

AKDENİZ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

+

ZEMİN TAŞIMA GÜCÜNÜN SİSMİK YÖNTEMLERLE SAPTANMASI

DOKTORA TEZİ
Y.Müh. A.Ergün TÜRKER

TEZ DANIŞMANI: Prof.Dr.D.Ali KEÇELİ

Anabilim Dalı: Jeoloji
Programı : Uygulamalı Jeoloji

T244/1-1

OCAK-1988

ABSTRACT

In foundation engineering, it is well known that the bearing capacity of soil and the permissible soil pressure is an important factor especially in the districts where earthquake occurs and in the relation between big engineering constructions and soil. It is also known that the parameter mentioned here are obtained by the statistical and dynamic methods, and that their applications are limited. The empiric solutions are used in the both methods.

In the work of this doctoral thesis, for that reason, a more effective parameter has been researched. For this purpose, a relationship depending on density, seismic velocity, dominant vibration period and layer thickness has been developed by utilizing of elastic properties of soils, by starting of the concept of soil acoustic impedance.

This developed relation has been applied for several grounds. The results of these applications are compared to the results of the conic penetration and unconfined compress strength depending on the shear wave velocity. In the comparison, it is seen that the bearing capacity values obtaining from the results of the three methods are almost the same for loose soils, and that the bearing capacity developed in this work gives more healthy values for both loose and strong soil or rock medium.

The method we developed is the most suitable one for determining the bearing capacity because it is obtained in a short time describes the ground layer thickness and gives the dynamic elastic modulus at the same time.

ÖZET

Mühendislik çalışmalarında, zeminlerin taşıma gücünün ve zemin emniyet gerilmesinin, özellikle, deprem bölgelerinde ve büyük mühendislik yapılarının zeminle olan ilişkilerinde önemli bir faktör olduğu bilinmektedir. Keza, söz konusu parametrelerin statik ve dinamik yöntemlerle elde edildiği ve uygulama alanlarının sınırlı olduğu bilinmektedir. Bu iki yöntemde deneysel bağıntılar kullanılmaktadır.

Bu tez çalışmasında daha geniş kapsamlı bir parametrenin araştırılması yapılmıştır. Bu amaçla zeminlerin elastik özelliklerinden yararlanarak zemin akustik empedansı kavramından hareketle zeminlerin taşıma gücü için yoğunluğa, sismik hıza, hakim titreşim periyoduna ve dolayısıyla tabaka kalınlığına bağlı bir bağıntı geliştirilmiştir.

Geliştirilen bu parametre çeşitli zeminlere uygulanmıştır. Bu uygulama sonuçları konik penetrasyon ve enine dalga hızına bağlı zemin emniyet gerilmesi sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Karşılaştırmada, zayıf zeminler için üç yöntemin uygunluğu görülmüş ve bu çalışmada geliştirilen bağıntının zayıf ve sağlam zeminler için daha güvenilir olduğu sonucuna varılmıştır.

Geliştirilen yöntem taşıma güçlerini kısa zamanda tanımlarken aynı zamanda zemin birimlerinin konumlarının ve dinamik elastisite parametrelerinin elde edilebilmesi yönünden de daha kullanışlıdır.

İÇERİK

Abstract.	1
Özet.	iii
Gösterimler.	V
1. Giriş.	1
2. Tarihsel Değininim.	3
3. Temel Kavramlar.	5
3.1. Zemin Emniyet Gerilmesi.	5
3.1.1. Deneyim Kazanma ve Bunlarla İlgili Tab- lolar.	6
3.1.2. Yükleme Deneyi.	10
3.1.3. Zeminin Taşıma Gücü.	12
Nihai Taşıma Gücü.	14
Emniyetli Taşıma Gücü.	14
Yüzeysel Temellerin Taşıma Gücü.	15
Derin Temellerin Taşıma Gücü.	19
Yeraltı Suyu Düzeyi İçin Düzeltme.	21
Genel Denklemin Kohezyonlu Zeminlere Uygulanması.	22
Genel Denklemin Daneli Zeminlere Uy- gulanması.	22
Kaya Temeller.	22
Kaya Temellerin Taşıma Kapasitesi.	23
Oturmalar.	26
Güvenlik Sayısı.	30
3.1.4. Standart Penetrasyon Deneyi(SPT) ve Konik Penetrasyon Deneyi(KPT).	31
3.1.5. V_s Enine Dalga Hızından Deneysel Bağın tı İle Taşıma Gücünün Saptanması.	33
4. Tez Konusunun Ortaya Konuluşu.	35

