$$M_i : \bar{M}_i^P + \bar{M}_i^e, \quad i: 1, 2, \dots, n-1 \text{ burada } M_i^D : \text{Birleşik kazık kütle-} \\ \text{sini } M_i^e : \text{Kil tabakasının kütesidir. Şekil II.40 ve Şekil II.38}$$

ve Şekil II.41 kazık gurubunun hareketi, hareketli kil tabakası ile olmaktadır. (Etkileşimsiz) ikinci halde ise bir kuvvet kazık gurubuna ekki yaptığında bu durumda örselenmemiş zeminde etkileşim yapar. Şekil II.39 da üç referans hattı vardır. ( $OA''$ ,  $OA'$  ve  $OA$ ) bu hatlar yapının temele göre nispetiv durumunu gösterir.  $OA''$  hattı düşey eksenini gösterir. Kazık gurubunun  $OA''$  hattı  $OA''$  hattına göre

OA" hattına göre yerdeğiştirmeyi gösterir. OA" hattı kil tabakasının dinamik mukabelesini verir. OA durumu OA" olduğundan etkileşim yoktur. Köprü ayak ve kazığına dinamik kuvvetler tatbik edilirse bu durumda netice harekete kil tabakasında etkileşim olmayacaktır. Bu tip hareketlerin temsili Şekil II.38 de

verilmiştir. Bu durumda yükler için aşağıdaki eşitlik yazılabilir.  $C_i^c \equiv \frac{F_i^s}{\dot{u}_i^r - \dot{u}_i^s} \equiv \frac{F_i^s}{\int_{-\infty}^{\infty} \epsilon_{xL}(x) F_i^s dx}$ ,  $M_i^e \equiv \int_{z_i-h}^{z_i+h} \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} (\psi_u^2 + \psi_v^2 + \psi_w^2) P_i(x,y,z) dx dy dz$

Bu durumda etkileşim olmadığından  $M_i^e = 0$  dir.

$$\psi_u = \psi_u(x, y, z), \quad \psi_v = \psi_v(x, y, z), \quad \psi_w = \psi_w(x, y, z)$$

Bütün etkileşim durumlarını Şekil II.38 ve Şekil II.39 dan bulmak mümkündür. Şekil II.39 da tam idealize edilmiş burada yeter şart her i seviyesindeki potansiyel enerjinin aynı olma

şartından aşağıdaki denklem yazılarak:  $P_i = M_i^r (\ddot{u}_g + \ddot{u}_i^r) + \langle k_{ij} \rangle \left\{ \dot{u}_i^r - \frac{d_i}{dn} \cdot u_n^r \right\} + (\theta^1 - \frac{u_n^r}{dn}) k_{i\theta} + \langle T_{ij} \rangle \{ \dot{u}_i^r \}$

Etkileşim kuvvetini bulmak için  $(u_i^r - u_i^t)$  miktarı ölçülmelidir.

$C_i^c$ : Krip katsayısı kil tabakaları arasındaki krip tesirini gösterir. Etkileşim kuvveti kazık çevresinde çok yüksektir. Krip tesirinden dolayı meydana gelecek etkileşim komşu tabakalarda ihmal edilecektir. Krip katsayısı  $C_i^c: F_i^s / (u_i^r - u_i^s)$  /,

Sönüm katsayısı:  $c_i^d$  enerji dağılım seviyeleri belli zeminlerde elastik deformasyonların (krip tesirini ihtiva eden) birim hacme isabet eden enerji dağılım ölçülmesi balçık nümüneleri

üzerinde labratuvarda yapılan serbest titreşim deneyinde:

$$E_{pi} = C_i^* \frac{\dot{u}_i^r}{AL} = \xi_i^* (\xi_i L)^2 / AL, \quad \begin{matrix} A = \text{Alan} \\ L = \text{Numune yüksekliği} \end{matrix}$$

Sönüm katsayısı zamana bağlı olduğundan alan gerilmesi:

$$E_{pi} = C_i^* \dot{u}_i^r / AL = \xi_i^* (\xi_i L) / AL \text{ veya } E_{ptop} = C_i^d (\dot{u}_i^r)^2$$

Burada A = gerilme tesir fonksiyonunun genel ifadesi, bunun

$G_x(x, y, z) = \dot{u}_i^r k_i(x, y, z)$  zamana göre türevi alınarak elastik modüle bölünürse:

$$C_i^d = C_i^* \cdot L / A \epsilon^3 \left[ \int k_i(x, y, z)^2 dx \right] \text{ Bulunur.}$$

Eksenel kuvvet: Bu kuvvet köprü zati ağırlığının bir kısmını verir. Bunlarda yatay bileşenler  $i$  seviyesinde  $t_i$  ve  $t_{i+1}$  için  $T_i$  ve  $T_{i+1}$  dir. Sırasıyla ortalama olarak:

$$t_i = \frac{T_i}{L_i} (u_{i-1}) - \frac{T_i}{L_i} (u_i)$$

$$t_{i+1} = \frac{T_{i+1}}{L_{i+1}} (u_i) - \frac{T_{i+1}}{L_{i+1}} (u_{i+1})$$

Kuvvetlerin yatay bileşeni ( $m_i$ ) kütlesinde  $\Delta t_i$  kadar farklıdır.

(beklenebilen veya tahmin edilenden)

$$\Delta t_i = \frac{T_i}{L_i} u_{i-1} + \left( \frac{T_i}{L_i} + \frac{T_{i+1}}{L_{i+1}} \right) u_i - \frac{T_{i+1}}{L_{i+1}} u_{i+1}$$

Bu formül matris formda yazılarak:

$$\{ \Delta t_i \} = [T_{ij}] \{ u_i \} \quad \text{bulunur.}$$

Zeminin özelliklerini anlamak için PS1, PS2-PS3 sondaj logları için açılmıştır. Şekil II.45 özel Shelby tüpü kullanılarak belirli frekanslarla kuyulardan numüneler alında şekil II.42 deki mekanik model kullanıldı. Bu tüpler elle veya hidrolik bir kolla zemine sokularak numüne alınarak numaralanır ve parafinlenir. Bu şekilde muhafazası ilk rütubetini kaybetmemesi içindir. Şekil II.47 de görülmektedir. Numünelerde Atterberg limitleri : Likit limit: 76 , Plastik limit limit: 22 su muhtevası ise derinliğe göre değer almaktadır. Elastik modül de derinliğe göre değişmektedir. Şekil II.47 de Vane testi neticeleri görülmektedir. Şekil II.43 de zarf eğri çizilmiştir. Zemin özelliklerini bulurken konsolide olmamış numünelerde üç eksenli basınç deneyi yapılmış. Şekil II.47 de deney neticeleri görülmüyor. Deney ve diyagramlar incelendiğinde labratuar ve arazi testleri neticeleri kil tabakası için uniform olmaktadır. Gerilmelerdeki artış: 0,08 t/ft<sup>2</sup> ila 0,58 t/ft<sup>2</sup> arasında -90 metre derinlikte ise kalın çizgi ile gösterilmiştir. Bu numünelerde labratüvarda poasson oranı 0,5 hesap edilmiştir. Bu orandan sonra asal gerilmeler hesaplanır. Şekil II.51 düzeneği ile zeminin krip, sönüm ve dinamik elastik karakterestikleri hesaplandı. Bir ivmemetre ile ani yükleme i-

çin ivmeler kaydedilmiştir. Aynı zamanda deformasyonlarda bir Honeywel viscorder tarafından kaydedilmiştir. Şekil 50 de sönüm hareketi kritik sönüm ise:

$$C_{kr} = \frac{1}{2\pi} \log \frac{a_1}{a_2} = \frac{1}{2\pi} \log \frac{a_2}{a_3} = \dots = \frac{1}{2\pi} \log \frac{a_n}{a_{n+1}}$$

Buradaki  $a_1, a_2 \dots a_n$  değerleri mukabele eğrisinin peak değerleri dir. Bu deneyden krip miktarı da bulunur. Şekil II.48 de genleşme durumu verilmiştir. Netice olarak zeminin gerilme-şekildeğiştirme (genleşme) iki şekilde bulunur. a-) Her deney için gerilme yerdeğiştirme hesaplanır. Aynı kütleler kullanılmasına rağmen farklı manyitüdüler ve dinamik genleşme gerilme oranları bulunmuştur. Şekil II.49 da görülmektedir. b-) Bu sistem tek serbestlik dereceli sisteme denktir. Bu deneye elastik dalgalar numüneye bir aşağı bir yukarı gider gelir. Şekil II. gerilme -genleşme oranı ve tipik statik eğriler görülmüyor. Eğriler birbirine benzer olmaktadır. Sönüm karakterestikleri derinliğe bağlı değildir. Analizde krip tesiri kil-kazık etkilesimini temsil eder. Şekil II.48 de zemin davranışı görülmüyor. Şekil II.53 de krip katsayısının yük şiddetine göre değişimini gösteriyor. Şekil II.44 de derinliğe göre gerilme değişimi görülmüyor. Şekil II.52 de krip katsayısına değişimi görülmüyor. Bir komputer programı ile deney netice

leri hesaplanır. Şekil II.49 da gerilme-genleşme durumu görülmüyor. Eksenel gerilmenin eksenel genleşmeye oranına Sekant modülü (Kateden, kesen) bu orandan statik yük hali hesaplanır. Şekil II.49 da de statik ve dinamik gerilmelerin bağıntısı görülmektedir. Eod: Dinamik model, Statik modül Eos : statik modül. Dairesel yük esnasında gerilme -genleşme bağıntısı, lineer olmıyan histeriz karakterestiği zeminin davranışını ortaya koyar. Statik yükleme anında zemin davranışını tam anlamak imkansızdır. Şekil II.54 te durum görülmektedir. İlk modül  $E_{1s}$  daha çok yüklemeye  $E_{2s}$  ise limit genleşme ise  $E_{ys}$  aşağıdaki bağıntılar yazılabilir.

$$E_{od} = 1,5 E_{os} \quad E_{1d} = 1,5 E_{1s}$$
$$E_{2d} = E_{2s} \quad E_{1d} = E_{ys}$$

Bu temel bağıntılar farklı derinlikler için zeminin elastik davranışını verir. Bu analizin izahında sonderece enterasan kabuller yapılmaktadır. Mindlin Teorisi Kil tabakasının dalga boyu olarak bulunur. Yatay mesafe  $D_h$  tahmin edilir. Bölgenin

Aynı zamanda bir benzer durumunu da ihtiva etmektedir. Bu büyük etkileşimi kesme dalgası boyu için aşağıdaki eşitlik kullanılır. G kil tabakasının kesme modülü, P kil tabakasının yoğunluğu ve f kuvvet fonksiyonunun hakim periyodu.

$$\lambda_s = \frac{1}{4} \sqrt{\frac{G}{P}}$$

Dinamik mukabele tam olarak kilin  $M_1$  ve  $\bar{M}_1$  değerlerinin değişmesine bağlıdır. İkinci kabul Winkler kabulüdür. Şekil II.32 de seçilen köprü sistemi ve Şekil II.59 da köprünün detayları görülmektedir. Kazık çapları: 137,16 cm ile 91,44 cm arasında ve iç çapları 111,76cm ile 60,96cm dir. Üst yapı için sönüm %5 bulunmuş en derin kısmında (36,58 metre) kil tabakası için z derinliğine bağlı olarak modüller aşağıdaki gibi bulunmuş.

$$E_{1d}(z) = 142 + 8,9z \quad ; \quad E_{2d}(z) = 60,9 - 0,45z$$

Kil tabakasının toplam ivmesi için 1940 Elsentro depremi N-S bileşeni baz alınarak, yatay ivme  $\ddot{u}_g(t)$  dir. Şekil II.55 de takriben 9 saniye mutlak mukabele ivme spektrumu :

$$\ddot{u}(p) = \left[ \sqrt{1-\xi^2} \cdot p \int_0^t \ddot{u}_g(t) e^{-\xi p(t-\tau)} \left[ 1 - \frac{\xi^2}{1-\xi^2} \right] \sin p + \sqrt{1-\xi^2} (t-\tau) + \frac{2\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \cos p \sqrt{1-\xi^2} (t-\tau) d\tau \right]$$

Şekil II.56 da ivme spektrumu görülmüyor. Şekil II.57 de spektral değerler tarife göre bulunmuştur. Sönümsüz tabii frekans için p ye beş farklı değer bulunmuştur. (0,0 , 0,02,0,05,0,10 0,20) bu mutlak ivme değerleri asimtotik olarak zeminin ivme değerlerine yaklaşmaktadır. Elsentro N-S ivmesi takriben %33g dir. Şekil II.55de üç zaman fonksiyonu için verilmiştir. Köprü için (betonarme kısmı) sönüm 0,05 ile 0,15 dir. Elsentro'ya nazaran düşük veriler bulunmuştur. Enbüyük ivme %30g ve yüzeye göre zemin ivmesi 0,13 g bulunmuştur. Şekil II.57 de köprü girişinin ivme-zaman analizi yapılmıştır. Üç farklı kazık-zemin analizi yapılmıştır.

a) Kil sistemi No 1: 137,16 cm çaplı kazık

b) Kil sistemi No 2: 137,16 cm çaplı kazık

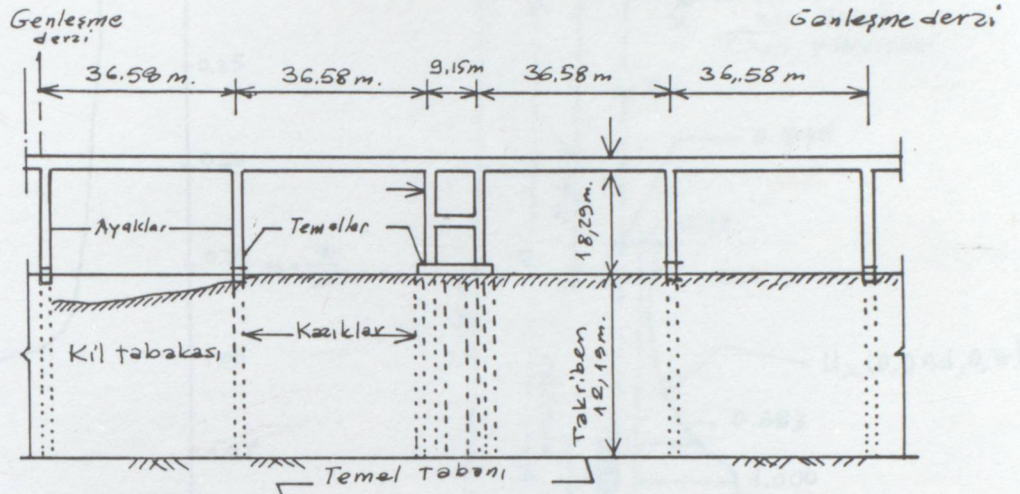
c) Kil sistemi No 3: 91,44 cm çaplı kazık

Sistem 1,2,3 için sırasıyla 0,6 , 0,1,2, 1,2g bulunmuştur.

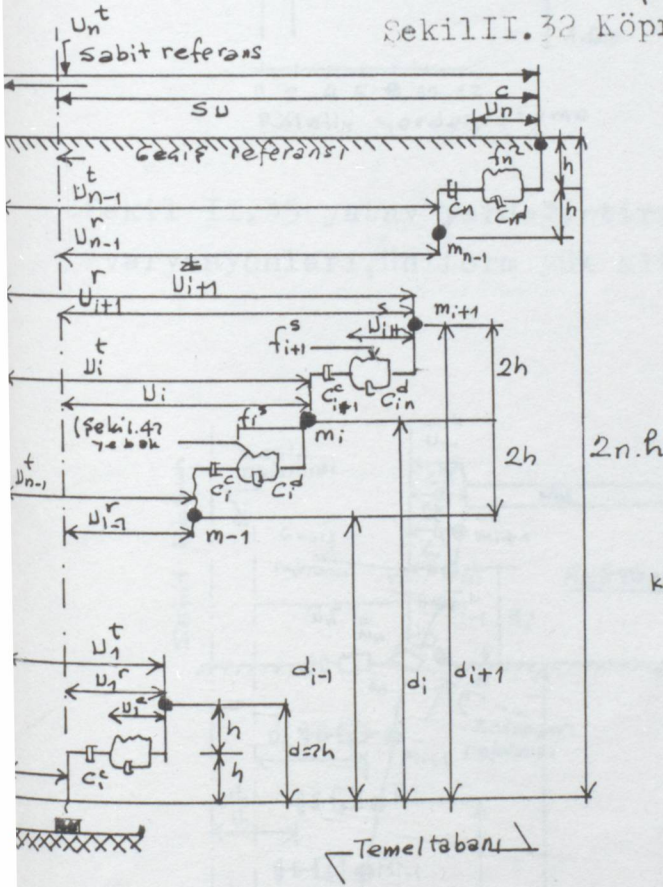
Kazık rijitliği mukabele üzerinde etki etmektedir. Kazıklar zeminle beraber aynı anda hareket eder. Diğer bir deyimle kazığın yerdeğiştirmesi daha fazla olmakta (Zemin-kazık etkileşimi) etkileşim kuvvetinden dolayı. Şekil II.57 de ivme-zaman durumunu izlemek bazılarında güçtür. Buna rağmen Fourier analizi kullanılarak iki benzer dalga kullanılarak bu durum iki nolu kil tabakasını temsil eder. Tabii frekans 2 dir.

Aynı zamanda etkileşim durumunu da ihtiva etmektedir. Peak ivmeyi tahmin etmek enteresandır. Köprü kirişi için (2 nolu kil sistemi) ivme 1,2g dir .Mukâyese büyüklüğü olarak Elsentro depremi alınmıştır.Sönüm faktörü 0,05 kullanılarak temelin dairesel frekansı 11,3 rad/saniye ,ivme ise 0,9 g bulunur.Bu ise 1,2g den düşüktür.Yapı yüzeyde inşa edilirse elastisite modülü,sismik kuvvetler daha büyük olur.Burada köprü kirişinin peak ivmesi Elsentro'dan düşük alınabilir.Şekil II.60ve Şekil II.61 de kil ve kazık sisteminin etkileşiminin zamana göre değişimi görülmüyor.Kilin yerdeğiştirmeleri c ile kazık yerdeğiştirmeleri p ile gösterilmiştir.Şekil II.37 de idealize edilmiş yapı modeli görülmektedir.Bu şekil kazıkla-kil tabakası arasındaki etkileşimi göstermekte ,sönüm için lineer olmıyan yaylar kullanılmıştır.Bütün krip katsayıları bu metodla hesaplanmış Projecinin ne şekilde kazık yüküne karar vereceği Winkler tipi elastik temelde üniform yay katsayıları k ise eksenel yük için aşağıdaki ifade yazılır.

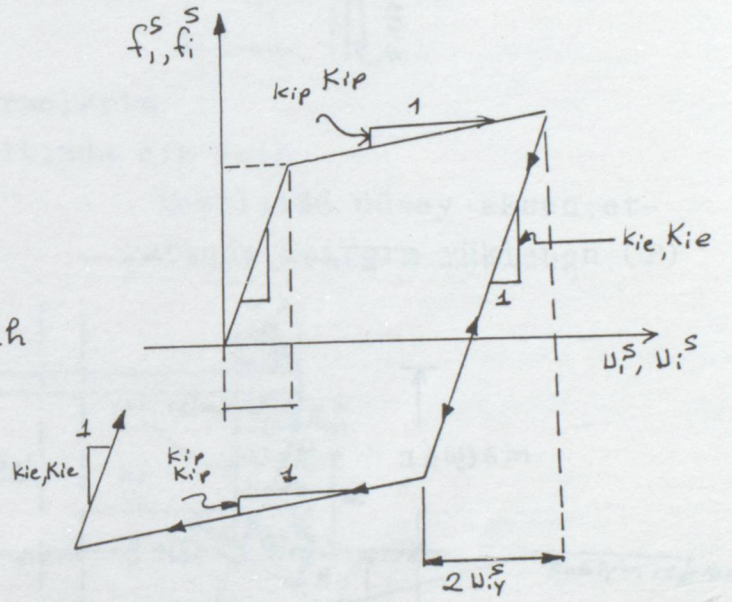
$P_{cr}:2 kEI$  Bu teoride dalgaboyu kritik yükü azaltmaktadır. Şekil II.60ve Şekil II.61 de her kazık için kayıtlar görülmüyor. Şekil II.62 ve Şekil II.63 de etkileşim förmüllerine göre programlanan etkileşim formülleri bir komputerde 0,0025 saniye aralıkla hesaplanmış ve grafik olarak gösterilmiştir.Kazıklardaki penetrasyon mesafesi nazari itibare alınmamıştır.



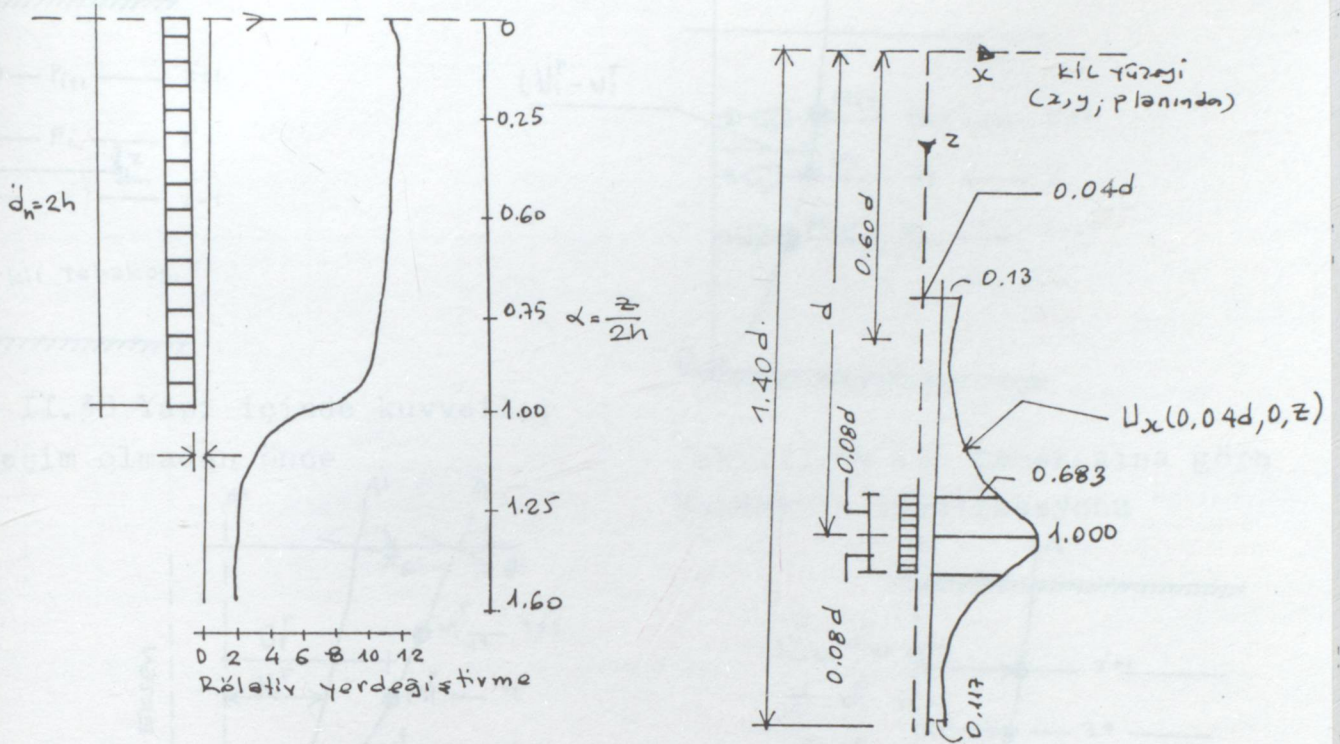
Sekil III.32 Köprü yapı sistemi



Sekil III.33 Kil tabakası idealizasyonu

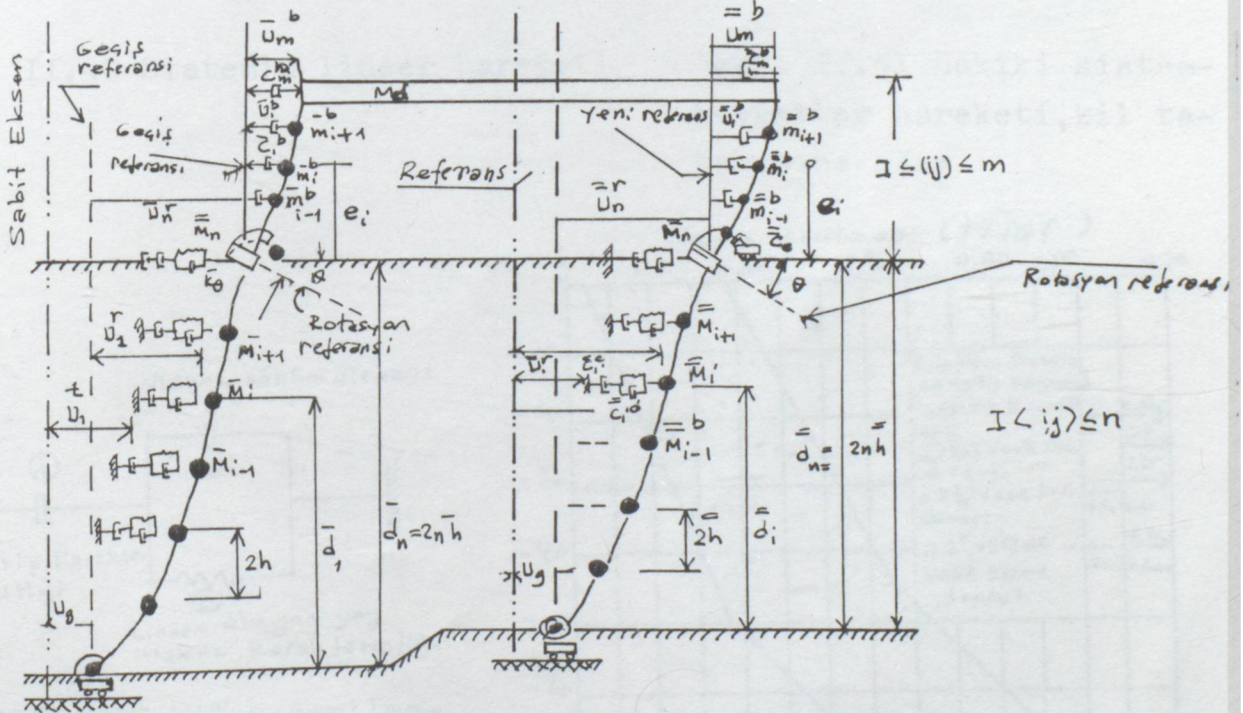


Sekil III.34 Yayların kuvvet yer-değiştirme karakterestikleri

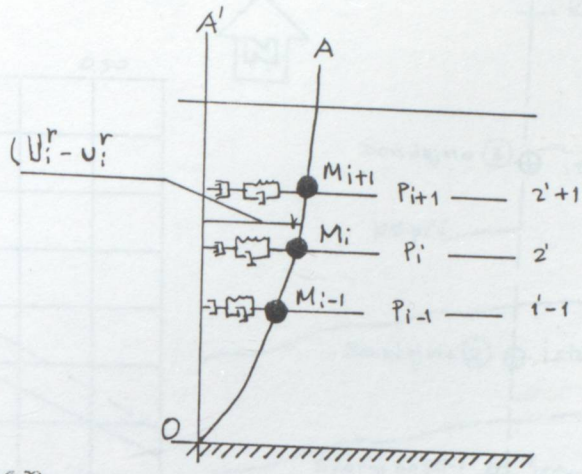
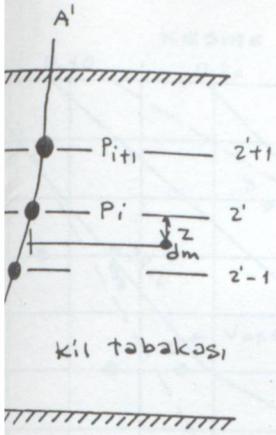


Sekil II.35 yatay yerdeğiştirmelerin varyasyonları, üniform yük altında  $c:h$  için

Sekil II.36 dikey eksen etrafında üniform yüklenen (P)

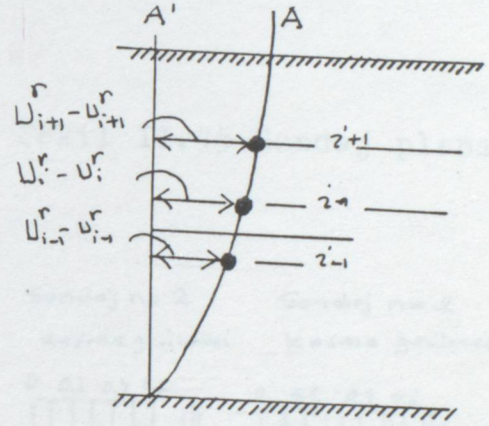
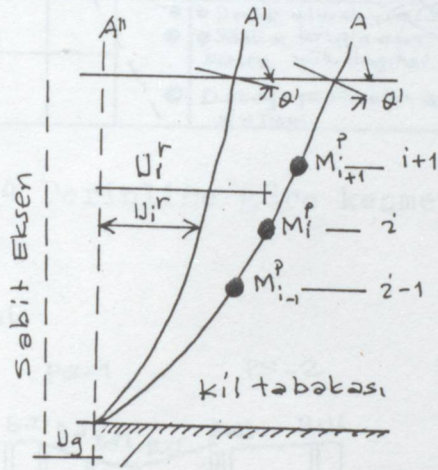


Sekil II.37 İdealize edilmiş yapısal sistem.



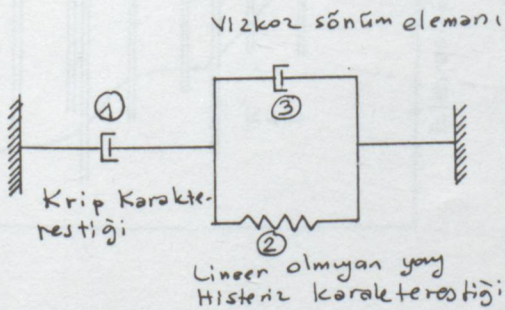
Şekil II.38 Yapı içinde kuvvetler etkileşim olmadan önce

Şekil III.39 Kil tabakasına göre hareketin idealizasyonu

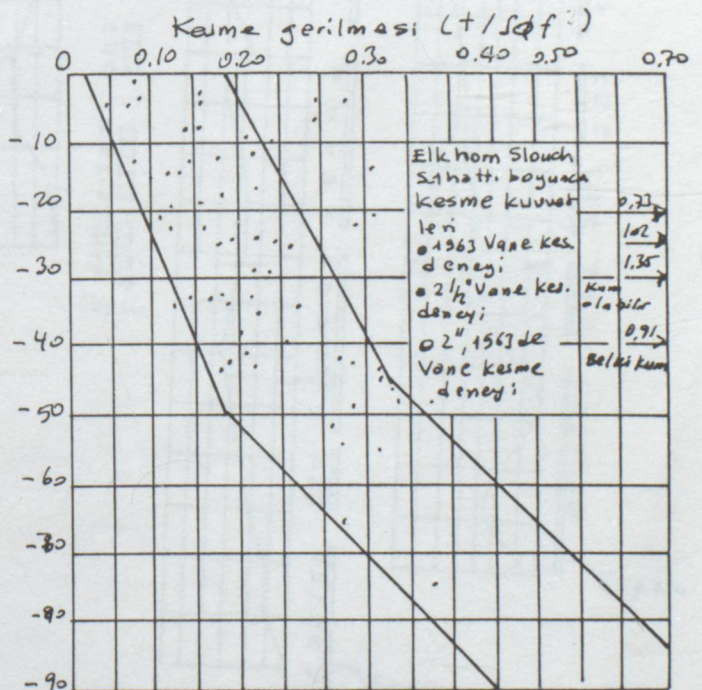


Şekil II.40 Sistemin lineer hareketi

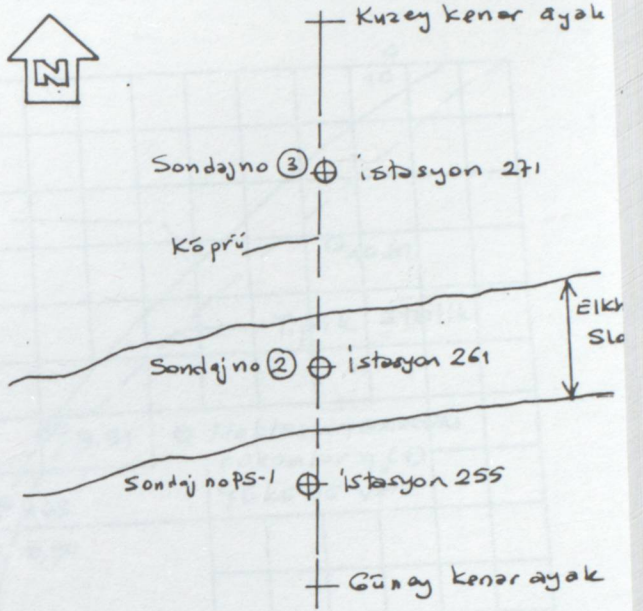
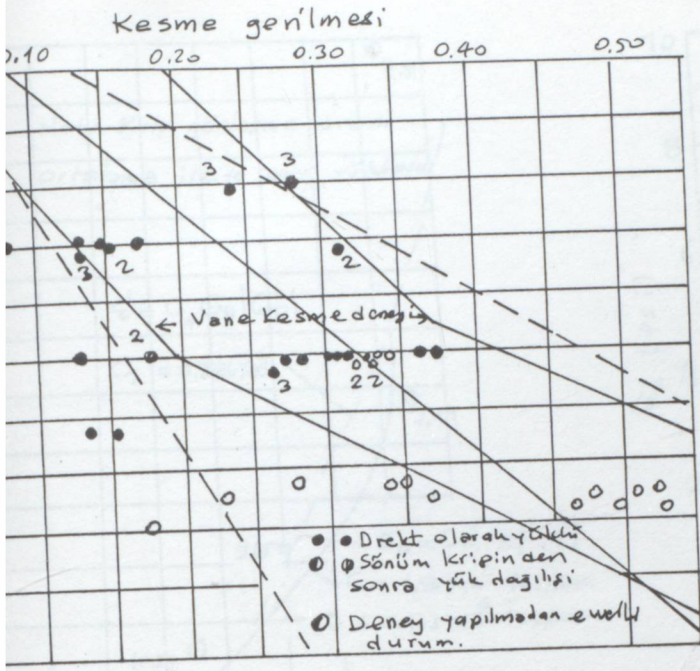
Şekil II.41 Hakiki sistem-kuvvetler hareketi, kil tabakasına göre



Şekil II.42 Kilin gerilme-deformasyon parametrelerinin dairesel yük altında düşünülen temsili model

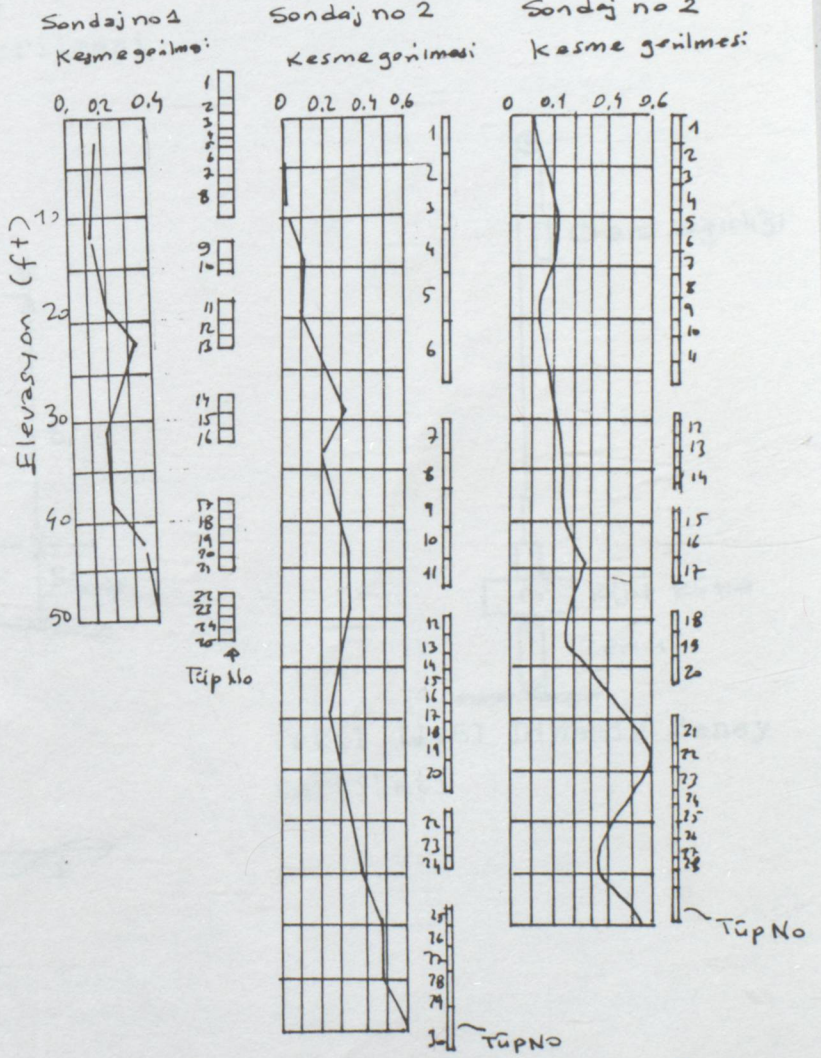
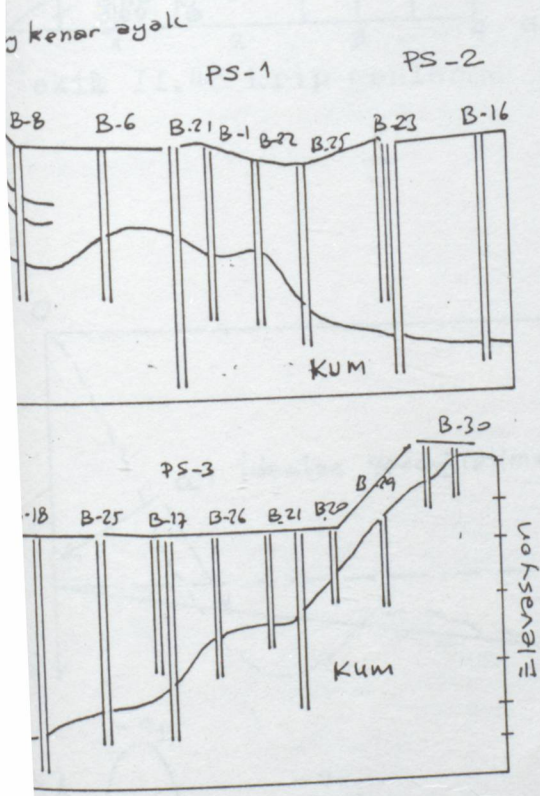


Şekil II.43 Vane deneyi neticeleri



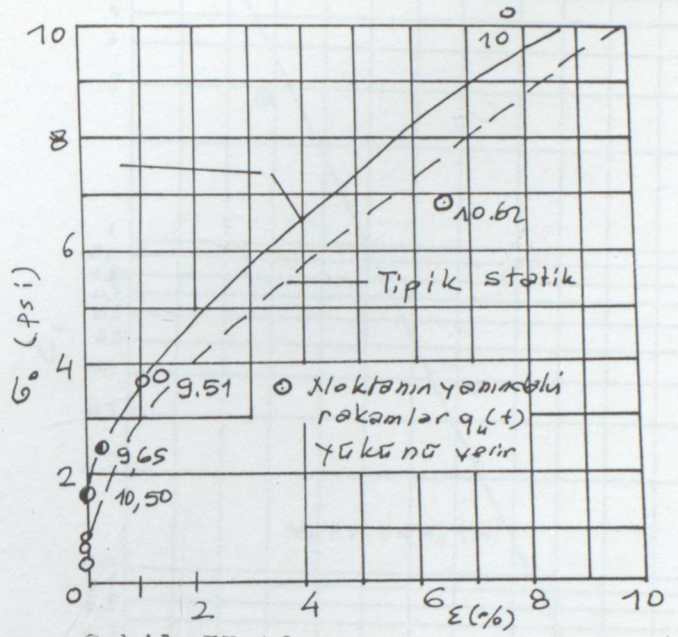
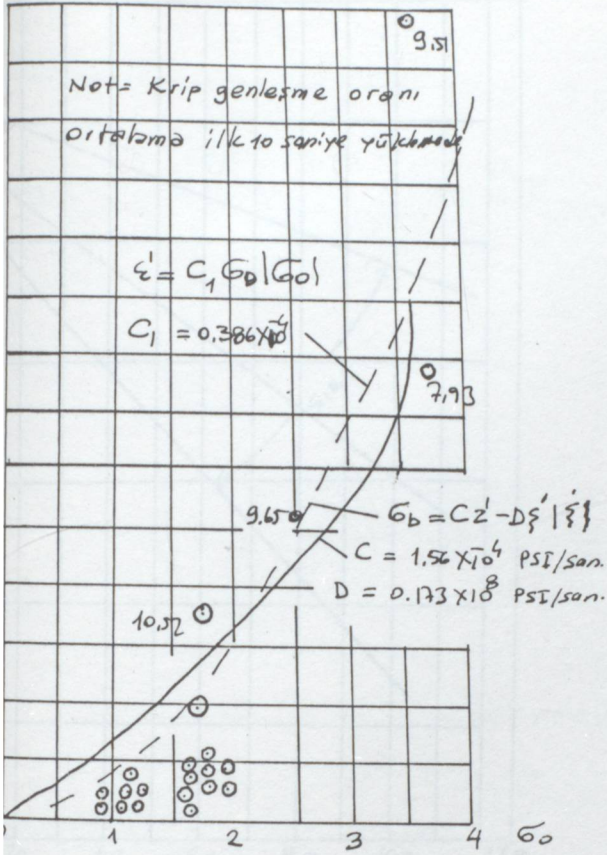
Şekil II.44 Derinliğe göre kesme kuvveti

Şekil II.45 Sondaj planı



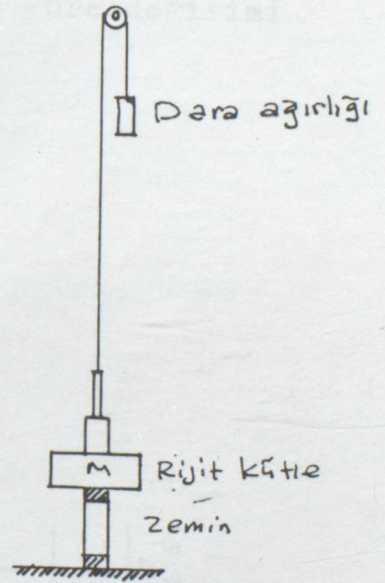
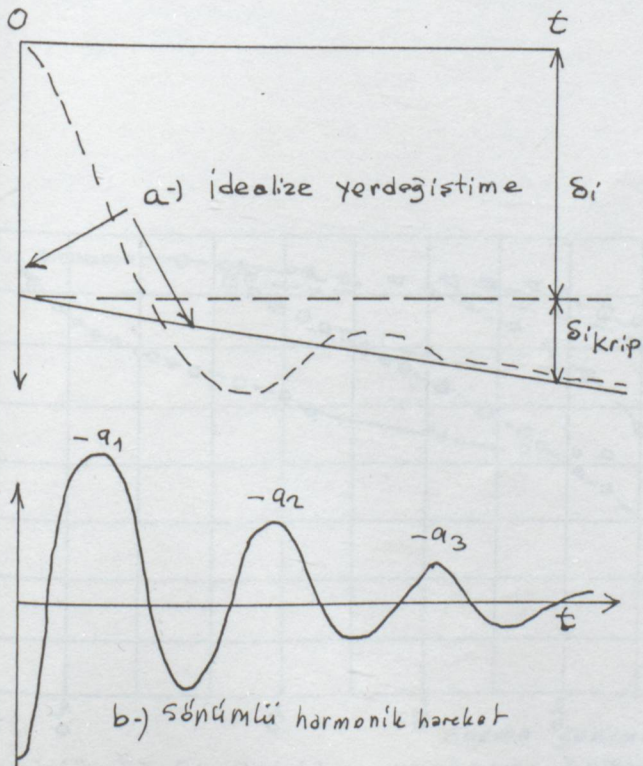
Şekil II.46 Zemin profili