5. Yöntem.	36
5.1. Elastisite Teorisi.	36
5.1.1. Gerilme.	37
5.1.2. Deformasyon.	39
5.1.3. Kübik Dilatasyon (Genişleme).	44
5.1.4. Gerilme ve Deformasyon Arasındaki Bağıntı.	45
5.1.5. Elastik Modüller (veya Elastik Sa- bitler).	46
5.1.6. Dalga Hareketi.	50
5.2. Sismik Dalga Çeşitleri.	56
5.2.1. Boyuna Dalgalar (P).	57
5.2.2. Enine Dalgalar (S).	59
SH Dalgaları.	61
SV Dalgaları.	62
5.2.3. Rayleigh Dalgaları (L_R).	62
5.2.4. Love Dalgaları (L_Q).	63
5.3. Sismik Dalgaların Yayınımı.	64
5.4. Sismik Hızı Etkileyen Faktörler.	69
5.5. Dinamik Elastik Parametreler.	72
5.5.1. Dinamik Young Modülü.	72
5.5.2. Dinamik Bulk Modülü.	72
5.5.3. Dinamik Rijidite (Kayma) Modülü.	72
5.5.4. Dinamik Poisson Oranı.	73
5.5.5. Islak Bulk Yoğunluğu.	73
5.6. Depremlerin Zemin Koşullarına Etkileri.	74
5.6.1. Zemin Davranışı ve Sarsma Şiddeti.	74
5.6.2. Zemin Oturmaları.	75
5.6.3. Zeminin Sıvılaşması.	75
5.6.4. Toprak Kaymaları ve Şev Stabilitesi.	76
5.7. Zemin-Yapı Periyot Etkileşimi.	76
5.7.1. Yapının Hakim Periyodu.	78
5.7.2. Elastik Bir Ortamın Rijit Dairevi Bir Kısımının Salınımı.	78
5.7.3. Elastik Bir Ortamın Rijit Dairevi Bir Kısımının Torsiyonal Salınımı.	78
5.7.4. Elastik Bir Ortamın Rijit Dairevi Bir Kısımının Düşey Salınımı.	80

5.7.5.	Zemin Hakim Titreşim Periyodu.	84
5.8.	V_s Enine Dalga Hızına Bağlı Zemin Emniyet Gerilmesi Bağlıntılarının Geliştirilmesi.	86
5.8.1.	Zemin Ağırlıklarının Oluşturduğu Düşey Gerilmeler.	86
5.8.2.	Zemin Emniyet Gerilmesinin V_s Enine Dalga Hızından Hesaplanması.	90
5.8.3.	Taşıma Gücünün V_p Boyuna Dalga Hızından Hesaplanması.	91
5.8.4.	Güvenlik Sayısı.	91
5.8.5.	V_s Enine Dalga Hızına Bağlı Zemin Emniyet Gerilmesi Bağlıntısının Avantajları.	96
6.	Arazi Tekniği ve Ekipman.	98
6.1.	Arazi Çalışmasında Kullanılan Sismik Kırılma Yöntemi.	98
6.1.1.	İki Tabakalı Ortamlarda Sismik Kırılma	98
6.1.2.	Çok Tabakalı Ortamlarda Sismik Kırılma	100
6.1.3.	Eğik Tabakalı Ortamlarda Sismik Kırılma	101
6.1.4.	Sismik Kırılma Yöntemiyle (P) Boyuna Dalgaların ve (S) Enine Dalgaların Elde Edilişi.	102
6.2.	ES-1210 F Sismografinin Özellikleri.	107
6.3.	Ekipman.	109
7.	Uygulamalar ve Yorumlar.	110
7.1.	Isparta-Binbir Evler.	110
7.2.	Yalvağ Emniyet Amirliği Lojmanları.	115
7.3.	Dinar Küçük Sanayi Sitesi.	118
7.4.	Samsun Havaalanı Heyalanı.	123
7.5.	Çorum Şeker Fabrikası.	126
7.6.	Hamitabat Doğal Gaz Santrali.	140
7.7.	Milas-Yeniköy Termik Santrali.	149
7.8.	Beyşehir Termik Santrali.	154
7.9.	Bingöl-Karlıova Termik Santrali.	159
7.10.	III. Devlet Mahallesi.	162
7.11.	İkinci Boğaz Köprüsü.	166