Şekil II.47 Vane kesme deneyi , numüneler



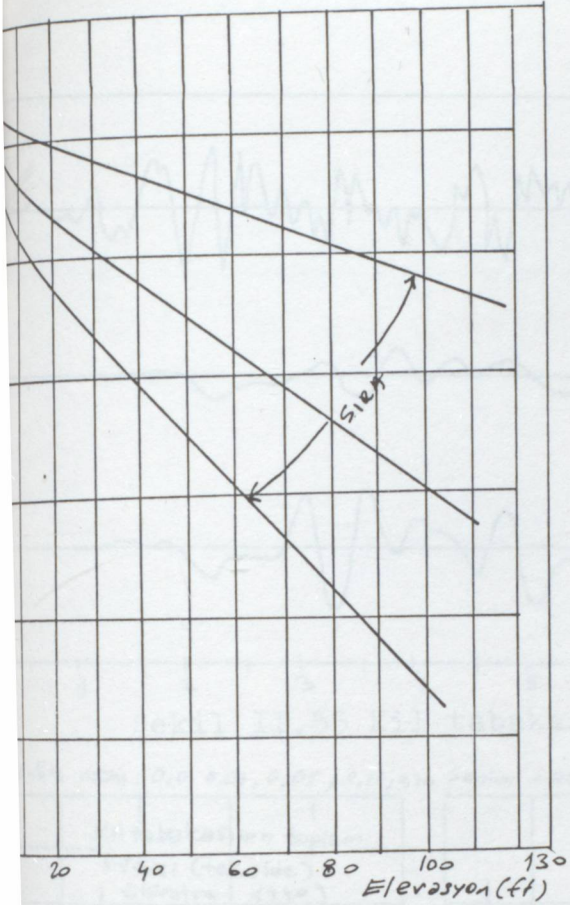
Şekil II.49 Gerilme -genleşme bağıntısı

Şekil II.48 Krip genleşme gerilmesi

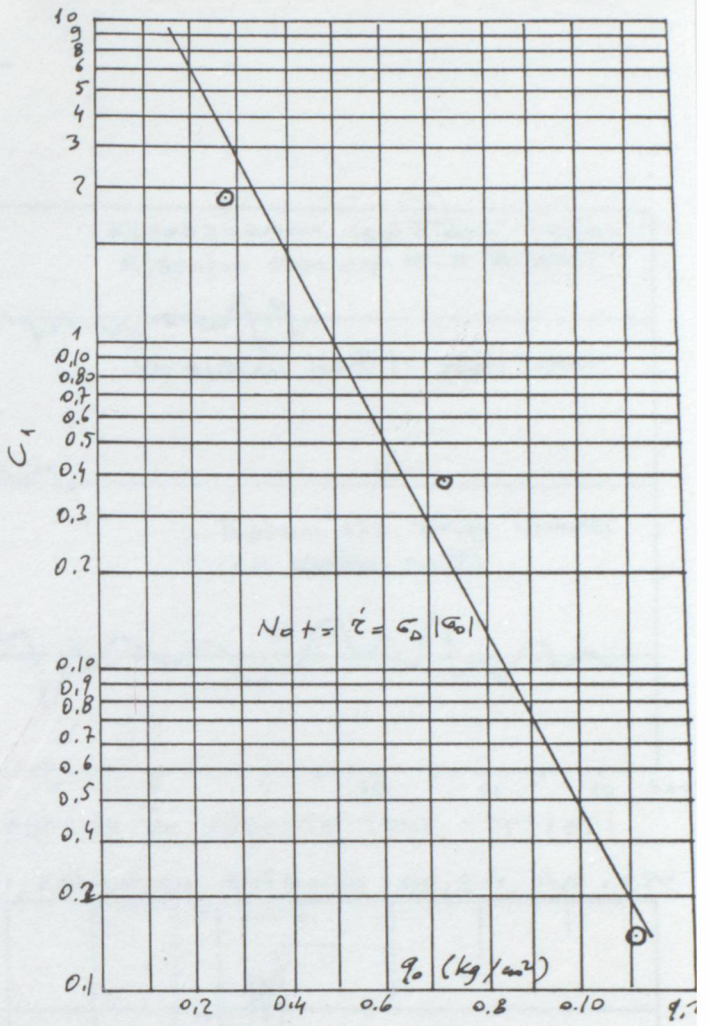


Şekil II.51 Dinamik deney tertibatı

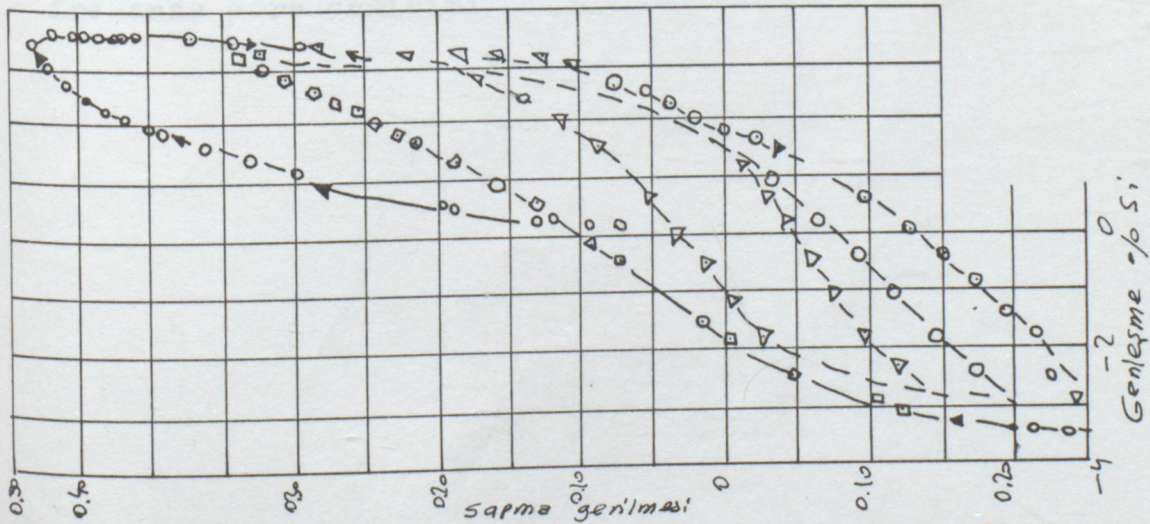
Şekil II.50 Dinamik test neticelerinin idealizasyonu



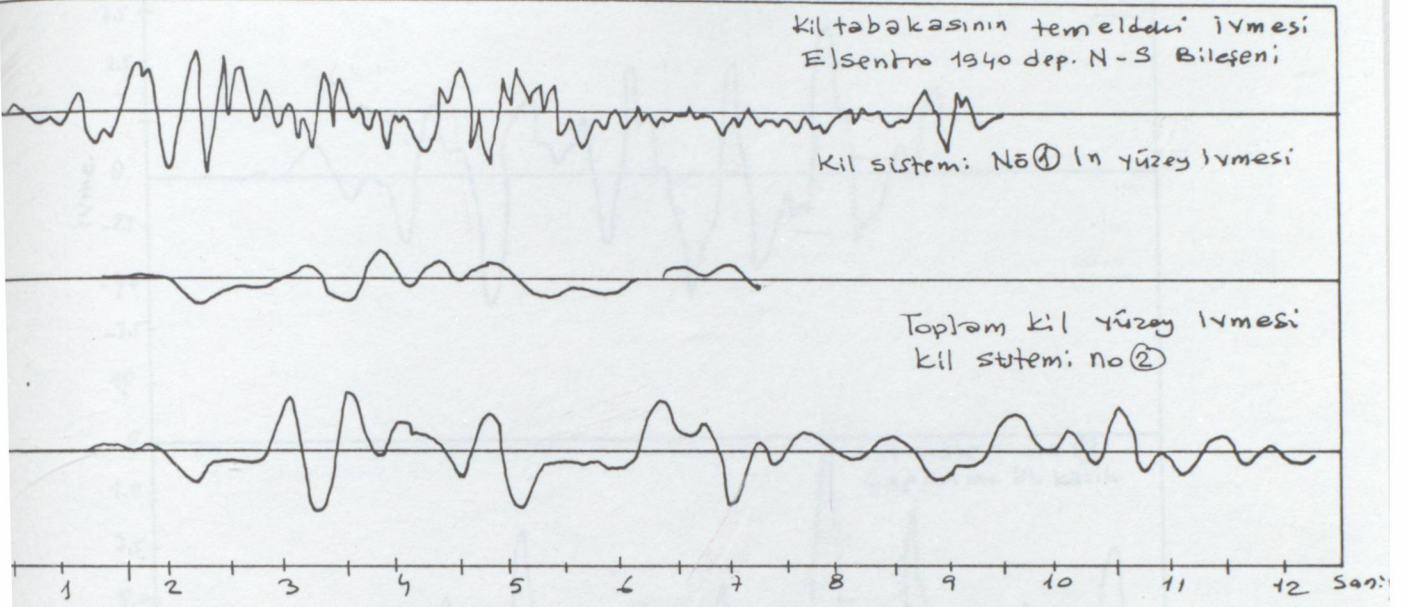
Sekil II.52 Krip katsayısının elevasyonla değişimi



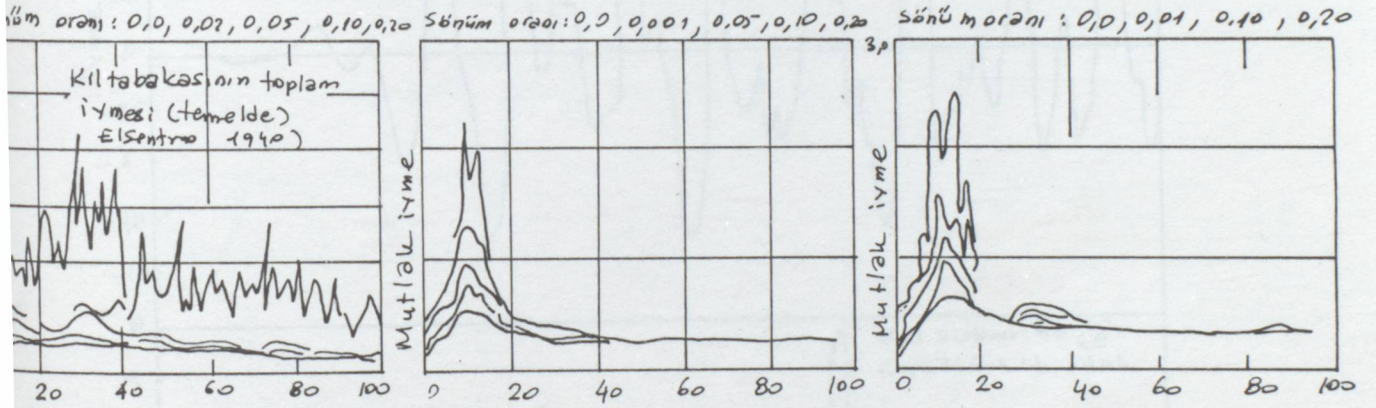
Sekil II.53 Krip katsayısının yük şiddetine göre değişimi



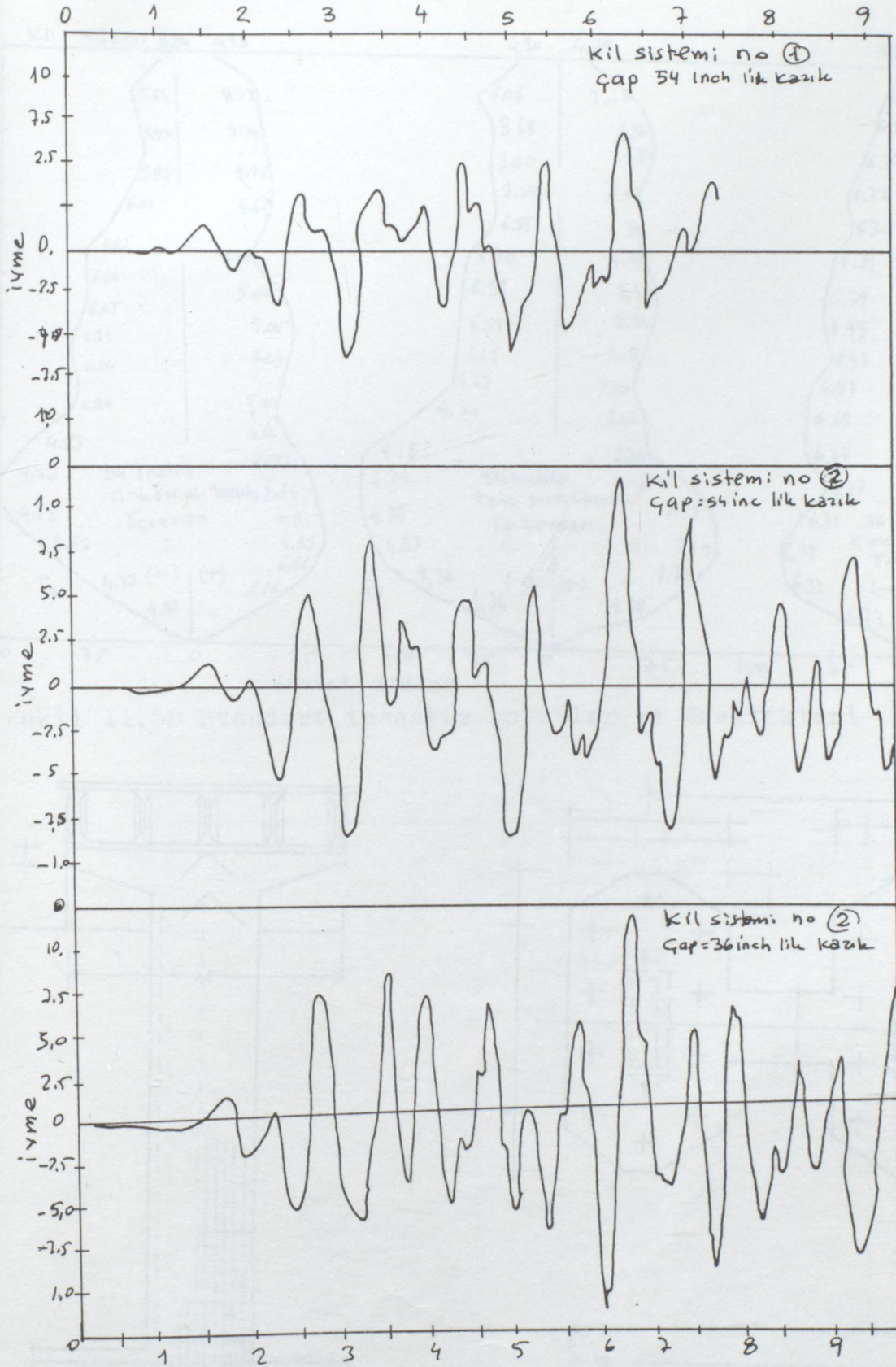
Sekil II.54 Gerilme-genleşme bağıntısı dairesel yük deneyinde



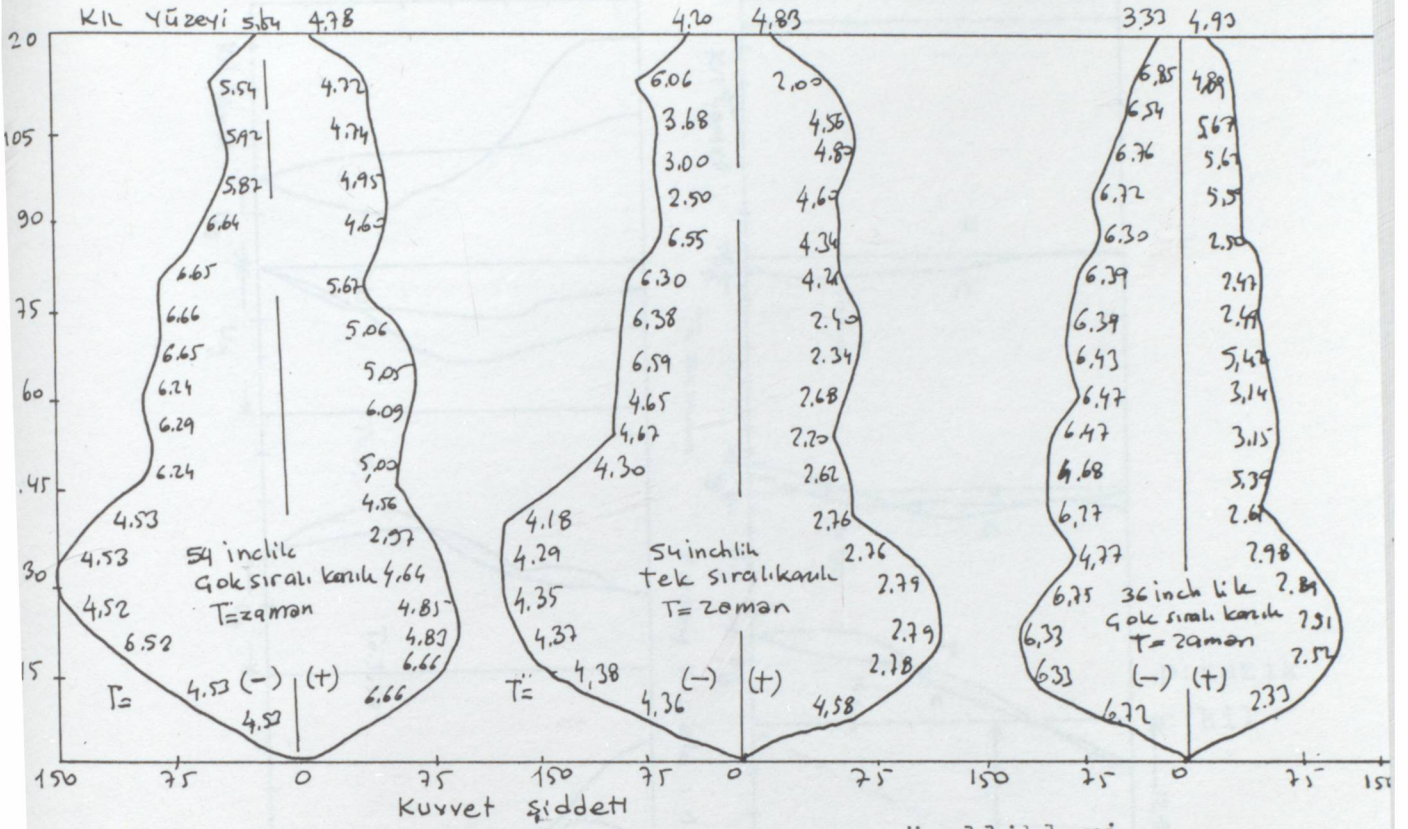
Şekil II.55 Kil tabakasının temelde ve yüzeyde ivme eğrileri



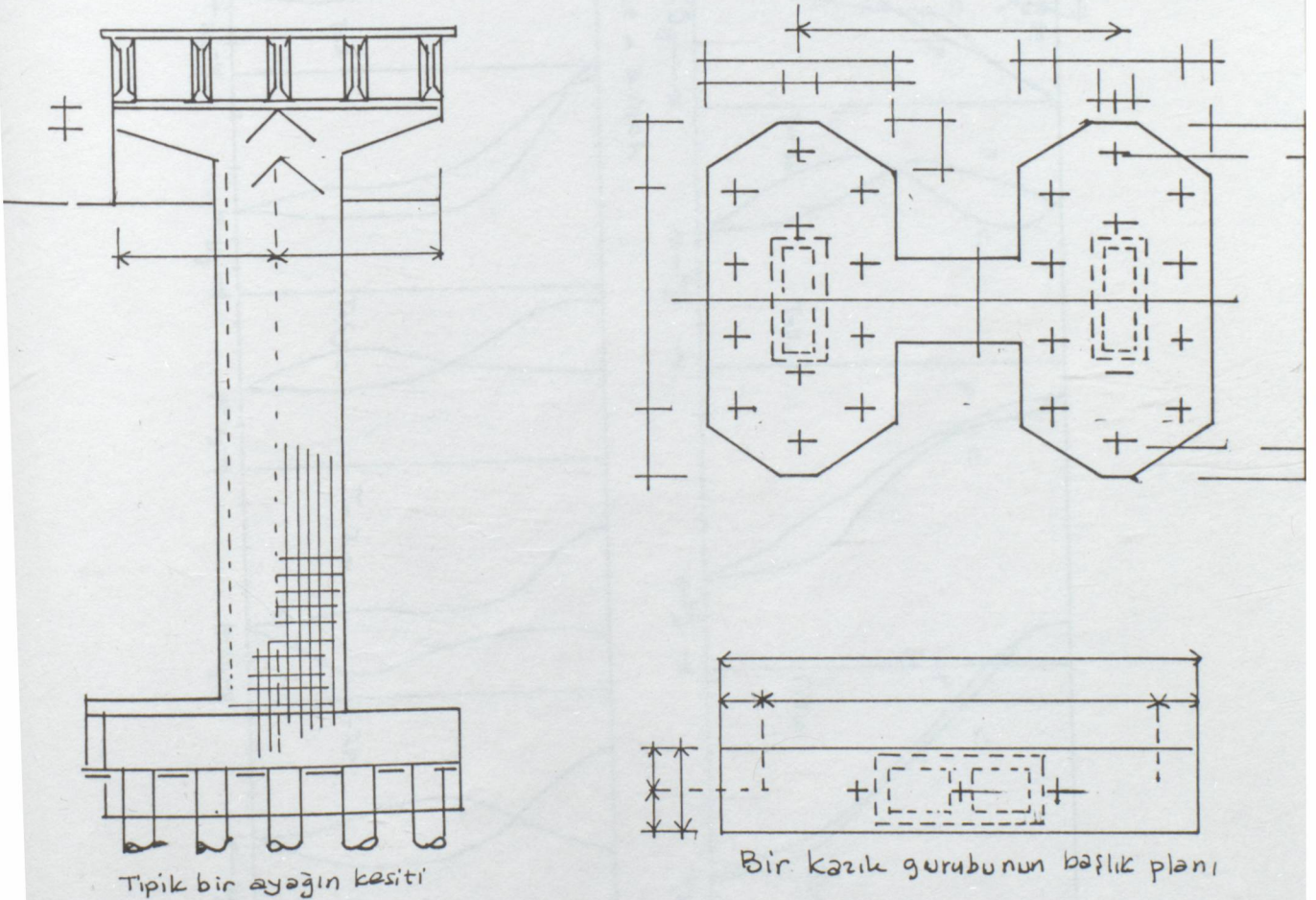
Şekil II.56 Ortalama mukabele ivme spektrumu, sönümsüz tabii frekansa göre değişimi



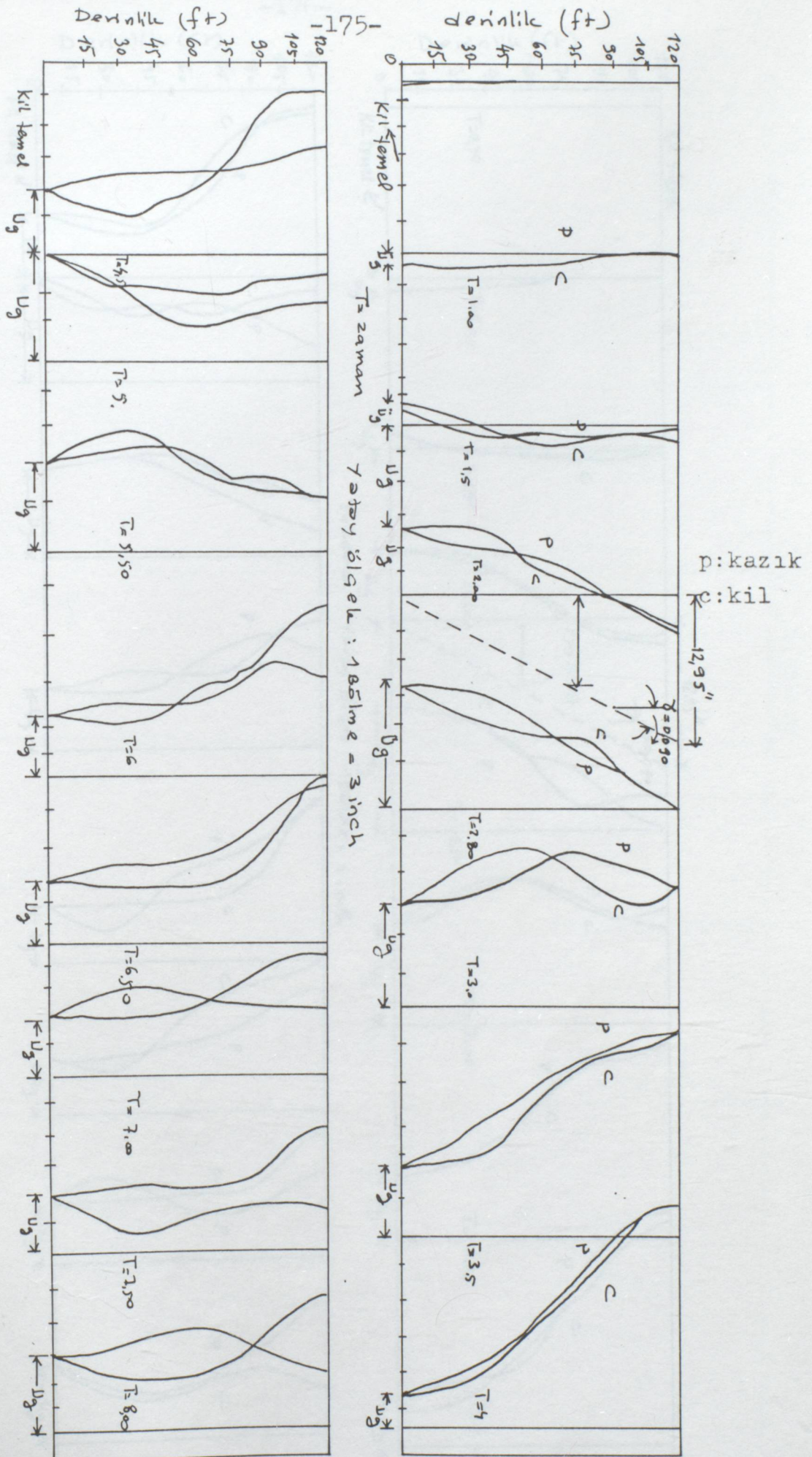
Şekil II.57 Toplam köprü girişinin boyuna ivmesi



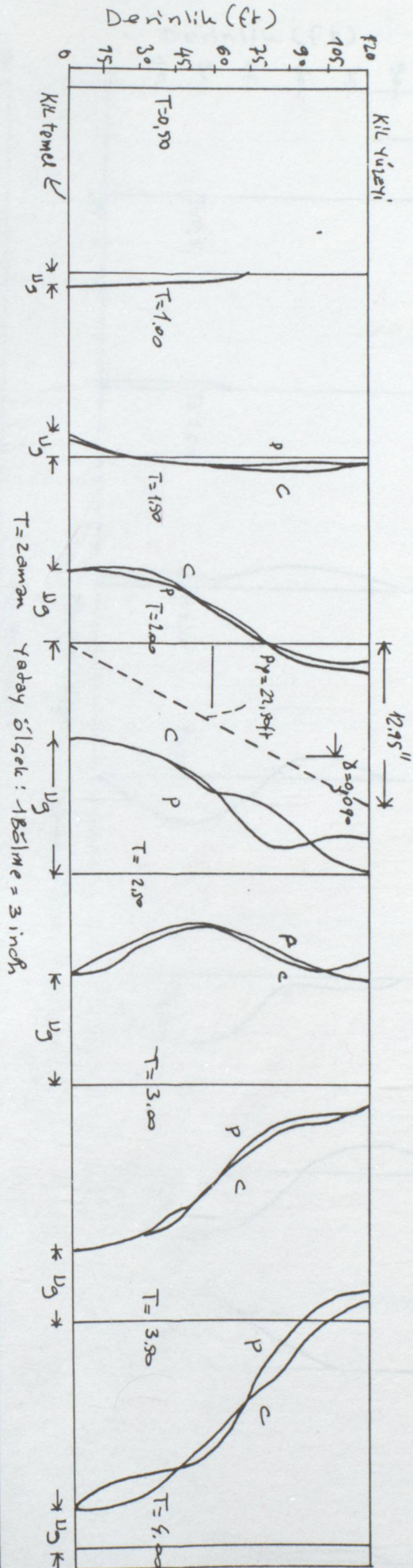
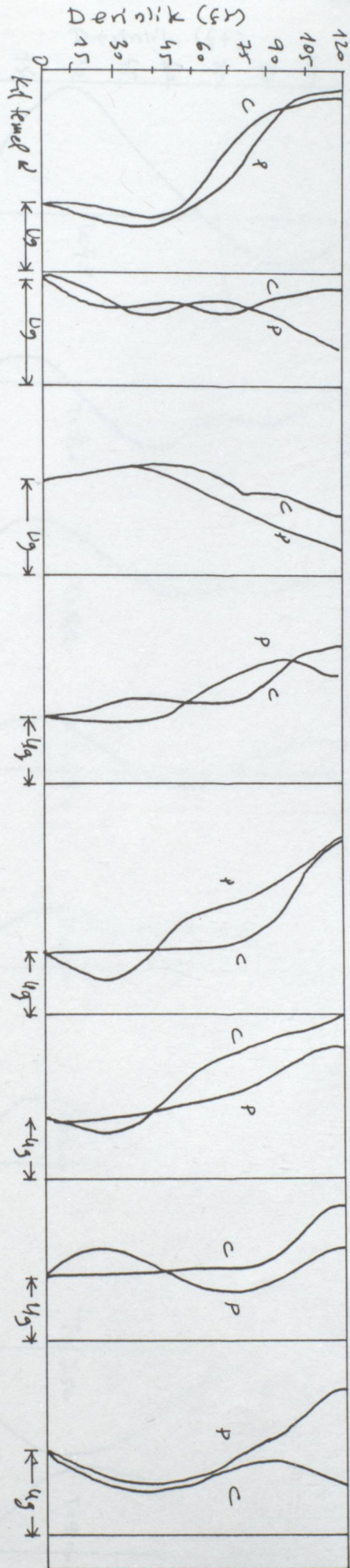
Şekil II.58 Standart inşaatta boyutlar ve özellikleri



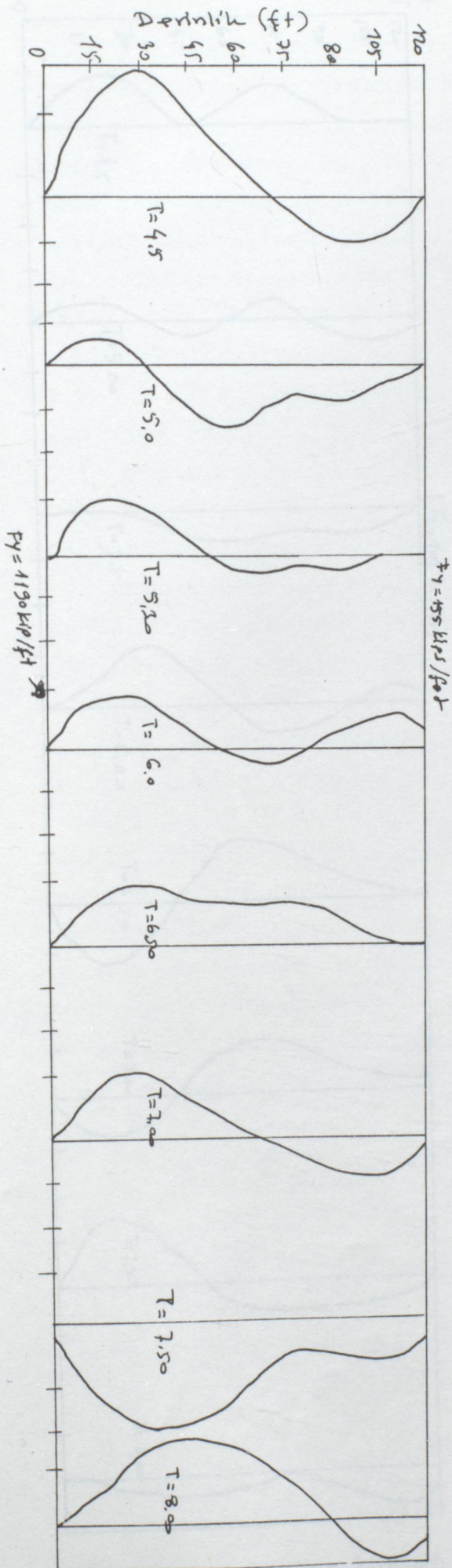
Şekil II.59 Köprüünün detayları



Resim II.61 Kazık gurubunun kil sistemi ile etkilesiminin zamana göre deęisiimi



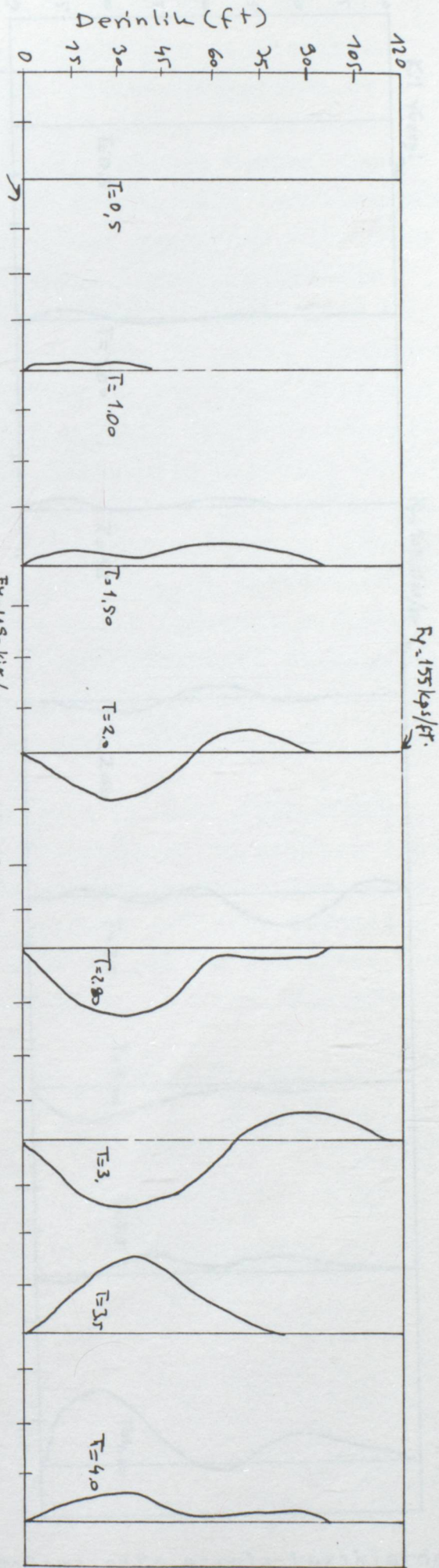
Sahil #.60 Karik grupunun (gıft sıra) kil sistem; noz ile etkileşimi (54" lile kollarında)



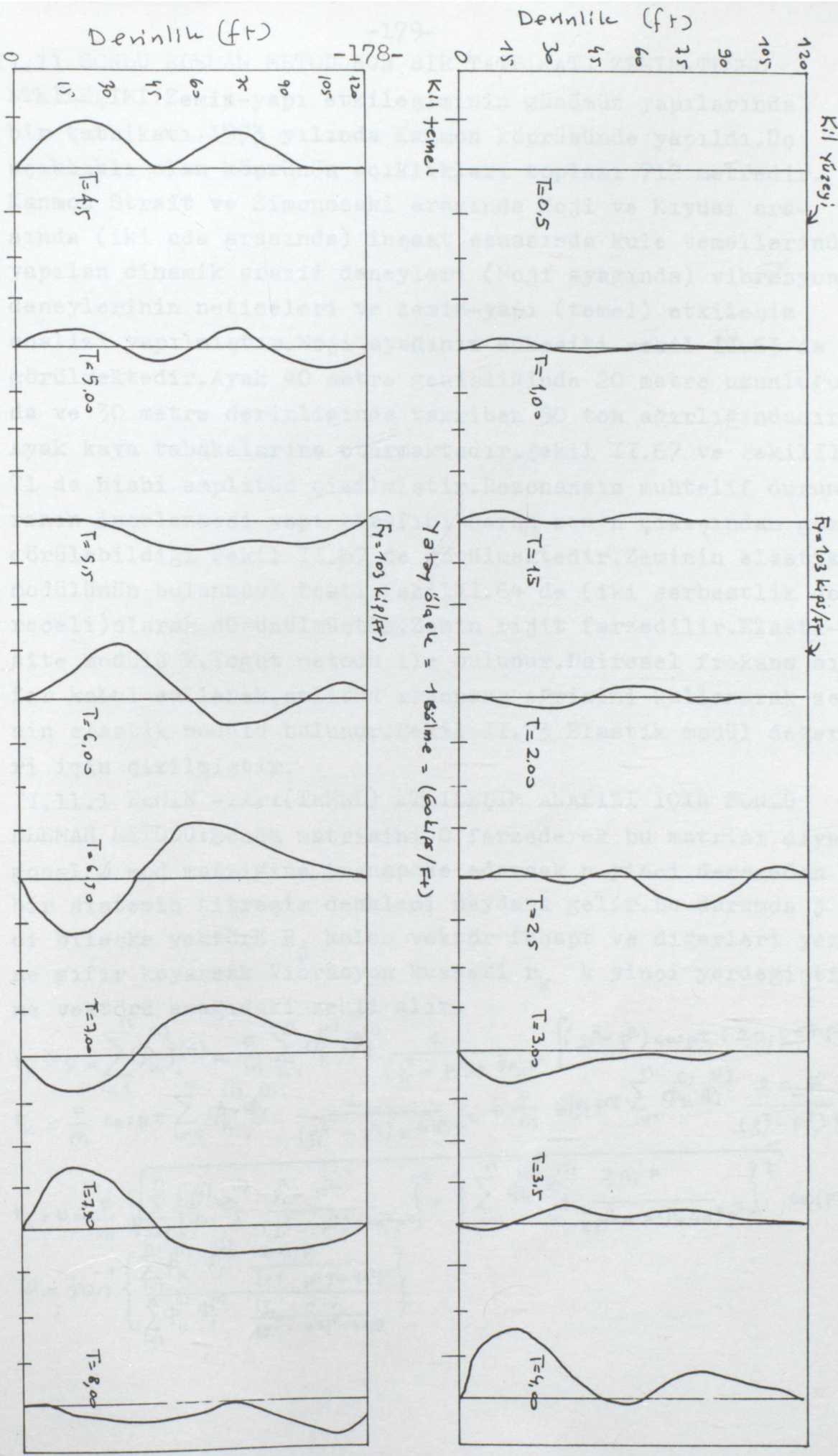
$F_y = 155 \text{ kips/ft}$

Yatay ölçek: 180 in = 600 kips/ft

T = zaman (saniye)



Selül #.62 Toplam kuvvet dağılımı çift sıralı kazıklarda



Sekil II.63 Toplam kuvvet dağılımı çift sıralı kazıklarda (Kil sistemi 1)

II.11 SONLU ELEMAN METODUNUN BİR TATBİKATI ZEMİN-TEMEL

ETKİLEŞİMİ:Zemin-yapı etkileşiminin günümüz yapılarında bir tatbikatı 1973 yılında Kanmon köprüsünde yapıldı.Üç açıklıklı olan köprünün açıklıkları toplamı 712 metredir. Kanmon Strait ve Simonosaki arasında Moji ve Kiyusi arasında (iki ada arasında) inşaat esnasında kule temellerinde yapılan dinamik arazi deneyleri (Moji ayağında) vibrasyon deneylerinin neticeleri ve zemin-yapı (temel) etkileşim analizi yapılmıştır.Moji ayağının enkesiti şekil II.63 de görülmektedir.Ayak 40 metre genişliğinde 20 metre uzunluğunda ve 30 metre derinliğinde takriben 50 ton ağırlığındadır. Ayak kaya tabakalarına oturmaktadır.Şekil II.67 ve ŞekilII. 71 de nisbi amplitüd çizilmiştir.Rezonansın muhtelif durumlarının incelenmesi yapı etrafını saran zemin çıkışından gözle görülebildiği Şekil II.67 de görülmektedir.Zeminin elastik modülünün bulunması testi ŞekilII.64 de (iki serbestlik dereceli)olarak düşünülmüştür.Zemin rijit farzedilir.Elastisite modülü F.Yoght metodu ile bulunur.Dairesel frekans sıfır kabul edilerek,amlitüd rezonans eğrisini kullanarak zeminin elastik modülü bulunur.Şekil II.73 Elastik modül değerleri için çizilmiştir.

II.11.1 ZEMİN -YAPI(TEMEL) ETKİLEŞİM ANALIZI İÇİN SONLU

ELEMAN METODU:Sönüm matrisini C farzederek bu matrisi diya-  
gonal  $\emptyset$  mod matrisine transpoze edersek n yinci dereceden bir sistemin titreşim denklemi meydana gelir.Bu durumda j yinci bileşke vektörü  $R_j$  kolon vektör fcospt ve diğerleri yerine sıfır koyarsak Vibrasyon kuvveti  $r_k$  k yinci yerdeğiştirme vektörü aşağıdaki şekli alır.

$$r_k = v = \sum_{i=1}^n \phi_k^{(i)} \xi_i(t) = \frac{F}{m} \sum_{i=1}^n \phi_k^{(i)} \phi_j^{(j)} \frac{1}{(\beta_i^2 - p^2) + 4n_i p^2} \left[ (\beta_i^2 - p^2) \cos pt + 2n_i p \sin pt \right]$$

$$r_k = \frac{F}{m} \cos pt \sum_{i=1}^n \phi_k^{(i)} \phi_j^{(j)} \frac{1}{(\beta_i^2 - p^2) + 4n_i^2 p^2} + \frac{F}{m} \sin pt \sum_{i=1}^n \phi_k^{(i)} \phi_j^{(j)} \frac{2n_i p}{(\beta_i^2 - p^2) + 4n_i^2 p^2}$$

$$r_k = v = \frac{F}{m} \sqrt{\left\{ \sum_{i=1}^n \left\{ \phi_k^{(i)} \phi_j^{(j)} \frac{\beta_i^2 - p^2}{(\beta_i^2 - p^2) + 4n_i^2 p^2} \right\}^2 + \left\{ \sum_{i=1}^n \phi_k^{(i)} \phi_j^{(j)} \frac{2n_i p}{(\beta_i^2 - p^2) + 4n_i^2 p^2} \right\}^2} \cdot \omega(pt - \varphi)$$

$$\varphi = \tan^{-1} \left\{ \frac{\sum_{i=1}^n \phi_k^{(i)} \phi_j^{(j)} \frac{2n_i p}{(\beta_i^2 - p^2) + 4n_i^2 p^2}}{\sum_{i=1}^n \phi_k^{(i)} \phi_j^{(j)} \frac{(\beta_i^2 - p^2)}{(\beta_i^2 - p^2) + 4n_i^2 p^2}} \right\}$$

$\phi_k$ : k yinci bileşke sarsma vektörü

$\phi_i^{(i)}$

$\phi_i$ : i yinci modu

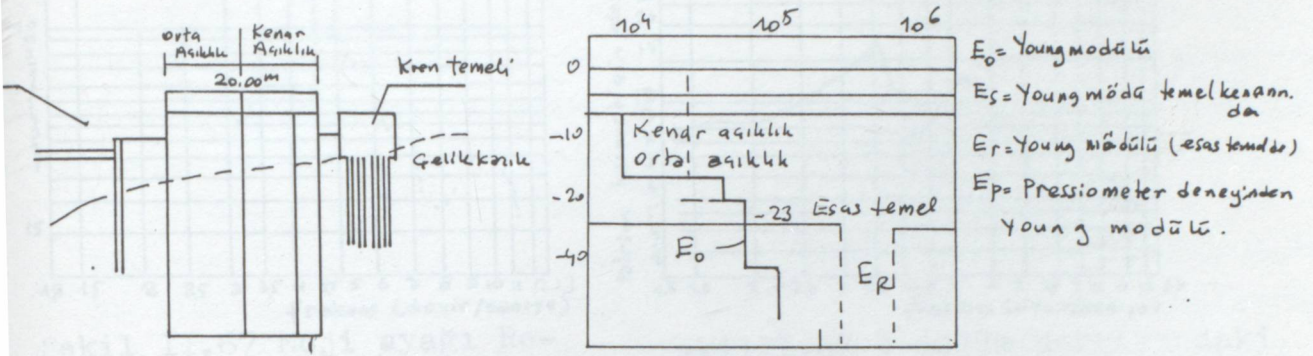
$\phi_i$ : i yinci normal koordinat

$\omega_i$ : i yinci tabii frekans

$n_i$ : i yinci sönüm sabiti

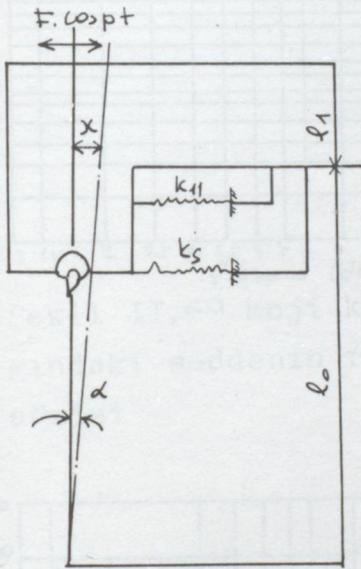
$M$ : Kütle matrisi

Şekil II,65 de Moji ayağının sonlu eleman idealizasyonu görülmektedir. Rezonans durumu ve eğrileri Şekil II.67, Şekil II.68, Şekil II.69, Şekil II.69, Şekil II.70, Şekil II.71, Şekil II.72 de görülmektedir. Sönüm oranı bu mod için %10 bulunmuştur. Sismik hız ve ivme vektörlerinden entegrasyon metodu ile komputer yardımı ile dinamik şiddet hesaplanabilir. Yukarıdaki förmülle analitik olarak yapılan analiz dinamik bir deneyle, yapma deprem hareketi yapılarak doğrulandı. Zemin-yapı modele mümkün merteye hakiki şartlara uygun yapıldı. Otuz saniye süreyle sarsıldı. Manyitüdü 7,5 ve odak uzaklığı 50km olacak şekilde düzenlendi. 73 de görülüyor.