IV

7.12.	Hennessey Shale`i	180
7.13.	Isparta Mühendislik Fakültesi Kampüs Sahası.	188
7.14.	Isparta-Gölcük Yolu Pomza Ocağı.	195
8.	Tartışma.	200
	Teşekkür.	201
	Yararlanılan Kaynaklar.	202

GÖSTERİMLER

- A : Alan
 a : İvme
 a_v : Zeminin sıkışma katsayısı.
 B : Temel genişliği.
 C : Sabit (deneysel).
 C_d : Deprem katsayısı.
 C_{d_o} : Deprem bölge katsayısı.
 D, D_t : Temel tabanı derinliği.
 D_g : Yatay yükler doğrultusunda bina genişliği.
 E : Elastisite modülü (Young modülü).
 E_d : Dinamik Young modülü.
 e : Malzemenin boşluk oranı.
 e_1 : Malzemenin başlangıçtaki boşluk oranı.
 F : Kuvvet.
 f_n, f_o : Frekans.
 G : Kayma (rijidite) modülü.
 G_d : Dinamik kayma modülü.
 g : Gal.
 H, H_1 : Tabakanın kalınlığı.
 H_b : Binanın yüksekliği.
 h_k : Kapilarite yükselmesi.
 I : Yapı önem katsayısı.
 K : Bulk modülü (sıkışmazlık modülü).
 K_y : Yapı tipi katsayısı.
 K_1, K_2, K_3 : Sömel şekline bağlı faktörler.
 K_{PT} : Konik penetrasyon deneyi.
 L_R : Rayleigh dalgaları.
 L_Q : Love dalgaları.
 m : Kütle.
 N' : Penetrasyon deneyi için darbe sayısı.
 N : Penetrasyon deneyi için düzeltilmiş darbe sayısı
 N_k : Bina kat adedi.

- N_e, N_γ, N_q : Taşıma gücü faktörü.
 P : Boyuna dalga.
 \bar{P} : Uygulanan yük.
 P' : Yüklemenin değişme miktarı.
 q : Partikülün yer değiştirme fonksiyonu.
 \bar{q} : Shaliness faktörü.
 q_u : Serbest basınç mukavemeti.
 \bar{q}_u : SPT ve KPT deneylerinden bulunan serbest basınç mukavemeti.
 q_o : Yükleme deneyinden bulunan basınç mukavemeti.
 q_n : Net nihai taşıma gücü.
 q_d : (D) derinliğinde taşıma gücü.
 q_{du} : Derin temellerin taşıma gücü.
RQD : Kaya kalitesi derecesi.
 R_w, R'_w : Su seviyesine göre düzeltme katsayıları.
 r, r_o : Yarıçap
SPT : Standart penetrasyon deneyi.
S : Enine dalga.
SH : Geliş düzlemine dik düzlemde polarlanmış S dalgası.
SV : Geliş düzlemine dik düzlemdeki S dalgası.
 \bar{S} : Oturma (konsolidasyon)
 S_d : Yapı dinamik katsayısı (spektrum katsayısı).
T : Yapının birinci normal moduna ait doğal periyot.
 T_o : Zeminin hakim titreşim periyodu.
 \bar{T}_o : Sismik dalganın geliş zamanı.
 T_y : Yansıyan dalganın geliş zamanı.
 T_k : Kırılan dalganın geliş zamanı.
 T_{xx}, T_{yy}, T_{zz} : Normal (asal) gerilmeler.
 T_{xy}, T_{xz}, T_{yz} : Teğetsel gerilmeler.
 U_a : Nötr hava basıncı.
 U_w : Gözeneklerdeki suyun nötr gerilmesi.
V : Hız
 V_s : Enine dalga hızı.
 V_p : Boyuna dalga hızı.
 V_L : Akışkan hızı.

VII

- V_m : Matrisk hızı.
 X_c : Kritik uzaklık.
 α : Kayma deformasyonu.
 β : Sıkışabilirlik modülü.
 $\gamma, \gamma_1, \gamma_2$: Zeminin tabii birim hacim ağırlığı.
 γ_n : Sulu zeminin yoğunluğu.
 γ_w : Suyun birim ağırlığı.
 γ' : Suyu batmış (dolayısıyla hafiflemiş) zeminin birim ağırlığı.
 ρ : Yoğunluk.
 $\epsilon, \epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$: Deformasyon.
 θ : Kübik dilatasyon.
 λ : Lamé modülü.
 μ : Poisson oranı.
 $\sigma, \sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$: Asal (normal) gerilmeler.
 σ_e : Zemin emniyet gerilmesi.
 $\bar{\sigma}_n$: Deneysel bağıntıdan zemin taşıma gücü.
 σ_n : Zemin taşıma gücü.
 σ_{nih} : Zeminin nihai taşıma gücü.
 $\sigma_{nih_{net}}$: Zeminin net nihai taşıma gücü.
 $\tau, \tau_x, \tau_y, \tau_z$: Teğetsel gerilmeler.
 φ, ϕ : İçsel sürtünme açısı.
 ϕ_d : Dönme açısı.
 ϕ_e, ϕ_z, ϕ_p : Porozite.
 ψ : Kayma dalgası fonksiyonu.
 ψ_a : Tabakanın eğim açısı.