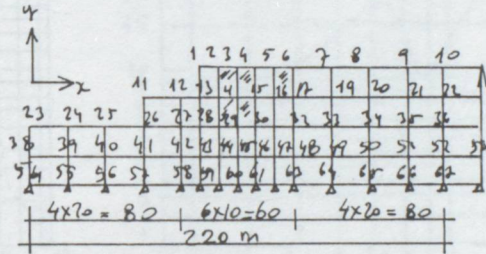


Şekil II.63 Moji ayağı enkesiti

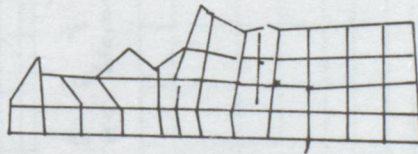
Şekil II.73 Young modülü deneyi neticeleri



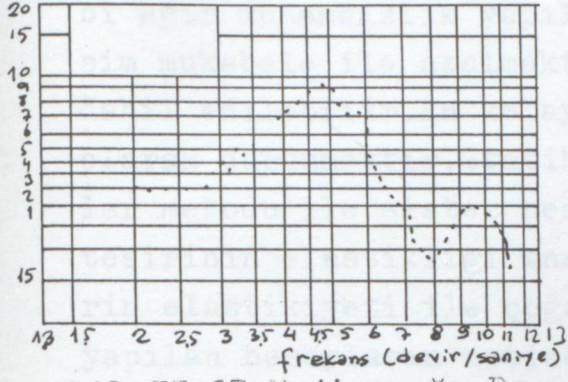
Şekil II.64 İki serbestlik sistemin modeli



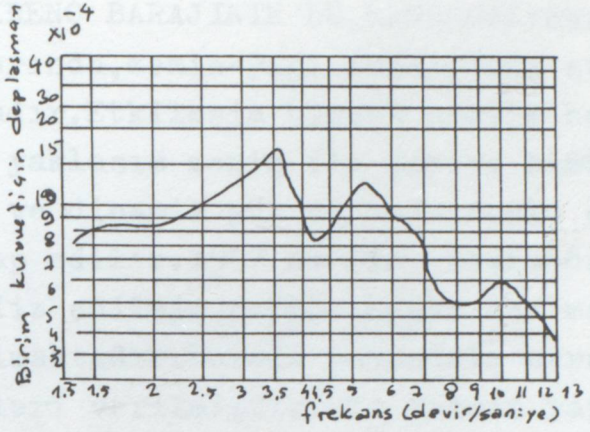
Şekil II.65 Sonlu elemanların idealizasyonu



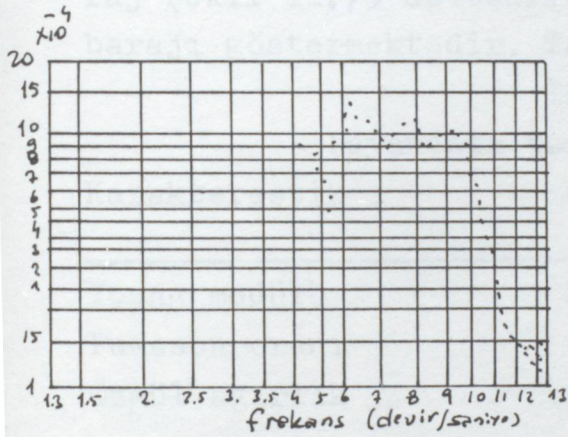
Şekil II.66 Besinci mod f:5.88 devir/san.



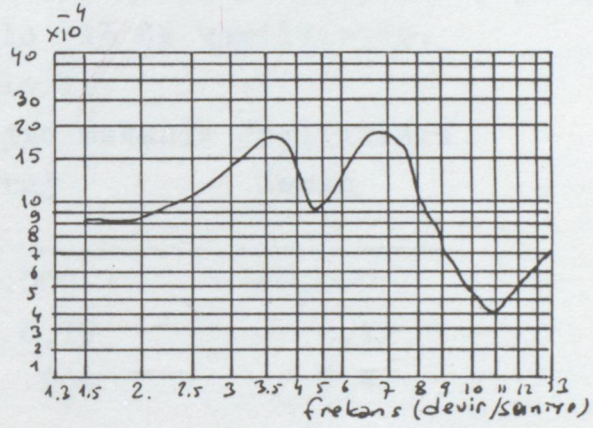
Şekil II.67 Moji ayağı Resonans eğrisi



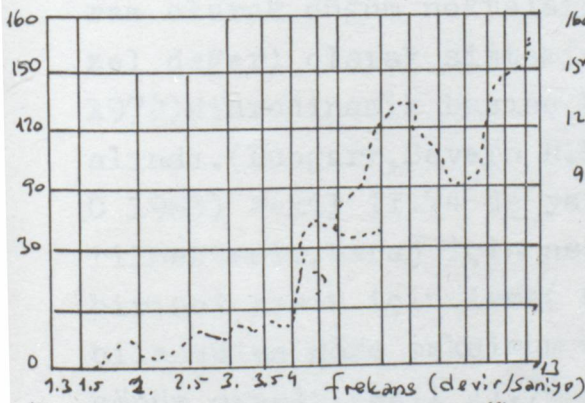
Şekil III.68 3 düğüm noktasındaki rezonans eğrisi



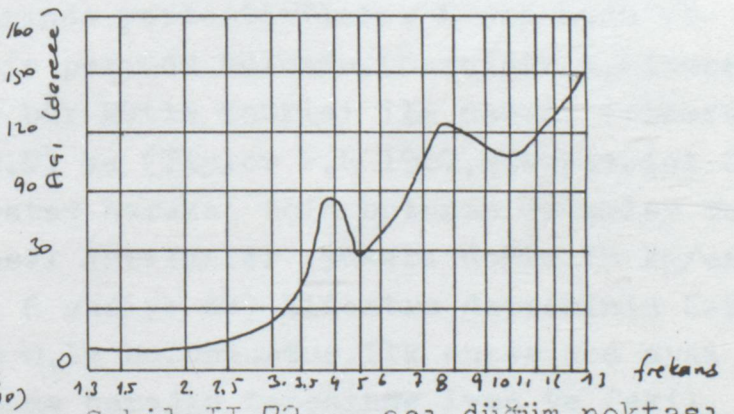
Şekil II.69 Moji kenar ayağındaki seddenin rezonans eğrisi



Şekil II.70 1 düğüm noktasında rezonans eğrisi



II.71 Açısının frekansa göre değişimi



Şekil II.72 açı düğüm noktası

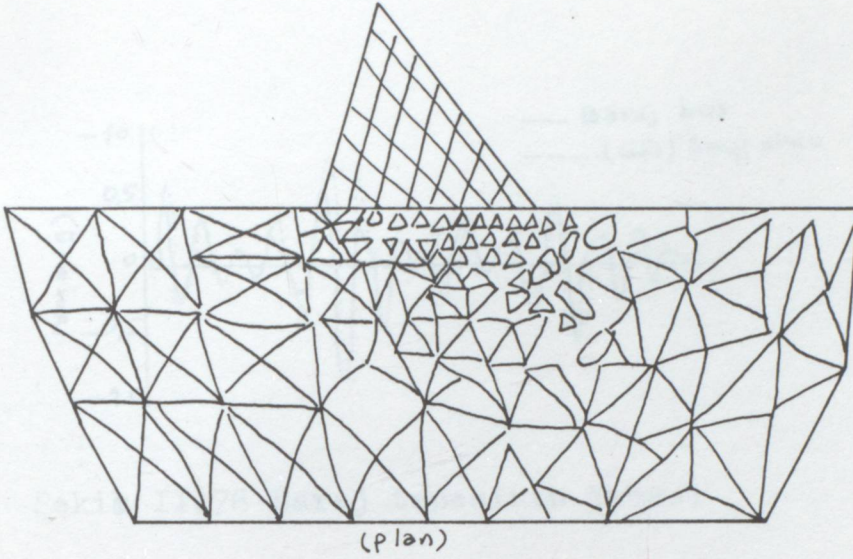
II.12SİSMİK ALAN İÇİNDE DİRENÇ BARAJININ DÜŞÜNÜLMESİ:Baraj gibi ağır mühendislik yapılarında,zemin-yapı arasındaki etkileşim mukabele ile azalmaktadır.Etkileşim birçok usulle hesaba dahil edilebilir.En kolay yaklaşım zemin ile yapıyı birbütün olarak düşünmektir.Statik ve dinamik yük altında,sonlu elemanlar metodu ile sistem hesap edilir.1967 de Fin tarafından yer tesirinin elastikliği analiz edilmiş,mukabeledeki azalma yerinin elastikiyeti ile çoğalmaktadır.Burada payandalı baraj için yapılan hesapların neticeleri verilmiştir.Bir tahmin yapılarak bulunan netice kaya dolgu baraja tatbik edilmişburada hesaplamalar sinozoidal bir hareket için yapılmıştır.Payandalı baraj şekil II.75 de takriben 135 metre yükseklikte payandalı barajı göstermektedir. Tablo 13 de verilmiştir.

Tablo 13

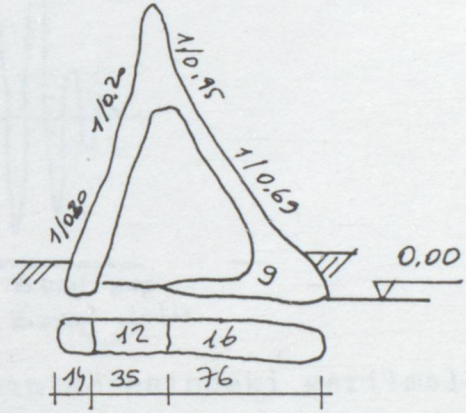
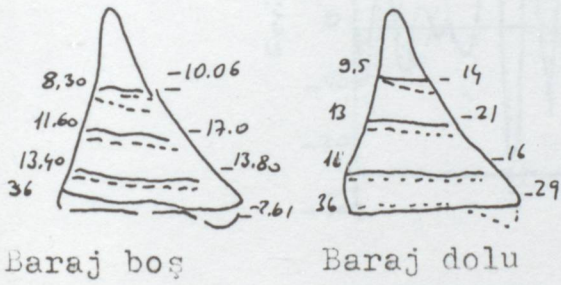
Payandalı barajın mekanik özellikleri

Karakteristik	Baraj	Zemin
Young modülü	20.000	80.000
Puasson oranı	0,17	0,17
Özgül ağırlık	2,4	2,4

Tablodan görülebileceği zemin modülü baraj modülünün 4 katıdır.Sismik yüke göre payandalı barajın hesabı iki yapı gibi düşünüldü.Sonlu elemanlar metodu kullanılarak kütleler çapraz olarak düğüm noktalarında yerleştirilerek Eigen modu (özel değer) olarak sistemin periyodu bulundu.(Maroiano,A.Mihaces, 1972)Hidrodinamik basınç bir kütle matrisi ile nazari itibare alındı.(Dungarr,Severn R.T) ve (Taylor P.R 1967,Zienkiewict C C 1963) Şekil II.74 de yatay hareket için bulunan değerler verilmektedir.Baraj için asal gerilmeler :yukarı doğru 36 kg/cm<sup>2</sup> birinci kısım için ivme( 6 saniye de) Elsentro depreminin N-S bileşenine göre maksimum 0,1g bulunmuştur.İlk onbeş mod aynı sönüm oranlı,Şekil II.76 da barajın tepesinde ivme ve Şekil II.77 de yatay normal gerilmeler gösterimistir.Yatay hatla aynı şekilde mukabele değerleri verildi.Şekil II.78 de barajda ölçülen ivmeler görülüyor.Baraj ivmesi temel ivmesinin on katı olduğu görülüyor.(0,10g)

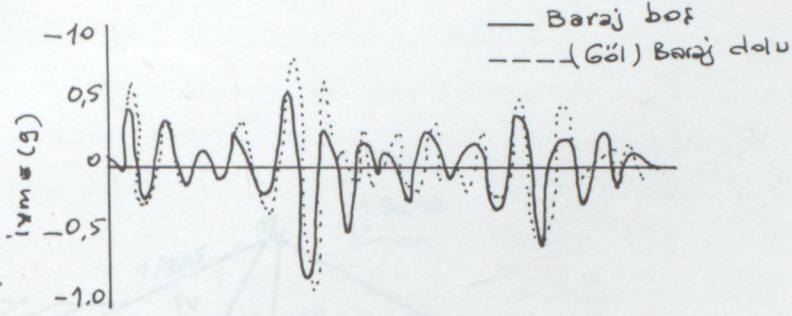


Şekil II.73 Payandalı barajın sonlu eleman idealizasyonu

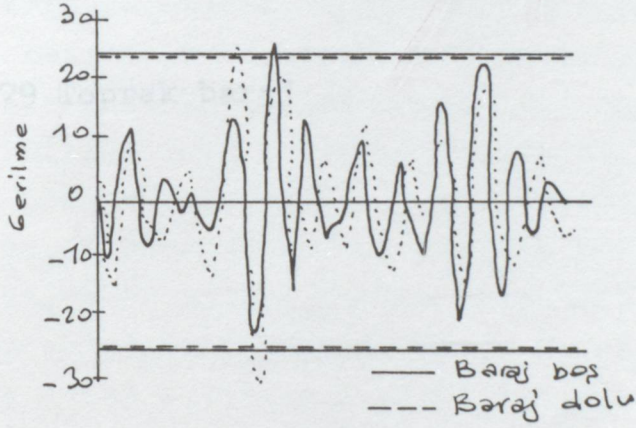


Şekil II.74 Mukabele spektrumunda asal gerilmeler.

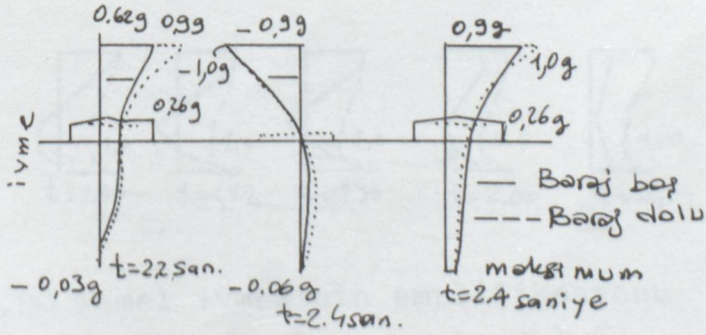
Şekil II.75 Payandalı baraj



Sekil II.76 Baraj tepesinin ivmesi

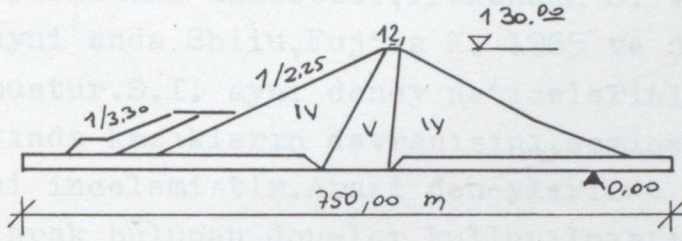


Sekil II.77 Menba tarafının kösesindeki gerilmeler.



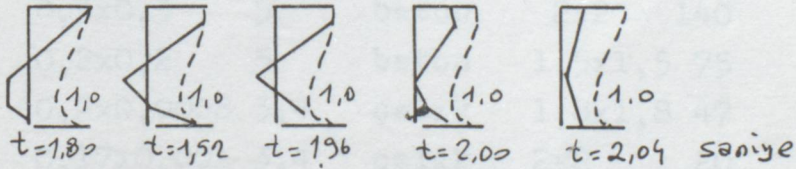
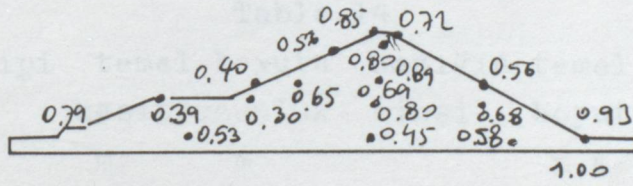
Sekil II.78 Baraj üzerindeki ivmeler.

II.79 YATAY BİSİMİSİ TERSİSİ ALINDA KAZIK TEMELİNİN DAVRANIŞI  
Kazık temellerinin projelendirilmesinde çok zorluk altında  
deprem direncini ölçmek için bir metod geliştirilmiştir. Gerçek yapı olarak kazık temel seçilmiştir.  
Kazık temel için rezonans eğrileri, tabii frekans ve teki, teki  
arasındaki nispetler, frekans B. ve doğal B.F. tarafından



Şekil II.79 Toprak baraj

Şekil II.79 Toprak baraj  
Her inşaat için parçaların boyutları inşaatın son  
raş yönünden hesaplanmalıdır. İnşaatın adı altında çok kısa süreli  
bir test yapılar. Bu kısa süreli testlerin bütün sonuçları tes-  
his edilmiştir. Çünkü hakiki deprem hareketi daha uzun sürerdir.  
Buna rağmen geçici çok yakın deprem hareketi elde edildi.  
Tablo 14 de deprem etkilerine verilmiştir.



Şekil II.80 Temel ivmesinin amplifikasyonu  
(Maksimum ve farklı zamanlarda)

Temeldeki yerli hareketi bütün deprem hareketi kaydedildi.

II.13 YATAY SISMİK TESİR ALTINDA KAZIK TEMELLERİN DAVRANIŞI  
 Kazık temellerin projelendirilmesinde özel şartlar altında deprem direncini ölçmek için bir metod aşağıdaki gibi geliştirilmiştir. Gerçek yapılar üzerinde yapılan sismik tesir vibratorlerle yapılmıştır. Gerçek yapı olarak kazık temel seçilmiştir. Kazık temelin rezonans eğrileri, tabii frekans ve etki , tepki arasındaki nisbetler, Prekanash S. ve Agormal S.F. tarafından aynı anda Shiu, Fujita K. 1965 ve diğerleri tarafından bulunmuştur. S.I. aynı deney neticelerini kullanarak yatay yükler altında kazıkların davranışını, zemine olan ankastrelik hallerini incelemiştir. Arazi deneylerinde patlayıcı maddeler kullanılarak bulunan doneler kullanılmıştır. Bulunan neticeler analitik çözümlerle karşılaştırılmıştır. Her türlü kazığın temel içindeki davranışı incelendi. Sismik tesir için bir seri infilak (patlama) ile temelin osilasyonu (gidip gelme hareketi) incelendi. Her infilak için patlayıcı madde miktarı infilaktan sonra yeniden hesaplandı. Bilindiği gibi patlama çok kısa süreli bir tesir yapar. Bu kısa sürede zeminin bütün özellikleri teşhis edilemez. Çünkü hakiki deprem hareketi daha uzun sürelidir. Buna rağmen gerçeğe çok yakın deprem hareketi elde edildi. Tablo 14 de deney neticeleri verilmiştir.

Tablo 14

No	temel tipi	temel boyutu	kazığın temel	eksenel patlama
		kesit/uzunluk	cinsi boyutu yük	nok.mes.
		m	m	m. ton
				m.

1	F-1	0,3x0,3	5	beton	2x2	140	31-45
	F-2	0,2x0,2	5	beton	1,5x1,5	75	31-45
	F-3	0,2x0,0008	3,4	çelik	1,8x1,8	47	31-45
2	F-4	0,17x0,001	3,4	çelik	2x2	20	28

Zemine ankastre kazıklar proje yükü ile yüklendi. Yatay yük ile statik yük kombine olarak yüklendi. Kazık tepesinin deplasmanı kazığın kesidine göre momenti deney esnasında kaydedildi. Temeldeki zemin hareketi bütün deneylerde kaydedildi.

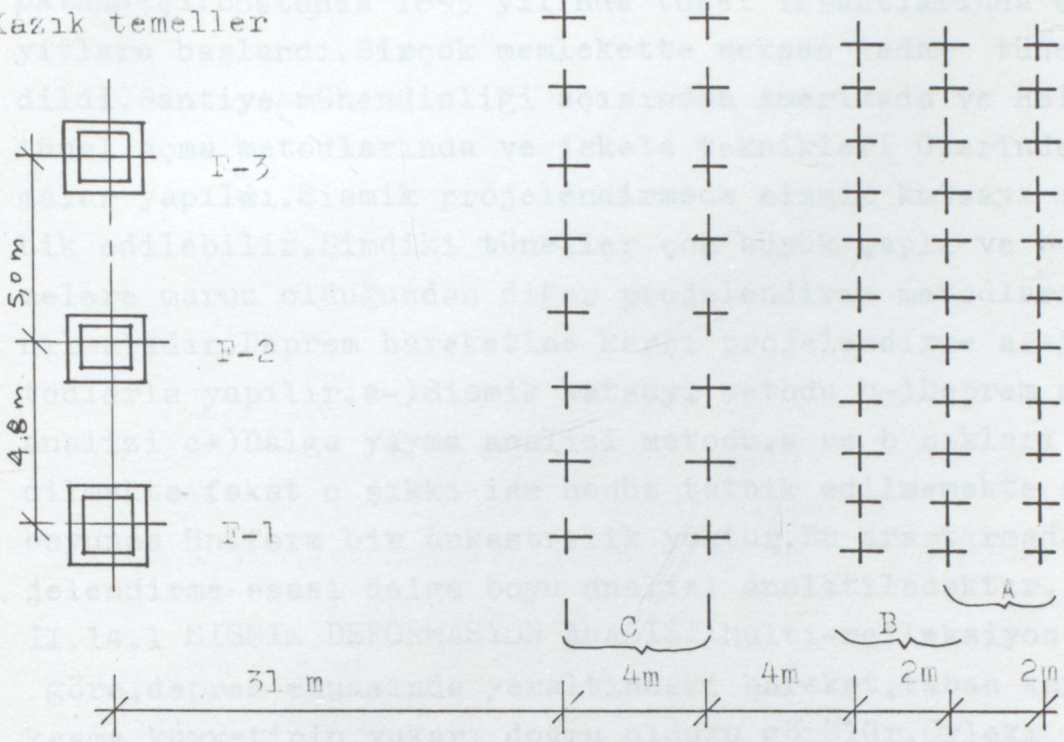
Tablo 15

no	etki yeri	zemin amplitüd	kazık per. amplitüd	temelleri tipi	periyodu cps	konumu (yerdeğis.)	
1	A	0,5	0,20	F-1	0,3	0,20	0,03
				F-2	0,6	0,30	0,05
				F-3	0,4	0,23	0,10
	B	0,9	0,30	F-1	0,8	0,25	0,05
				F-2	0,9	0,30	0,07
				F-3	1,4	0,30	0,11
	C	1,1	0,23	F-1	0,9	0,27	0,50
				F-2	2,1	0,30	0,36
				F-3	4,2	0,48	0,54
2	A	1,0	0,35	F-4	1,0	0,35	1,80
	B	0,6	0,30	F-4	1,8	0,30	1,30
	C	1,0	0,30	F-4	0,8	0,35	0,50

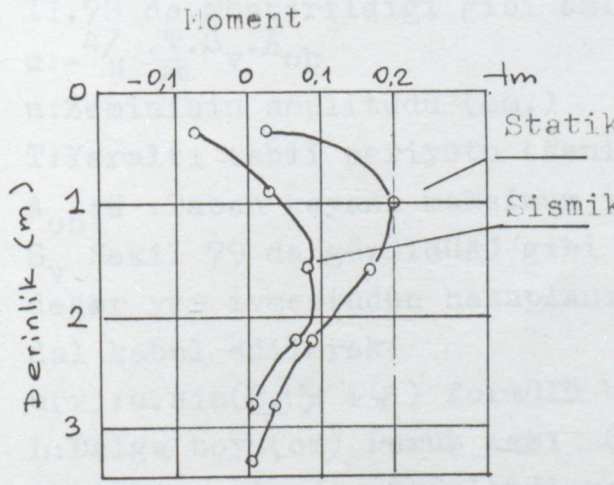
Şekil II.76 da tecrübi momentler ve sismik yanal etki altında deney neticeleri görülmektedir. Kesitte görüldüğü gibi statik moment sismik momentten daha büyük olmaktadır. Sismik tesir altında kazığın yatay yerdeğiştirilmesi diferansiyel denklemlerle bulunur. Şekil II.77 de momentler verilmiştir. Deney neticelerinde maksimum hata porsantajı 5 ila 27 bulunmuştur.

İnfilak sahası

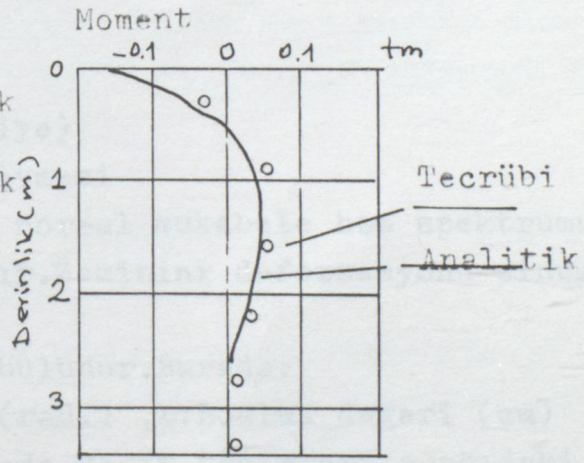
Kazık temeller



Kazık temeller ve infilak sahası (1ve 2)



Şekil II.76 Sismik ve statik deneyde kazık momentleri



Şekil II.77 Tecrübi ve analitik momentler (Sismik yük altında)

## II.14 BORU ŞEKLİNDEKİ YERALTI YAPILARININ DEPREM ANINDAKİ

DAVRANIŞI: Bostonda 1893 yılında tünellerin inşaatlarında sismik kayıtlara başlandı. Birçok memlekette seksen kadar tüneller inşa edildi. Saniye mühendisliği açısından Amerikada ve Hollanda da tünellerin açma metodlarında ve iskele teknikleri üzerinde araştırmalar yapıldı. Sismik projelendirmede sismik katsayı metodu tatbik edilebilir. Şimdiki tüneller çok büyük çaplı ve büyük gerilmelere maruz olduğundan diğer projelendirme metodları da kullanılmalıdır. Deprem hareketine karşı projelendirme aşağıdaki metodlarla yapılır. a-) Sismik katsayı metodu b-) Deprem mukabele analizi c-) Dalga yayma analizi metodu. a ve b şıkları tatbik edilmekte fakat c şıkkı ise henüz tatbik edilmemekte çünkü tüneller boyunca üniform bir ankastrelik yoktur. Bu araştırmada yeni projelendirme esasları dalga boyu analizi analitiz olacaktır.

II.14.1 SİSMİK DEFORMASYON ANALİZİ: Multi-refleksiyon kabulüne göre, deprem esnasında yeraltındaki hareket, taban kayalarındaki kesme kuvvetinin yukarı doğru olduğu görülür. Öyleki yeraltı kayasının sismik bir şekilde indüklenmesi, yeraltı kayasındaki deformasyon düğünülür. Yeraltı kayasının (zemininin dinamik özelliklerindeki değişim basit hallerde üniform kabul edilerek Şekil II.78 de gösterildiği gibi amlitüd:

$$u = -\frac{4}{\pi} \cdot \frac{T}{2\pi} \cdot S_v \cdot A_{oh}$$

u: Zemininin amplitüdü (cm.)

T: Yeraltı tabii periyodu (saniye)

$A_{oh}$ : Taban kayası maksimum ivmesi

$S_v$  Şekil 79 da görüldüğü gibi normal mukabele hız spektrumu. Bu değer yer ivmesinden hesaplanır. Zemininin deformasyonu sinuzoidal kabul edilerek:

$u(x) = u \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{T}x + \varphi\right)$  formülü bulunur. Burada:

L: Dalga boyu (cm) Durum açısı (rad.) ,  $x$ : Boşluk değeri (cm)

Tünellerin inşaatında projelendirmede kesit tesirleri aşağıdaki gibidir.

$$P_{\theta} = \frac{2\pi \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta}{L} \cdot E \cdot A \cdot u$$

$$M_{\theta} = \frac{4\pi^2 \cdot \cos^2\theta \cdot EI \cdot u}{L^2}$$

$$Q_{\theta} = \frac{8\pi^3 \cdot \cos^4\theta}{L^3} \cdot EI \cdot u$$

$\theta$  = Dönme eksenini ile yapı eksenini arasındaki açı

$P_{\theta}$  = Eksenel kuvvet

$M_{\theta}$  = Eğilme momenti

$Q_{\theta}$  = Kesme kuvveti

E = Young Modülü.

A = Kesit alanı

I = Atelet momenti

Maksimum eksenel kuvvet yukardaki denklemin türevinden bulunur. Kesme kuvveti ise  $Q_{op}$  d değerinde  $\theta:0$  iken bulunur. Tünel etrafını saran zeminden daha rijit görünmektedir. Yapı elastik zemine oturan bir çubuk kabuluyla deformasyonlardaki indirgeme bulunabilir. İndirgeme faktörünü kesit tesirlerine tatbik ederek;

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_1 L}\right)^2}, \quad \alpha_2 = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L}\right)^2}$$

Burada  $l = \sqrt{2} L \rightarrow \theta = \pi/4$  için dalga boyu (cm)

$$\lambda_1 = \sqrt{K_1/E A} \rightarrow (1/cm)$$

$$\lambda_2 = \sqrt[3]{K_2/E A} \rightarrow (1/cm)$$

$K_1$ : Temelin birim boyu için bir katsayı

$K_2$ : Elastik temelin enine yönde bir katsayı

Gerçek kuvvetler aşağıdaki gibidir.

$$P = \alpha_1 \frac{\pi E A U}{L}; \quad M = \alpha_2 \frac{4\pi^2 E I U}{3L^2}; \quad Q = \alpha_2 \frac{8\pi^3 E I U}{L^3}$$

P: Eksenel kuvvet

M: Eğilme momenti

Q: Kesme kuvveti

Maksimum dalga boyları:  $L_p = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \frac{2\pi}{\lambda_1}; \quad L_m = \frac{2\pi}{\lambda_1}, \quad \downarrow \varphi = \frac{1}{4\sqrt{3}} \cdot \frac{2\pi}{\lambda_2}$

Burada:

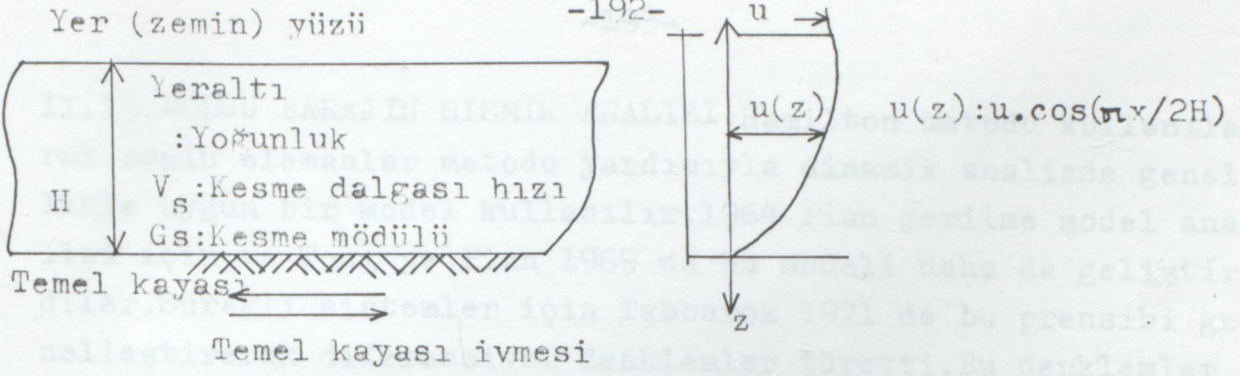
$L_p$ : Dalga boyu,  $L_m$ : Eğilme momenti için dalga boyu,  $L_q$ : Kesme kuvveti için dalga boyu. Nihai kesit tesirleri aşağıdaki gibidir.

$$P^* = \frac{\sqrt{2}}{4} \sqrt{4E A} \cdot U$$

$$M^* = \frac{1}{2\sqrt{2}} \cdot \sqrt{K_2 E I} \cdot U$$

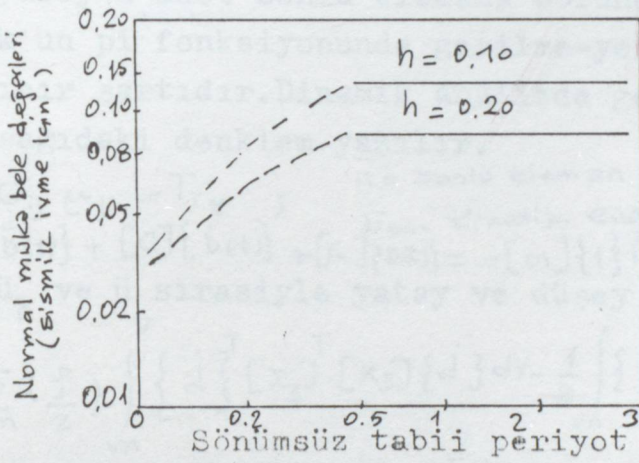
$$Q^* = \sqrt{3} \cdot \sqrt[3]{K_2 \cdot E I} \cdot U$$

Bu sismik analizde, dalga boyu analizi arazi gözlemlerine dayanan siddetli yersarsıntısının istikbaldeki durumları incelendi.

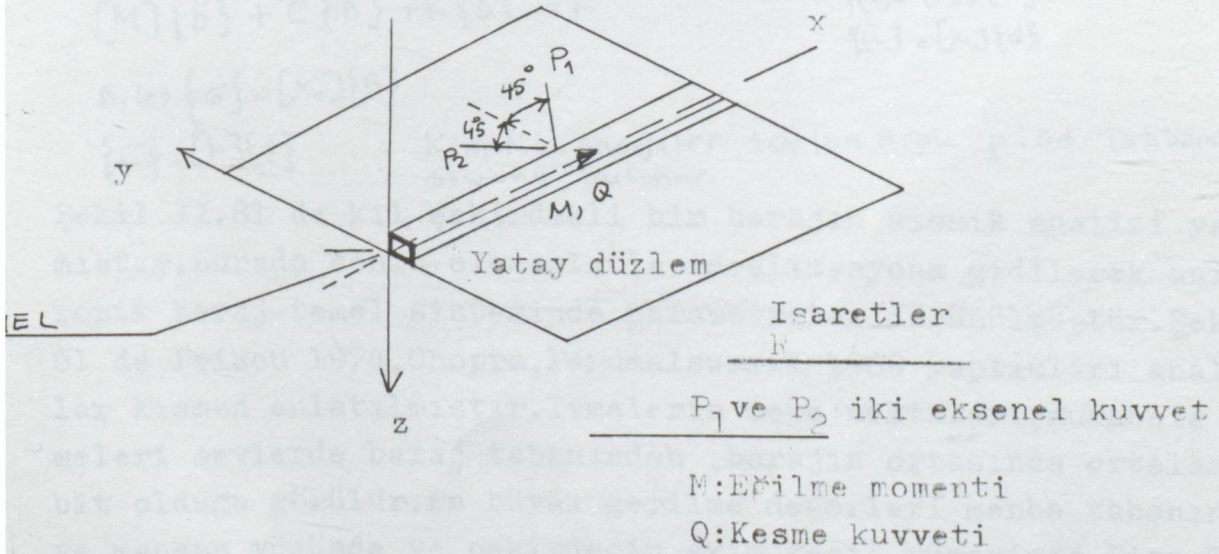


a-)Yeraltı kesme deformasyon modeli b-)Yerin kesme deformasyon modeli

Şekil II.78 Zeminini kesme deformasyonu



Şekil II.79 Normal hız mukabele eğrisi değerleri



Şekil II.80 Dalgaların kombinasyonu

II.15 DOLGU BARAJIN SISMİK ANALİZİ: Hamilton metodu kullanılarak sonlu elemanlar metodu yardımıyla dinamik analizde genellikle uygun bir model kullanılır. 1964 Pian gerilme model analizi için ve Tong ve Pian 1969 da bu modeli daha da geliştirdiler. Sürekli sistemler için Tabbarok 1971 de bu prensibi genelleştirerek diferansiyel denklemler türetti. Bu denklemler barajın sismik analizinde kullanıldı. Tabbarok tarafından değişim prensibi kullanılarak sürekli dinamik analiz yapıldı.

$$\pi = \int_{t_1}^{t_2} \sum_n \left( E_{cn} - \frac{1}{2} \int_{V_n} \sigma_{ij} \epsilon_{ij} dV - \frac{\rho}{2} \int_{V_n} u_i \dot{u}_i dV + \frac{1}{2} \int_{S_n} \bar{x}_i \bar{u}_i dV - \int_{S_n} \sigma_i^u \bar{u}_i dS \right)$$

Burada yüzey n adet sonlu elemana bölünerek hesap yapıldı. Tabbarok'un pi fonksiyonunda gerilme-yerdeğiştirme bağıntısında sınır şartıdır. Dinamik analizde genel denklemlerden giderek aşağıdaki denklem yazılır.

$$G_2^u = \sigma_{ij} \epsilon_{ij} = T_{ij} \epsilon_{ij} \quad n = \text{Sonlu eleman adedi} \quad V_n, S_n = \text{Sınırdaki Eleman.}$$

$$[M] \{\ddot{D}(t)\} + [C] \{\dot{D}(t)\} + [K] \{D(t)\} = -[m] \{1\} \ddot{u}_h(t) - [m] \{1\} \ddot{u}_v(t)$$

$E_{cn} = \text{Kinetik enerji}$

Burada  $\ddot{u}_h$  ve  $\ddot{u}_v$  sırasıyla yatay ve düşey ivmedir (zeminin).

$$\pi = \int_{t_1}^{t_2} \sum_n \left( \frac{\rho}{2} \int_{V_n} \{d\}^T [x_3]^T [x_3] \{d\} dV - \frac{1}{2} \int_{V_n} \{B\}^T [x_1] [h] [x_1] \{B\} dV - \frac{\rho}{2} \int_{V_n} \{d\}^T [x_3]^T \{d\} dV + \frac{1}{2} \int_{V_n} \{x\}^T [x_3] \{d\} dV - \int_{S_n} \{B\}^T [x_2] [x_4]^T \{d\} dS + \int_{S_n} \{T\}^T [x_4]^T \{d\} dS \right)$$

$$[M] \{\ddot{D}\} + C \{\dot{D}\} + K \{D\} = F$$

$$\{u\} = [x_3] \{d\}$$

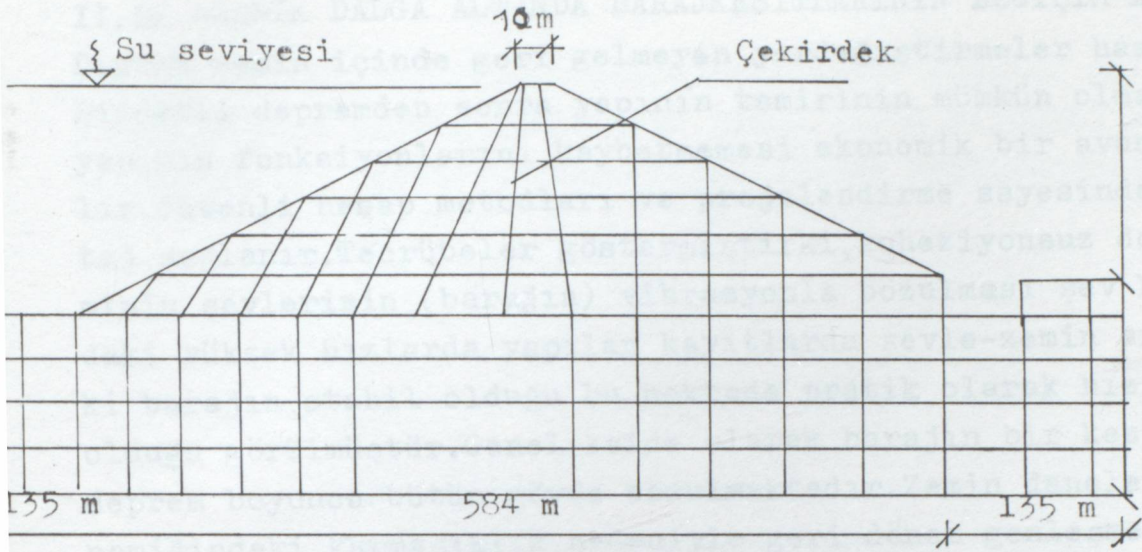
$$\{B\} = [x_1] \{B\}$$

$$B_i(t) \{G\} = [x_1] \{B\}$$

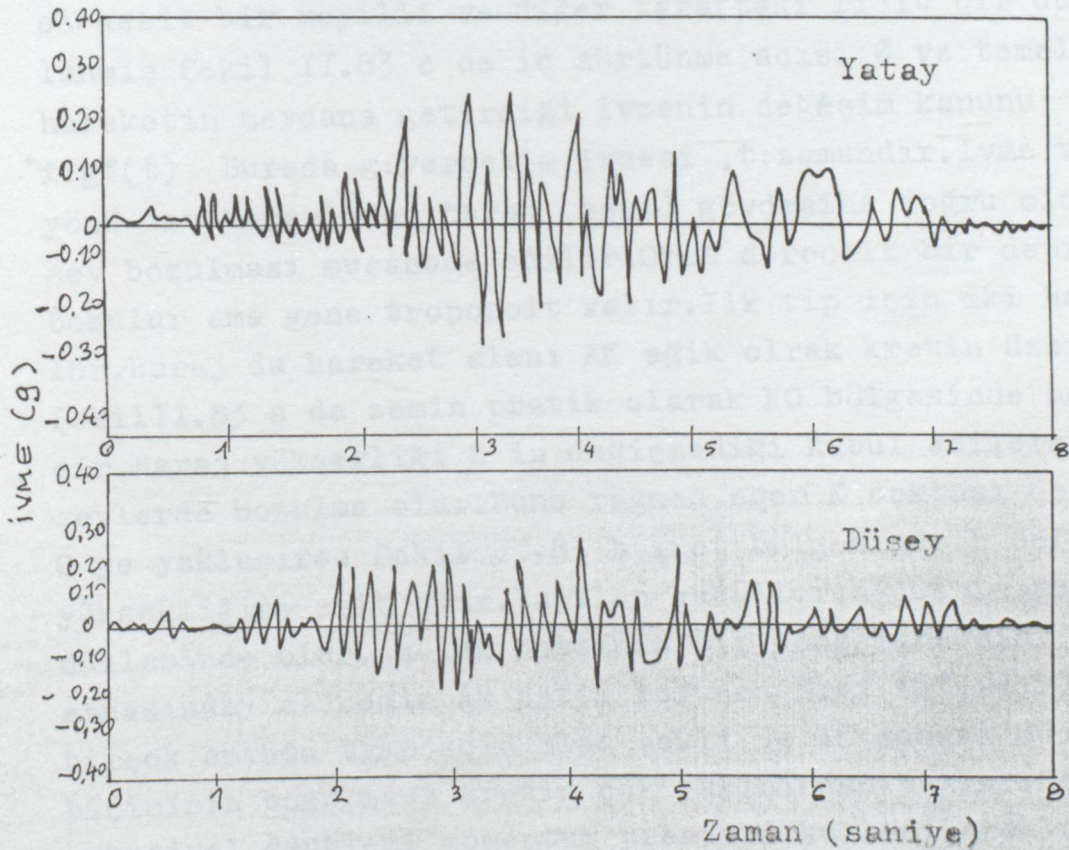
$$\{G\} = [h] \{\epsilon\}$$

Kinetik enerjiler toplanarak pian-Tabbarok fonksiyonu bulunur.

Şekil II.81 de kil çekirdekli bir barajın sismik analizi yapılmıştır. Burada sonlu elemanlarla idealizasyona gidilerek anizotropik baraj-temel sisteminde parametreler düşünülmüştür. Şekil II 81 de Priscu 1974, Chopra, Perumalswami 1969 yaptıkları analizler kısmen anlatılmıştır. İvmelerin tepe noktaları, mukabele ivmeleri şevlerde baraj tabanından, barajın ortasında ortalama sabit olduğu görülür. En büyük gerilme değerleri menba tabanında ve mansap yüzünde ve çekirdeğin akım geçiş yüzeyinde Pian-Tabbarok temel formulasyonunun değişiminin başarılı bir analizidir. Kaya barajlarda gerilmeler şev bölgesinde büyük değerlere ulaşmaktadır. Bu kısma çok itina edilmelidir. Düşey deprem ivmesi veya düşey deprem bileşeninde hiçbir hataya müsaade edilmez.



Şekil II.78 Baraj -temel sistemi sonlu eleman idealizasyonu.