1. GİRİŞ

Bir yapının temel projesi hazırlanırken zemin taşıma gücünün ve zemin emniyet gerilmesinin göz önünde tutulması gerektiği ve daha çok statik yöntemlerle belirlendiği bilinmektedir. Zemin emniyet gerilmesi kavramı, kaya ve zemin mekaniğinin ilk gelişimi ile birlikte tanımlanmıştır. Zemin emniyet gerilmesi uygulayıcı mühendis için oturmalar, taşıma gücü, zaman etkenleri ve zeminin heterojenliği gibi faktörleri ortadan kaldırdığından günümüze kadar kullanılagelmıştır. Bu kavramın oturma ve taşıma gücü faktörlerini içerdiği varsayılır. Zemin emniyet gerilmesi aşağıdaki şekillerde belirlenir:

- (a) Deneyim kazanma ve bunlarla ilgili tablolar.
- (b) Yükleme deneyi.
- (c) Taşıma gücü ve oturmaların hesaplanması.
- (d) Standart penetrasyon deneyi(SPT) ve konik penetrasyon deneyi(KPT).
- (e) V_s enine dalga hızından ampirik (deneysel) bağıntıyla taşıma gücünün saptanması.

Genel anlamıyla, zeminin nihai taşıma gücünün uygun bir güvenlik sayısına bölünmesiyle bulunan zemin emniyet gerilmesinin, jeolojik formasyonun kalınlığı, yeraltı suyu, arazinin heterojenliği, çatlak sistemleri ve özellikleri, porozite gibi fiziksel özelliklerini göz önünde tutmaması kaba bir kılavuz olduğu izlenimini vermektedir. Son yıllarda mühendislik yapılarının büyümesi, özellikle binaların yüksekliklerinin artması ve genişlemesi, zeminin dinamik özelliklerinin incelenmesini gerekli hale getirmiştir. Titreşimli makina temelleri zeminde titreşim dalgaları oluştururlar. Depremler, dalgalar, rüzgâr gibi doğal olaylar ise zeminde gelişigüzel titre-

şimler oluştururlar. Darbe yüklemeli makinalar ise temel zeminine geçici titreşimli yükler uygularlar. Kentlerdeki demiryolu ve karayolu yapılarının oluşturduğu titreşim yüklerinden devamlı etkilenen binaların inşaatı için bina ve zeminin titreşim etkileşimi sorunu önemlidir. Yapının dinamik karakteristikleri temel projesi için zeminin özellikleri esasına dayanmalıdır. Zeminin nihai taşıma gücü veya zemin emniyet gerilmesi çeşitli yöntemlerle hesaplanırken titreşimli makinaların ve depremin zeminde oluşturduğu titreşimler dikkate alınmamaktadır. Ayrıca, bu deneylerin yapımındaki güçlükler V_s enine dalga hızlarından yararlanmayı ön plana çıkarmıştır. V_s enine dalga hızlarından serbest basınç mukavemeti (q_u) deneysel bağıntılarla yaklaşık olarak hesaplanmaktadır. Fakat sık sık farklı ve oldukça yüksek değerlerle karşılaşılmaktadır. Bunun da nedeni deneysel formül kullanılması ve biriminin taşıma gücü biriminde olmayışıdır. Oysa zemin emniyet gerilmesinin ve taşıma gücünün birimi (kg/cm^2)dir. Daha doğru sonuçlara ulaşmak için birimi (kg/cm^2) olan ve V_s enine dalga hızını içeren formüle gereksinim vardır.

Bu çalışmada, zemin emniyet gerilmesi ve taşıma güçleri ile V_s enine dalga hızı ve V_p boyuna dalga hızı arasında bir bağıntı geliştirilecek ve pratikte kullanılabileceği uygulamalarla gösterilecektir.

2. TARİHSEL DEĞİNİM

Zemin emniyet gerilmesi kavramı, zemin ve kaya mekaniğinde bugünkü aşamaya gelinmeden önceki zamandan kalmadır. Zeminin plastik davranışını ve zamanı ortadan kaldırdığı için uygulayıcı mühendisler tarafından günümüze kadar kullanılagelmıştır.

Newyork ve Berlin gibi büyük kentlerde zemin özelliklerinin bir çok kez denenmesi sonucunda düzenlenen zemin emniyet gerilmesi tabloları güvenle kullanılmaktadır. Fakat tablo düzenlenen böyle kentlerin sayısı çok sınırlıdır. Zemin emniyet gerilmesi, bundan başka, yükleme, SPT, nihai taşıma gücü ve oturmalarından hesaplanmaktadır.

Temelin nihai taşıma gücü Rankine (1857) tarafından tanımlanmıştır. Prandtl (1920) kırılma yüzeyinde temel zeminin nihai taşıma gücünün teorik hesabını vermiştir. Mush (1965), Caquot ve Kérisel (1967), Kysela (1971) ve diğer yazarlar temel bir kenarındaki kırılma yüzeyi momentini ortaya koymuşlardır. Prandtl-Caquot formülü bir kırılma yükü değeri verir. Dolayısıyla en az ikiye eşit olan bir güvenlik katsayısına bölerek zemin emniyet gerilmesi hesaplanmaktadır.

Terzaghi (1943), Meyerhof (1957), Brinch Hansen (1961) ve diğer yazarlar temellerin nihai taşıma güçleri ile ilgili çalışmalar yapmışlar ve kendilerine göre deneysel formüller geliştirmişlerdir.

Imai ve arkadaşları (1976) enine dalga hızlarından (V_s) serbest basınç mukavemetini (q_u) hesaplamak için bağıntı geliştirmişlerdir.

Bu literatüre göre, zemin emniyet gerilmesini hesaplamak için zemin ve kaya mekaniğinde birçok çalışma yapılmıştır. Fakat (V_s) enine dalga hızından zemin emniyet gerilmesinin hesaplanmasıyla ilgili çalışmalar çok azdır ve yalnız deneysel bağıntılar geliştirilmiştir.

3. TEMEL KAVRAMLAR

3.I. ZEMİN EMNİYET GERİLMESİ

Doğada, zeminler kendi çevrelerindeki tabakalar - dan intikal eden gerilmelerin etkisi altındadır. İnşaat mühendisleri bu gerilmelere ilave olarak inşa edilecek yapının yüklerini de zeminin taşımasını arzu ederler. Bir zemin üzerindeki gerilme artışından dolayı;

- (a) zemin oturur,
- (b) gerilme belli bir değeri aşarsa kayma olayı başlar.

Zemin içerisinde kaymaların başlamaması ve oturmaların statik sisteme zarar vermemesi için gerilme artışları belirli bir değeri aşmamalıdır. Bu değere zemin emniyet gerilmesi denir. Zemin emniyet gerilmesi, zararlı oturma korkusu olmadan taşınabilen basınçtır. Bu değer hesabında, kayma göçmesi kadar zeminin konsolidasyon karakteristikleri de hesaba alınır. Bir yapının temel projesi hazırlanırken göz önüne alınacak iki önemli konu vardır:

- (a) Temel altındaki oturmaların inşa edilecek yapıyı tehlikeye düşürmemesi.
- (b) Zeminde meydana gelecek gerilmelerin zeminin taşıma gücünü aşmaması ve taşıma gücünden emniyetli bir miktar daha az olmasıdır.

Bu iki konu birbirinden tamamen farklı olarak ve ayrı ayrı etüt edilmektedir. Bir temel projesinde zemine öyle bir maksimum gerilme uygulanmalı ki; hem zeminin taşıma gücünden emniyetli miktarda az olsun, ve hem de

öngörülenden fazla oturma olmasın. Bulunan bu maksimum gerilmeye zemin emniyet gerilmesi denilmektedir. Bu kavram, zemin ve kaya mekaniğinde bugünkü gelişmelerin olmadığı zamandan kalmadır. Zemin emniyet gerilmesi ortamın plastik davranışını ve süreyi hesaba katmaz. Uygulayıcı mühendis için zemin emniyet gerilmesi oturma, taşıma gücü ve zeminin heterojenliği gibi faktörleri içerdiğinden günümüze kadar kullanılagelmiştir. Bu kavram jeolojik koşulların çok iyi bilindiği ve zemin özelliklerinin bir çok kez denendiği durumlarda ön tasarım için yararlıdır. Newyork, Berlin gibi büyük kentlerde jeoteknik bilgi birikimi zemin emniyet gerilmesi tablolarının geliştirilmesine imkan vermiştir.