Şekil II.79 Kaya dolgu baraj-temel sisteminin 1 düğüm noktasındaki ivme mukabelesi. NW yatay ve düşey bileşeni (Taft depremi 1952)

II.16 SISMİK DALGA ALTINDA BARAJKESİTLERİNİN DEĞİŞİM ANALİZİ  
Deprem zemin içinde geri gelmeyen yerdeğiştirmeler hasıl eder. Şiddetli depremden sonra yapının tamirinin mümkün olması, yani yapının fonksiyonlarını kaybetmemesi ekonomik bir avantaj sayılır. Güvenli hesap metodları ve projelendirme sayesinde bu avantaj sağlanır. Tecrübeler göstermiştir ki, koheziyonsuz doymuş zeminin şevlerinin (barajın) vibrasyonla bozulması şev kenarındaki yüksek hızlarda yapılan kayıtlarda şevle-zemin arasındaki barajın stabil olduğu bu noktada pratik olarak hızın sıfır olduğu görülmüştür. Genel kaide olarak barajın bir kesiti değil deprem boyunca bütün gövde bozulmaktadır. Zemin danelerinin dinamiğindeki karmaşıklık nedeniyle geri dönen genleşmelerin hesabında zemin hareketi baraj kesitinin rijit gövde ile beraber hareket ettiği düşünülür. Bazende kinematik metodlar kullanılır (önceden haber verme hali). Hareketin diferansiyel denkleminin bulunması, baraj da iki tip kesit için bu çalışma yapılmış Şekil II.83 ve Şekil II.84 a ve b de ilk kesit serbest meyilli, ikinci kesit bir meyilli ve diğer taraftaki rijit bir duvarla sınırlanmıştır. Şekil II.83 c de iç sürtünme açısı  $\phi$  ve temelde yatay hareketin meydana getirdiği ivmenin değişim kanunu:

\*  $x:gf(t)$  Burada g: yerçekim ivmesi, t: zamandır. Ivme vektörünün yönü şev kenarından baraj (bent) gövdesine doğru olduğu zaman şev bozulması müşahade edilir. Orat dereceli bir depremde şevler bozulur ama gene tropozoit kalır. İlk tip için iki hal düşünülür. Baraj da hareket alanı AK eğik olarak kretin üzerinde BC Şekil II.83 a da zemin pratik olarak KC bölgesinde hareketsizdir. Baraj yüksekliği H in değişmediği kabul edilerek sadece şevlerde bozulma olur. Buna rağmen eğer K noktası değer olarak C ye yaklaşırsa Şekil II.83 b kret bölgesinde h deformasyon yüksekliğine eşit olur. Yapılan kabuller: a-) Genleşmeler kendi düzleminde olur. b-) Ak hattında bir dengeleme olur (deprem esnasında) c-) Zemin Ak hattı boyunca hızı sıfırdır. Bozulmanın birçok anında trapozoid olan şekli ve AK sınırı düzdür. Kesitin biçiminin bozulması kretin çok yakınından başlar. Hareketin diferansiyel denklemi momentum prensibi kullanılarak çıkarılır. (noktalara tatbik ederek). Netice olarak zemin sıkışmaz. Enkesit meyilleri sabit bununla beraber, şevlerin deformasyonu kret yakınına kadar devam eder. Bu meyil O noktası yakınında döner. Ba-

raj yüksekliğinin ortasındaki diferansiyel denklem açının de-  
ğişimine göre tasvir edilmiştir. Şekil II.84 de Baraj kesitinin  
varyasyonları içsel sürtünme açısına göre hesaplanmıştır.

$$f_v = 0.5 \cdot \sin \frac{2\pi v}{H}$$

Burada v: Boyutsuz zaman parametresi

$H$  = Boyutsuz periyot, özel periyot  $t$  ye göre

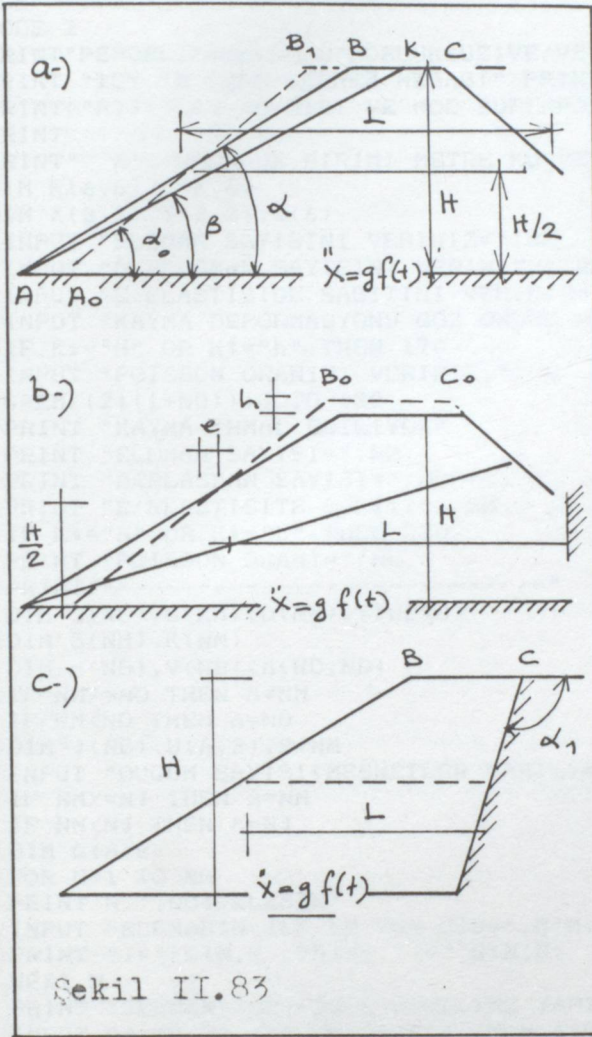
$T$  = Vibrasyon periyodu

$$v = t \sqrt{\frac{6.9}{H}}, \quad H = T \cdot \sqrt{\frac{6.9}{H}}$$

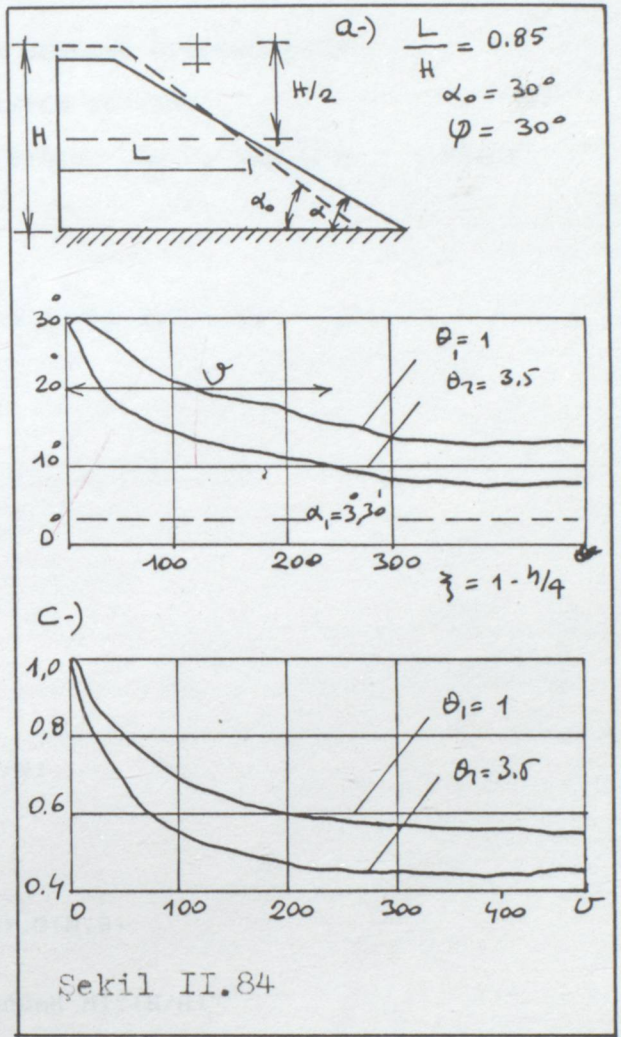
$$\alpha_{lim} = \varphi - \arctg [f(v)]_{max}$$

Şekilde görüldüğü gibi  $H$  azaldığında vibrasyon periyodu artmak-  
tadır.  $H \cdot v_1 = v_2 \cdot H$

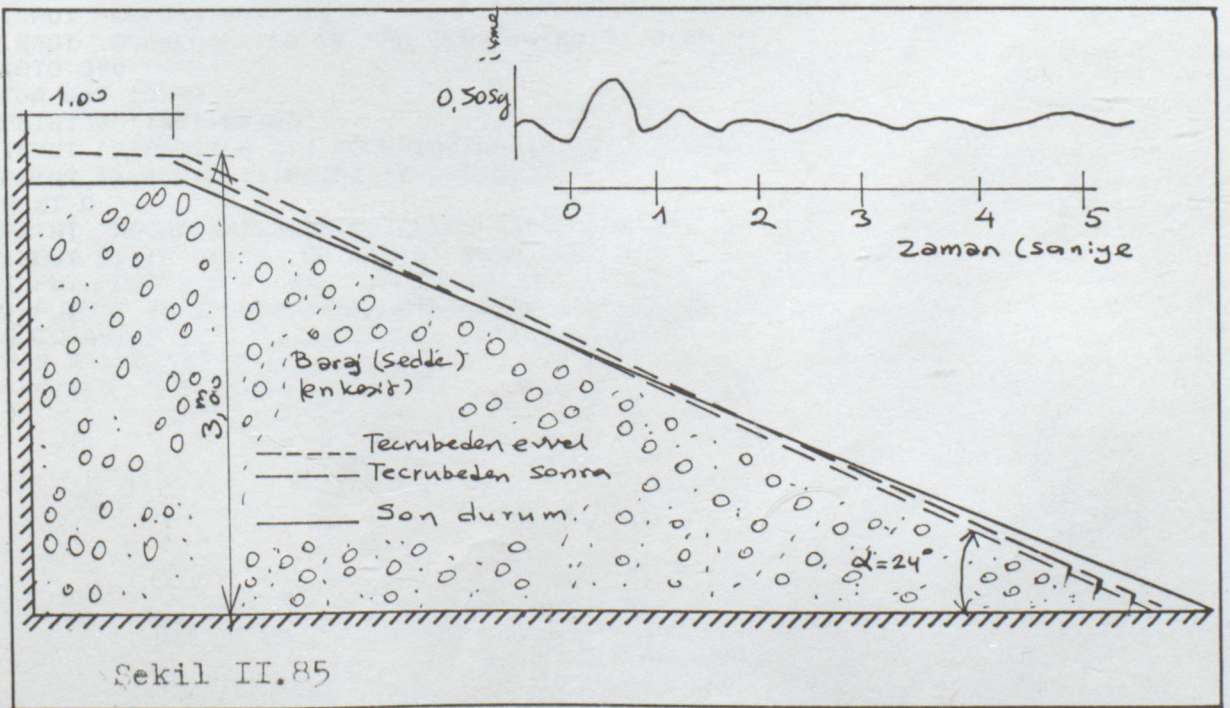
Hesap datalarının tahmini ve tecrübi neticeler V.G.Melnik ta-  
rafından bulunarak Şekil II.85 gösterilmiştir. Zemin modelinin  
içsel sürtünme açısı:  $33-35^\circ$ , dört seri vibrasyondan sonra bulun-  
muştur. Her vibrasyondan sonra ivme kanunu bulunmuştur. Bulunan  
neticeler depremle mukayese edilerek memnun edici sonuçlar bu-  
lunmuştur.



Şekil II.83



Şekil II.84



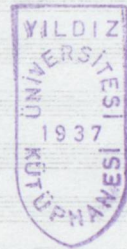
Şekil II.85

```
CLS
MODE 2
PRINT "PERDELI(BOSLUKLU/BOSLUKSUZ)VE/VEYA CERCEVE SISTEMLERININ"
PRINT "TDY 'E GORE DEPREM HESABI":PRINT
PRINT "RIJITLIK MATRISI VE MOD SUPERPOZISYON YONTEMI"
PRINT
PRINT " NOT:UZUNLUK BIRIMI METRE KUVVET BIRIMI TON ALINMALIDIR ! ":PRINT
DIM R(6,6),I(6,6)
DIM X(3,3),T(3,3),W(6)
INPUT "ELEMEN SAYISINI VERINIZ=":NM
INPUT "DEPLESMAN SAYISINI VERINIZ=":ND
INPUT "E'ELASTISIDE SABITINI VERINIZ=":EM
INPUT "KAYMA DEFORMASYONU GOZ ONUNE ALINIYORMU(E/H)":K#
IF K#="H" OR K#="h" THEN 170
INPUT "POISSON ORANINI VERINIZ=":NU
G=EM/(2*(1+NU)):GOTO 180
PRINT "KAYMA IHMAL EDILİYOR"
PRINT "ELEMEN SAYISI=":NM
PRINT "DEPLASMAN SAYISI=":ND
PRINT "E'ELASTISITE SABITI=":EM
IF K#="H" OR K#="h" THEN 230
PRINT "POISSON ORANI=":NU
PRINT"-----"
DIM Q(ND),C(NM),D(NM),Y(ND*3)
DIM O(NM),K(NM)
DIM H(ND),V(ND),A(ND,ND)
IF NM>=ND THEN A=NM
IF NM<ND THEN A=ND
DIM J(ND),U(A,3),S(NM)
INPUT "DUGUM SAYISI(MESNETLER DAHIL)=":NJ
IF NM>=NJ THEN A=NM
IF NM<NJ THEN A=NJ
DIM G(A,8)
FOR N=1 TO NM
PRINT N:"INCI ELEMEN"
INPUT "ELEMENIN ILK VE SON UCU=":G(N,7),G(N,8)
PRINT "I=":G(N,7):PRINT "J=":G(N,8)
NEXT N
PRINT "ELEMEN TARIFINDE DUZELTME YAPILACAK MI?(E/H)"
INPUT D#:IF D#="H" OR D#="h" THEN 440
INPUT "ELEMEN NO=":EN
INPUT "ELEMENIN ILK VE SON UCU=":G(EN,7),G(EN,8)
GOTO 390
FOR D=1 TO NJ
PRINT D:"INCI DUGUM"
INPUT "SIRASIYLA X,Y KOORDINATLARI=":G(D,1),G(D,2)
PRINT "X=":G(D,1):PRINT "Y=":G(D,2)
NEXT D
PRINT "KOORDINATLARDA DUZELTME YAPILACAK MI?(E/H)"
INPUT D#:IF D#="H" OR D#="h" THEN 540
INPUT "DUGUM NO=":EN
INPUT "X VE Y KOORDINATLARI=":G(EN,1),G(EN,2)
GOTO 490
FOR N=1 TO NM
I=C(N,7):I=C(N,8)
```

```

C(N)=DX/D(N)
S(N)=DY/D(N)
NEXT N
INPUT "BAG KIRISI SAYISI=":BK
IF BK=0 THEN 770
FOR I=NM-BK+1 TO NM
PRINT I:"INCI BAG KIRISI"
INPUT "SOL PERDE GENISLIGI=":O(I)
INPUT "SAG PERDE GENISLIGI=":K(I)
NEXT I
PRINT "PERDE GENISLIGINDE DUZELTME YAPILACAK MI?(E/H)"
INPUT D$:IF D$="H" OR D$="h" THEN 740
INPUT "SOL PERDE GENISLIGI=":O(EN)
INPUT "SAG PERDE GENISLIGI=":K(EN)
GOTO 690
FOR I=NM-BK+1 TO NM
D(I)=D(I)-O(I)/2-K(I)/2
NEXT I
PRINT "ELEMEN NOSU","ELEMEN BOYU"
FOR I=1 TO NM
PRINT I,D(I):NEXT I
PRINT "ELEMEN ATALET MOMENTLERINI VERINIZ"
FOR I=1 TO NM
PRINT "I(":I")=?":INPUT U(I,2)
PRINT "I(":I")=":U(I,2)
NEXT I
PRINT "ATALET MOMENTLERINDE DUZELTME YAPILACAK MI?(E/H)"
INPUT D$:IF D$="H" OR D$="h" THEN 900
INPUT "ELEMEN NO=":EN:PRINT "I(":EN:")=?"
INPUT U(EN,2)
GOTO 850
PRINT "ELEMEN KESIT ALANLARINI VERINIZ"
FOR I=1 TO NM
PRINT "A(":I:")=?":INPUT U(I,3)
PRINT "A(":I:")=":U(I,3)
NEXT I
PRINT "KESIT ALANLARINDA DUZELTME YAPILACAK MI?(E/H)"
INPUT D$:IF D$="H" OR D$="h" THEN 1000
INPUT "ELEMEN NO=":EN:PRINT "A(":EN:")=?"
INPUT U(EN,3)
GOTO 950
0 PRINT "ELEMEN KOT NOLARINI VERINIZ"
0 FOR I=1 TO NM
0 PRINT I:"INCI ELEMEN"
0 FOR J=1 TO 6
0 INPUT "I VE J UCU KOTLARI=":G(I,J)
0 PRINT "KOT(":I:",":J:")=":G(I,J)
0 NEXT J:NEXT I
0 PRINT "KOT NOLARINDA DUZELTME YAPILACAK MI?(E/H)"
0 INPUT D$:IF D$="H" OR D$="h" THEN 1130
0 INPUT "ELEMEN NO=":EN:INPUT "HANE NO=":HN
0 PRINT "KOT(":EN:",":HN:")=?"
0 INPUT G(EN,HN)
0 GOTO 1070
0 IB=0
0 FOR I=1 TO NM
0 FOR J=1 TO 5
0 JJ=J+1
0 FOR K=JJ TO 6
0 IF G(I,J)=0 OR G(I,K)=0 THEN 1210
0 M=ABS(ABS(G(I,J))-ABS(G(I,K)))
0 IF M>IB THEN IB=M
0 NEXT K:NEXT J:NEXT I

```



-200-

```

0 PRINT "BAND GENISLIGI=";IB
0 DIM B(ND,IB),M(ND,IB)
0 REM RIJITLIK MATRISI HESABI
0 FOR I=1 TO ND
0 FOR J=1 TO IB
0 B(I,J)=0
0 NEXT J:NEXT I
0 FOR N=1 TO NM
0 IF K#="H" OR K#="h" THEN 1340
0 ALFA=12*EM*U(N,2)*6/5/(D(N)82)/U(N,3)/G
0 GOTO 1350
0 ALFA=0
50 FOR I=1 TO 3
60 FOR J=1 TO 3
70 X(I,J)=0
80 T(I,J)=0
90 NEXT J:NEXT I
00 T(1,1)=C(N)
10 T(2,2)=C(N)
20 T(1,2)=S(N)
30 T(2,1)=-S(N)
40 T(3,3)=1
50 S1=U(N,3)*EM/D(N)
60 S2=12*EM*U(N,2)/(D(N)83)/(1+ALFA)
70 S3=6*EM*U(N,2)/(D(N)82)/(1+ALFA)
80 S4=((4+ALFA)/(1+ALFA))*EM*U(N,2)/D(N)
90 X(1,1)=S1
00 X(2,2)=S2
10 X(3,2)=S3
20 X(2,3)=S3
30 X(3,3)=S4
40 GOSUB 2230
50 FOR I=1 TO 3
60 FOR J=1 TO 3
70 R(I,J)=X(I,J)
80 X(I,J)=0:NEXT J:NEXT I
90 X(1,1)=-S1
00 X(2,2)=-S2
10 X(3,2)=S3
20 X(2,3)=-S3
30 X(3,3)=S4*(2-ALFA)/(4+ALFA)
40 GOSUB 2230
50 FOR I=1 TO 3
60 FOR J=1 TO 3
70 IP=I+3
80 R(IP,J)=X(I,J)
90 X(I,J)=0:NEXT J:NEXT I
00 X(1,1)=S1
10 X(2,2)=S2
20 X(3,2)=-S3
30 X(2,3)=-S3
40 X(3,3)=S4
50 GOSUB 2230
60 FOR I=1 TO 3
70 FOR J=1 TO 3
80 IP=I+3
90 JP=J+3
00 R(IP,JP)=X(I,J):NEXT J:NEXT I
10 FOR I=1 TO 6
20 FOR J=1 TO 6
30 R(I,J)=R(J,I):NEXT J:NEXT I
40 IF N>=NM-BK+1 THEN GOSUB 4670
50 FOR I=1 TO 6
60 SA=1;K=G(N,I)
70 IF K=0 THEN 1990

```

```
70 SA=-1:K=-K
00 FOR J=1 TO 6
00 SB=1
20 L=G(N,J)
30 IF L=0 THEN 1980
40 IF L>0 THEN 1960
50 SB=-1:L=-L
60 IF L<K THEN 1980
70 B(K,L-K+1)=B(K,L-K+1)+R(I,J)*SA*SB
80 NEXT J
90 NEXT I
00 NEXT N
10 PRINT "SISTEM RIJITLIK MATRISI"
20 FOR I=1 TO ND:FOR J=1 TO IB
30 PRINT "K(":I:",";J:"]=":B(I,J)
40 NEXT J:NEXT I
50 INPUT "TEKIL AGIRLIK SAYISI=":TKS
60 FOR I=1 TO TKS
70 PRINT I:"INCI TEKIL AGIRLIK"
80 INPUT "DEPLASMAN NOSU=":D
90 INPUT "TEKIL AGIRLIK=":W
00 M(D,1)=M(D,1)+W/9.81
10 NEXT I
20 PRINT "TEKIL AGIRLIKLARDA DUZELTME YAPILACAK MI?(E/H)"
30 INPUT D$:IF D$="H" OR D$="h" THEN 2180
40 INPUT "DEPLASMAN NOSU=":D
50 M(D,1)=0:INPUT "TEKIL AGIRLIK=":W
60 M(D,1)=M(D,1)+W/9.81
70 GOTO 2120
80 PRINT "SISTEM KUTLE MATRISI"
90 FOR I=1 TO ND:FOR J=1 TO IB
00 PRINT "M(":I:",";J:"]=":M(I,J)
10 NEXT J:NEXT I
20 GOTO 2370
30 REM TRANSFORMASYON
40 FOR I=1 TO 3
50 FOR J=1 TO 3
60 F(I,J)=0
70 FOR K=1 TO 3
80 F(I,J)=F(I,J)+T(K,I)*X(K,J)
90 NEXT K:NEXT J:NEXT I
00 FOR I=1 TO 3
10 FOR J=1 TO 3
20 X(I,J)=0
30 FOR K=1 TO 3
40 X(I,J)=X(I,J)+F(I,K)*T(K,J)
50 NEXT K:NEXT J:NEXT I
60 RETURN
70 PRINT "OZEL DEGER HESABI"
80 PRINT "LUTFEN BEKLEYINIZ"
90 N=ND
00 EPSI=0.001
10 Q=0
20 GOSUB 2500
30 PRINT "OZEL DEGER:";EIG:PRINT "OMEGA=";SQR(EIG)
40 PRINT "KARSILIK OZEL VEKTOR"
50 PRINT "-----"
60 T=2*PI/SQR(EIG)
70 FOR I=1 TO N:Q(I)=Y(I)/Y(1)
80 PRINT Q(I):NEXT I
90 GOTO 3430
00 REM A=L U
10 FOR I=1 TO N:FOR J=1 TO IB
20 A(I,J)=B(I,J)-Q*M(I,J)
30 NEXT J:NEXT I
```

```
0 FOR I=1 TO N
0 V(I)=1
0 NEXT I
0 FOR I=1 TO N
0 Y(I)=0
0 IF IB<N-I+1 THEN 2630
0 MR=N-I+1
0 GOTO 2640
0 MR=IB
0 MX=I-1+MR
0 FOR J=I TO MX
0 JJ=J-I+1
0 Y(I)=Y(I)+M(I, JJ)*V(J)
0 NEXT J:NEXT I
0 FOR I=2 TO N
0 IF IB-1<I-1 THEN 2720
0 MR=I-1:GOTO 2730
0 MR=IB-1
0 II=I-1:MX=II-MR+1
0 FOR J=MX TO II
0 JJ=I-J+1
0 Y(I)=Y(I)+M(J, JJ)*V(J)
0 NEXT J:NEXT I
0 KK=2:GOSUB 2980
0 T=0
0 FOR I=1 TO N
0 T=T+Y(I)*Y(I)
0 NEXT I
0 T=SQR(T)
0 IF Y(1)<0 THEN T=-T
0 FOR I=1 TO N
0 Y(I)=Y(I)/T
0 NEXT I
0 FOR I=1 TO N
0 IF ABS(Y(I)-V(I))>EPSI THEN 2930
0 NEXT I
0 EIG=Q+1/T
0 GOTO 2970
0 FOR I=1 TO N
0 V(I)=Y(I)
0 NEXT I
0 GOTO 2580
0 RETURN
0 REM BANDSOL
0 N1=N-1
0 N2=N
0 Y=N
0 IF KK=2 THEN 3190
0 FOR Y=1 TO N1
0 M=Y-1
0 IF IB<N2-M THEN 3070
0 MR=N2-M:GOTO 3080
0 MR=IB
0 PIC=A(Y, 1)
0 FOR L=2 TO MR
0 CP=A(Y, L)/PIC
0 I=M+L
0 J=0
0 FOR K=L TO MR
0 J=J+1
0 A(I, J)=A(I, J)-CP*A(Y, K)
0 NEXT K
0 A(Y, L)=CP:NEXT L:NEXT Y
0 GOTO 3410
0 FOR Y=1 TO N1
0 M=Y-1
```

10 IF IB<N2-M THEN 3230

-203-

20 MR=N2-M:GOTO 3240

30 MR=IB

40 CP=Y(Y)

50 Y(Y)=CP/A(Y,1)

60 FOR L=2 TO MR

70 I=M+L

80 Y(I)=Y(I)-A(Y,L)\*CP

90 NEXT L:NEXT Y

100 Y(N2)=Y(N2)/A(N2,1)

110 FOR I=1 TO N1

120 Y=N2-I

130 M=Y-1

140 IF IB<N2-M THEN 3360

150 MR=IB:GOTO 3370

160 MR=N2-M

170 FOR K=2 TO MR

180 L=M+K

190 Y(Y)=Y(Y)-A(Y,K)\*Y(L)

200 NEXT K:NEXT I

210 RETURN

220 PRINT "-----"

230 PRINT "-----"

240 INPUT "DEPREM BOLGE KATSAYISI:CO=":CO

250 INPUT "YAPI TIPI KATSAYISI:K=":K

260 INPUT "YAPI ONEM KATSAYISI:I=":I

270 INPUT "ZEMIN HAKIM PERYODU TO(SN)=":TOK

280 Y=1/(ABS(0.8+T-TOK))

290 IF Y>1 THEN Y=1

300 K=CO\*K\*I\*Y

310 PRINT "DEPREM KATSAYISI:C=":K

320 V=K\*9.81/(2\*PI/T)

330 PRINT "HIZ SPEKTURUMU:SV=":V

340 PRINT "STATIK ETKI KATSAYILARINI VERINIZ ?"

350 FOR I=1 TO ND

360 PRINT I:"INCI DEPLASMAN ICIN"

370 INPUT "R(I)=":J(I):NEXT I

380 FOR I=1 TO ND

390 H(I)=0

400 IF IB<ND-I+1 THEN 3620

410 MR=ND-I+1:GOTO 3630

420 MR=IB

430 MX=I-1+MR

440 FOR J=1 TO MX

450 JJ=J-I+1

460 H(I)=H(I)+M(I,JJ)\*J(J)

470 NEXT J:NEXT I

480 FOR I=2 TO ND

490 IF IB<I THEN 3710

500 MR=I-1:GOTO 3720

510 MR=IB-1

520 II=I-1:MX=II-MR+1

530 FOR J=MX TO II

540 JJ=I-J+1

550 H(I)=H(I)+M(J,JJ)\*J(J)

560 NEXT J:NEXT I

570 Y=0:FOR J=1 TO ND

580 Y=Y+Q(J)\*H(J)

590 NEXT J

600 PRINT "L=":Y

610 K=0:FOR I=1 TO ND:H(I)=0

620 IF IB<ND-I+1 THEN 3840

630 MR=ND-I+1:GOTO 3850

640 MR=IB

650 MX=I-1+MR

660 FOR J=1 TO MX:II=I-I+1

```

NEXT J:NEXT I
FOR I=2 TO ND
IF IB-1<I-1 THEN 3920
MR=I-1:GOTO 3930
MR=IB-1
II=I-1:MX=II-MR+1
FOR J=MX TO II:JJ=I-J+1
H(I)=H(I)+M(J, JJ)*Q(J)
NEXT J:NEXT I
FOR P=1 TO ND
K=K+Q(P)*H(P)
NEXT P:PRINT "M=":K
FOR I=1 TO ND
U(I,1)=Q(I)*Y*V/(K*SQR(EIG))
PRINT "U(":I:"]="":U(I,1)
NEXT I
PRINT TAB(25)"U C K U V V E T L E R"
7 PRINT "ELEMEN":TAB(14)"M_i":TAB(26)"M_j":
8 PRINT TAB(38)"T_i":TAB(50)"T_j":TAB(62)"N_j"
9 PRINT
FOR N=1 TO NM
IF K#="H" OR K#="h" THEN 4080
ALFA=12*EM*U(N,2)*6/5/(D(N)^2)/U(N,3)/G
IF N>=NM-BK+1 THEN GOTO 4100
GOTO 4120
GOSUB 4890
GOTO 4450
IX=6*EM*U(N,2)/D(N)^2/(1+ALFA)
F(3,1)=-S(N)*IX
F(3,2)=C(N)*IX
F(3,3)=((4+ALFA)/(1+ALFA))*EM*U(N,2)/D(N)
F(3,4)=-F(3,1)
F(3,5)=-F(3,2)
F(3,6)=F(3,3)*(2-ALFA)/(4+ALFA)
F(6,1)=F(3,1)
F(6,2)=F(3,2)
F(6,3)=F(3,6)
F(6,4)=F(3,4)
F(6,5)=F(3,5)
F(6,6)=F(3,3)
IX=U(N,3)*EM/D(N)
F(4,1)=-C(N)*IX
F(4,2)=-S(N)*IX
F(4,3)=0
F(4,4)=-F(4,1)
F(4,5)=-F(4,2)
F(4,6)=0
FOR J=1 TO 6
F(1,J)=-F(4,J)
NEXT J
IX=12*EM*U(N,2)/D(N)^3/(1+ALFA)
F(2,1)=-S(N)*IX
F(2,2)=C(N)*IX
F(2,3)=IX*D(N)/2

```

```

(2,4)=-F(2,1)
0 F(2,5)=-F(2,2)
0 F(2,6)=F(2,3)
0 FOR J=1 TO 6
0 F(5,J)=-F(2,J)
0 NEXT J
0 FOR I=1 TO 6
0 W(I)=0
0 FOR J=1 TO 6
0 KOD=G(N,J)
0 SA=1
0 IF KOD=0 THEN 4540
0 IF KOD>0 THEN 4530
0 SA=-1 :KOD=-KOD
0 W(I)=W(I)+F(I,J)*U(KOD,1)*SA
5 W(I)=INT(W(I)*100)/100
0 NEXT J:NEXT I
0 PRINT N;TAB(12)W(3);TAB(24)W(6);
0 PRINT TAB(36)W(2);TAB(48)W(5);TAB(60)W(4)
0 NEXT N
0 PRINT"ISLEM BITMISTIR....."
0 END
0 FOR I=1 TO 6
0 FOR J=1 TO 6
0 I(I,J)=0
0 NEXT J:NEXT I
0 FOR I=1 TO 6
0 I(I,I)=1
0 NEXT I
0 I(2,3)=O(N)/2
0 I(5,6)=-K(N)/2
0 FOR I=1 TO 6
0 FOR J=1 TO 6
0 F(I,J)=0
0 FOR K=1 TO 6
0 F(I,J)=F(I,J)+I(K,I)*R(K,J)
0 NEXT K:NEXT J:NEXT I
0 FOR I=1 TO 6
0 FOR J=1 TO 6
0 R(I,J)=0
0 FOR K=1 TO 6
0 R(I,J)=R(I,J)+F(I,K)*I(K,J)
0 NEXT K:NEXT J:NEXT I
0 RETURN
0 REM BAG KIRISLERI
0 FOR I=1 TO 3
0 FOR J=1 TO 3
0 X(I,J)=0

```

```
NEXT J:NEXT I
40 S1=U(N,3)*EM/D(N)
50 S2=12*EM*U(N,2)/(D(N)δ3)/(1+ALFA)
60 S3=6*EM*U(N,2)/(D(N)δ2)/(1+ALFA)
70 S4=((4+ALFA)/(1+ALFA))*EM*U(N,2)/D(N)
80 X(1,1)=S1
90 X(2,2)=S2
00 X(3,2)=S3
10 X(2,3)=S3
20 X(3,3)=S4
30 FOR I=1 TO 3
40 FOR J=1 TO 3
50 R(I,J)=X(I,J)
60 X(1,J)=0:NEXT J:NEXT I
70 X(1,1)=-S1
80 X(2,2)=-S2
90 X(3,2)=S3
00 X(2,3)=-S3
10 X(3,3)=S4*(2-ALFA)/(4+ALFA)
20 FOR I=1 TO 3
30 FOR J=1 TO 3
40 IP=I+3
50 R(IP,J)=X(I,J)
60 X(I,J)=0:NEXT J:NEXT I
70 X(1,1)=S1
80 X(2,2)=S2
90 X(3,2)=-S3
00 X(2,3)=-S3
10 X(3,3)=S4
20 FOR I=1 TO 3
30 FOR J=1 TO 3
40 IP=I+3
50 JP=J+3
60 R(IP,JP)=X(I,J):NEXT J:NEXT I
70 FOR I=1 TO 6
80 FOR J=1 TO 6
90 R(I,J)=R(J,I):NEXT J:NEXT I
00 FOR I=1 TO 6
10 F(I,1)=R(I,1)
20 F(I,2)=R(I,2)
30 F(I,4)=R(I,4)
40 F(I,5)=R(I,5)
50 F(I,3)=O(N)/2*R(I,2)+R(I,3)
60 F(I,6)=-K(N)/2*R(I,5)+R(I,6)
70 NEXT I
80 RETURN
```

-SONUÇ-

Bu tez çalışmasından aşağıdaki sonuçlar çıkarılmıştır.

1-Küçük daneli zeminlerde boşluk oranı azdır.Boşluk oranı vibrasyonla (veya depremle ) azalmaktadır.Boşluk oranı az olan zeminlerde zemin-yapı etkileşimi dengelidir.

2-Sulanmış zeminlerde kesme kuvveti hemen hemen sıfırdır.Boş-<sup>luk</sup> basıncının azalması sismik dengeye etki eder.

3-Sızma,suyun zemin içindeki tabii hareketidir.Onemli ölçüde zemin-yapı etkileşimine sebep olur.

4-Zemin yüklenince ,statik ve yarı dinamik tesirle içindeki boşluklar sıkışarak daralır.Yapı-zemin-yapı veya Zemin-yapı-zemin etkileşiminde zemin sıkışarak temelin altından dışarı doğru kaçmak ister.Bu olay da sıkıştırılmış zeminlerde tesir daha azdır.

5-Bu tezde geçmiş depremlerdeki olaylar resimler ve şekillerle anlatılarak,aynı olayların farklı zamanlarda meydana gelen depremlerde meydana gelmiştir.Faylarda meydana gelen olayların periyodik olaylar olduğu ortaya çıkmaktadır.Ancak aynı jeolojik yapıya sahip bölgelerde farklı deprem olayları olduğu tesbit edildi.Depremin maden ocaklarındaki tahribatı bu çalışmada yalnız yeraltı yapılarının davranışı olarak ele alındı.Fotoğraflı bir inceleme yapılmadı.Geçmiş depremlerin hemen hemen hepsinde sıvılaşma olayına rastlanmıştır.Oturma ve sıvılaşma olayı zemin-yapı etkileşimini azaltmaktadır.Büyük faylarda Graben formasyonuna rastlanmaktadır.Graben üzerinde yatay öteleme (zemin-yapı etkileşimi)(Anchorage 1964) olmaktadır.Kaymalar bütün depremlerde ortak bir olaydır.Baraj ve bentlerde,karayollarında aynı zemin şartlarında aynı olaylar meydana gelmiştir.(Yıkılma,eğilme,çökme,batma,sıvılaşma,ötelenme vs.).Anchorage 1964 depreminde zeminle yapı aynı hizadan kırılmıştır.Bu olay bize zemin-yapı etkileşiminin güzel bir örneğidir.

6-Büyük faylarda bölgesel tektonik hareketlerden dolayı seviye düşmeleri(yukarı kalkma ve depresyon) yüzünden zemin yapı etkileşimi büyük olmaktadır.Yapının faya olan mesafesine ve depremin merkezine göre tesiri değişmektedir.

7-Deprem olmadan evvel fayların hareketleri kurulacak istasyonlardan incelenirse zemin-yapı etkileşimini iyi dayanan yapılar yapılabilir.

- 8-) Deprem anında şevlerin davranışı incelenmiş sismik katsayı ile yapılan projelendirme yeterli olmaktadır. Şev-zemin davranışını veya etkileşiminde en önemli faktör diğayn tekniğidir.
- 9-) İvmesi büyük depremin tekerür sayısı azdır. Gerçeğe en uygun deprem yerdeğiştirmesi Fourier spektrumu ile ifade edilir. Projelendirmede geçmiş deprem kayıtları ile karşılaştırılarak yapılacak yapının periyotu bulunur.
- 10-) Fay merkezinden yayılan deprem dalgaları zeminden yapıya geçerken zemin tarafından büyültülerek yapıya etki etmektedir. Bu büyültmeye amplifikasyon denir. Amplifikasyonun zemin-yapı etkileşimine tesiri büyüktür.
- 11-) Bu güne kadar kayıtları yapılan depremlerin sönüm oranının aynı olmadığı görülmüştür.
- 12-) Zemin amplifikasyon olayı ,harmonik olarak tesir eden bir kuvvet farzedilir.
- 13-) Ses deneyi (Refraksiyon) dinamit patlatılarak yapılır. Oniki kanallı bir alıcı ile dalga boyları hesaplanır. Buradan zeminin özellikleri hesaplanır.
- 14-) Zemin-Yapı etkileşiminde, zemin-yapı etkileşim spektrumu hesabında genelde yapının temellerinin belirli bir derinlikte bir kaya tabakasına oturduğu farzedilir. Açık denge denklemlerinde bu kaya tabakaları temele ne kadar yakınsa oturmadan meydana gelecek uç kuvvetleri o derece küçük olacaktır. Dolayısıyla uç kuvvetleri o derece azalacaktır. Zemin-yapı etkileşiminde amplifikasyon frekans tanım alanında büyük onun dışında küçük olmaktadır. Yapılan deneylerde mikrotremor kayıtlarında teori ile tam uyum halindedir.
- 15-) Zemin-yapı etkileşiminde rotasyonun tesiri yüksek yapılarda daha etkilidir. Yüksekliğin azalması sismik dalga hızını azaltmaktadır.
- 16-) Temelin rijit olduğu farzedilerek yapılan deneylerde kat adedi artıka zemin-yapı etkileşimi artmaktadır.
- 17-) Toplanmış kütleler metodu ile yapılan mod hesabında tam ankastre temelde teorik frekans ile tecrübi frekans oranı 0,53 dir. Halbuki fleksibil temelde bu oran birdir. Zeminin fleksibilitesi zemin-yapı etkileşimini artırmakta, rezonans frekansı temel kesme

kuvvetini etkilemekte ve zemin-yapı etkisini artırmaktadır. 18-)Zemin kütlesinin büyümesi zemin-yapı etkileşimini etkilemektedir.

19-)Temel çeşitli katmanlardan meydana gelmişse(zemin) her katmanın etki tepkisi farklı olacağından üniform bir zemin yapı etkileşimi olmaz.

20-)Yapılan deneylerde,ankastrelik nisbetiyle rezonans frekansı ve amlitüd artmaktadır.Gene yapılan deneylerde analitik hesap neticeleri ile tecrübi neticeler hemen hemen aynı çıkmaktadır.Yapının rezonans olayına maruz kalmasını önlemek için dış kuvvet (deprem) periyodunun sistemin periyoduna eşit olmayacak şekilde statik ve dinamik etkileri tahmin ve ustaca bir dizayn yapılmalıdır.

21-)Ankastrelik artıkça sönüm parametreleri artmakta enerji kolayca zemin-yapı sistemi tarafından yutulmaktadır.Ankastre temel in deprem anındaki mukabelesi yüzeyden itibaren inilen derinliğe bağlıdır.

22-)Ağır mühendislik yapılarının deprem anındaki zemin-yapı etkileşimi incelendiğinde yeraltı tanklarında,tankın deformasyonu zeminin deformasyonuna eşit alınır.Bütün analizlerde iki ve üç boyutlu sonlu elemanlar kullanılır.Kazık-zemin-kazık etkileşiminde, zeminin bütün özellikleri deneylerle te sbit edilir (labratuvarda).Kil-kazık-köprü etkileşiminde farklı ivmelerle hareket eder.Çok sayıdaki ince kazık az sayıdaki kalın kazıktan daha zayıf olmaktadır.Düşey ivmenin etkisine zati ağırlık karşı koymaya kafi gelir.Dolayısıyla bu yönde etkileşim hesaplanmaz.Köprü-kazık sisteminin mukabelesi bir kesitten diğer bir kesite değişecektir.Genleşme derzleri ile bu kusur giderilir.Deneysel ve analitik neticeler Elsentro 1940 depremine uygun düştüğü görülmüştür.Kazıkla temel in etkileşimi bir noktada birbirine eşit olmaktadır (oturma ve büyüme kalıbı aynı).Barajların,seddelerin,kanalların,hava alanlarının,televizyon kulelerinin,elektrik plonlarının,Atom santrallerinin,petrol platformlarının,limanların ve diğer ağır mühendislik yapılarının projelendirilmesinde sonlu eleman metodu ile sistemin periyodu bulunur.Buradan Duhamel entegrali ile sistemin mukabelesi hesaplanır.Daha sonra denge denklemleri ile modlar bulunarak sistemin deprem anındaki dav-

ranısı hesaplanır.Bu gibi binalarda zemin-yapı arasındaki etkileşim mukabele ile azalmaktadır.Zemin-yapı etkileşimi yapının biçimine (geometrik) bağlıdır.Kazık temellerde sismik patlama ile yapılan deneylerde zeminin yatay osilasyonu (gidip gelme) ölçülmüş,analitik hesaplara uygunluğu görülmüştür.Bu deneylerde sismik moment statik momentten küçük olduğu görülmüştür.Tecrübi ve analitik sismik momentler birbirine çok yakın bulunmuştur.Maksimum moment derinliğin ortasında meydana gelmiştir(kazığın deprem anında kırılma kesiti).Boru şeklinde ki(tünel vs.) yapıların deprem anındaki davranışı,tünel etrafını saran zeminden daha rijit olmaktadır.Dolgu barajların ve payandalı barajların sismik analizinde,sev bölgesinde zemin-yapı etkileşimi büyük değerler almaktadır.Barajlarda düşey deprem bileşeni için hiçbir hataya müsaade edilmez.

23-)Modal davranış analizi,modal sönüm elde edilmesi ve dizayn ve uygulamadaki problemler,gerçek zemin-yapı davranışında enerji tüketiminin etkisiyle ilgili genel problemlerin biridir.Sönüm olayının açıklanmasında daha deneysel çalışmalara ihtiyaç vardır.

24-)1964 Niigate ve Anchorage depremlerinden sonra sivilaşma olayı önem kazanmıştır.Boşluk suyunun basıncının artmasından meydana gelir.Zemin-yapı etkileşiminde çok önemli rol oynar.Yapacağımız yapı,en iyi malzeme,eniye işçilik ve en iyi dizayn ile yapılsa bile zemin yapı etkileşimi dengeli değilse yapımız depremden zarar görecektir.

25-)Yapı boyut büyüdükçe zemin-yapı etkileşimi artmaktadır.

26-)Ağır yapıların analizinde,problemin gerçeği en iyi yansıtabilecek matematik modelle temsil edilmesi gerekir.Yapı-zemin-yapı karşılıklı etkileşimi en iyi şekilde ortaya koymaktadır. Depremden sonra nükleer güç santrallerinde yapılan analiz ve ölçmeler bu düşünceyi doğrulamıştır.

27-)Yayıllı kütleli sistemlerde sabit eksenel kuvvetin ihmalinin sonuca etkisi azdır.Toplu kütleli sistemlerde ilk modlar için p çok az fark etmektedir.Genellikle iyi sonuçlar vermektedir.

28-)Tekil kütle,küçük sonlu eleman kullanıldığında iyi sonuçlar kompuuterle alınmaktadır.

- 29-) İlk özel periyodun bulunmasında Eigen değeri (özel değeri) metodunun kullanılması mod analizi ile yapılmaktadır. Titreşen sistemin rezonansı bilinmesi gereklidir. (yalnız rijit cisim için geçerlidir)
- 30-) Sistemi meydana getiren çubukların (temelin) tam rijit ise EI sonsuz, EF sonsuz, GF' sonsuz olacağından, rijitlik matrisinin veya fleksibilite matrisinin bazı elemanlarının değeri sıfır olur. Zemin yapı etkileşimine o nisbetle etki yapar.
- 31-) Narin yapıların periyodu daha büyüktür.
- 32-) Deprem anında zemin-yapı sisteminde meydana gelen enerji korunmaktadır. Azalma çoğalma mevzu bahis.
- 33-) En tehlikeli durum deprem yükü kalktıktan sonra meydana gelir.
- 34-) Seçilecek sistemlerde serbestlik derecesi artıkcça yapılacak hesaplar gerçeğe daha yakın oluyor.
- 35-) Spektrumların biri biliniyorsa diğerleri kolayca bulunabilir.
- 36-) Ters sarkaç modeline sahip yapılarda yapı zati ağırlığı  $p$  ile kütle ağırlık merkezi ve mesnet arasındaki mesafeye  $a$  dersek  $p \cdot a$  momenti yapının titreşiminde doğrusallığı kaldırır.
- 37-) Bu çalışmadan anlaşılacağı gibi, yüksek yapılar eğer fleksibil bir zemine oturuyorsa iyi etkileşim olması için kazık temel seçilmesi daha iyi olmaktadır.
- 38-) Kaya ve sert zeminlerde her türlü temel sistemi kullanılabilir.
- 39-) Yapının ağırlık merkezinin zemine yakın olması yapı periyotunu etkiler dolayısıyla zemin-yapı etkileşimi bakımından iyidir.
- 40-) Yeraltı su seviyesi yüksek zeminlerde radye jeneral temel kullanılması iyi neticeler verir.

.....

KAYNAKLAR

- 1-Engineering properties of soils.R.H.Karol
- 2-Eartquake engineering. R.L.Wiegel
- 3-Dinamik ders notları.Prof dr.Halit Demir veProf.Ibrahim Ekiz
- 4-Fift European Conferance on eartquake engineering
- 5-Baudynamik,Nowacki W. Springer Verlag,1974

.....

### ÖZGEÇMİŞ

Mustafa MEŞECİ 1.1.1943 yılında Rize'nin Çayeli kazasının Çesmeli köyünde doğdu. İlkokulu köyünde okuduktan sonra ortaokulu İzmit'in Hereke kasabasında bitirdi. 1960 yılında Gölcük lisesine bir yıl okuduktan sonra Rize lisesine gitti. Rize lisesinden 1963-1964 yılında mezun oldu. 1964-1965 yılında Kadıköy Mühendislik ve Mimarlık Özel Yüksek Okulunun inşaat bölümüne girdi. 1970-1971 döneminde mezun olarak YSE Bursa ikinci bölge köprü sefliğinde bir yıl kontrol mühendisliği yaptı. 1972 yılında Gediz depreminde mütahitlik (7. bölgede) yaptı. 1973 yılında yedek subaylığını İzmir istihkam okulunda yaptıktan sonra 11 kolordu emrinde Trabzonda askerliğine devam etti. 1974 Barış hareketine katıldı. (39 tümen Maras 6. kolordu). 1975 yılında İzmit belediyesinde inşaat mühendisi olarak çalışmaya başladı. 1983-1984 yılında Yıldız Üniversitesi Sosyal Bilimler Enstitüsüne girerek işletme yönetimi ana bilim dalında yüksek lisans diploması aldı. Halen İzmit Belediyesi İmar Müdürlüğünde çalışmakta ,evli bir kız iki oğlu vardır.