Zemin emniyet gerilmesi aşağıdaki şekillerde saptanır:

- (a) Deneyim kazanma ve bunlarla ilgili tablolar.
- (b) Yükleme deneyi.
- (c) Taşıma gücü ve oturmaların hesaplanması.
- (d) Standart penetrasyon deneyi(SPT) ve konik penetrasyon deneyi(KPT).
- (e) Enine dalga hızından(V_s) deneysel bağıntı ile taşıma gücünün saptanması.

3.1.1. DENEYİM KAZANMA VE BUNLARLA İLGİLİ TABLOLAR

Zemin emniyet gerilmesinin belirlenmesinde kullanılan en eski yöntem inşaat yapılacak yerde daha önce yapılmış olanları örnek almaktır. Büyük şehirlerde aynı tip binaların zemin emniyet gerilmeleri daha önce yapılanlara göre seçilmektedir.

Dünyanın çeşitli yerlerindeki mühendisler zaman zaman bu konudaki deneyimlerini yayınlarlar. Zemin emniyet gerilmesinin saptanmasında en kolay yol bu tabloların kullanılmasıdır. Fakat bu tablolarda yalnız zemin cinsleri verilmekle yetinilmiş ve zeminin özellikleri belirtilmemiştir. En önemlisi yapının boyutlarının ve ağırlığının tablolara konulmamasıdır. Sonuç olarak tablolardan alınan değerler emniyetli bir gerilme ve ekonomik bir temel boyutu verememektedir. Zemin emniyet gerilmesinin hesaplanması bir kirişin veya döşemenin hesabı kadar önemlidir. Böyle bir durumda yalnız deneyimlere dayanmak mühendisi hataya düşürebilir. Yine de New York, Berlin gibi büyük kentlerde jeoteknik bilgi birikimi güvenilir tablolar olarak görülmektedir. Aşağıdaki zemin emniyet gerilmeleri tabloları böyle yapı kılavuzlarından derlenmiştir.

TABLO 3.1 KAYA TEMELLERDE ZEMİN EMNİYET GERİLMELERİ (σ_e)

Jeolojik Formasyon	σ_e (kg/cm ²)
Çatlaksız ana kaya (volkanik).	80 - 100
Yataklanmış tortul veya başkalaşım kayaları.	20 - 40
Yapraklanmış kayalar (şist).	25 - 35
Şeyller.	4 - 8
Tamamen ayrılmış kayaç.	5

Önalp, 1983'ten alınmıştır.

σ_e , sağlam kayacın tek eksenli kayma direncini aşıyorsa bu durumda:

$$\sigma_e = q_u \quad (3.1)$$

kriteriyle emniyetli tarafta kalınması önerilmektedir.

Yüzeğe yakın ve belirgin çatlak sistemleri gösteren ortam için zemin emniyet gerilmesi (RQD) ye bağı olarak verilmektedir.

TABLO 3.2 ÇATLAKLI KAYAÇLARDA ZEMİN EMNİYET GERİLMESİ

RQD	100	90	75	50	25	0
σ_e (kg/cm ²)	300	200	120	65	30	10

Önalp, 1983'ten alınmıştır.

Zeminlerde emniyet gerilmelerinin bulunması kayalara oranla çok daha güçtür. Bunun en önemli nedeni boşluk suyu basıncıdır. Eğer yeraltı su seviyesi temel tabanına temel genişliğinden daha yakın ise maksimum taşıma gücünün yarı değerini kullanmak gerekir. Yeraltı su seviyesi temel tabanından temel genişliği kadar derinlikte ise temel oturduğu zemin kuru sayılır. Ancak bu mesafe 90 cm. den az olamaz. Bütün bunların teorik olarak her zemin için geçerli olacağını söylemek olanaklı değildir. Su altındaki daneli zeminler için verilen değerlerin % 40-60'ı kullanılmalıdır.

TABLO 3.3 ZEMİNLERDE TİPİK ZEMİN EMNİYET GERİLMELERİ

Jeolojik Formasyon	σ_e (kg/cm ²)
Yumuşak kil	0.25 - 0.75
Sert kil	1.00 - 2.75
Gevşek kum	0.45 - 2.25
Sıkı kum	1.35 - 4.50
Siltli kum (sıkı)	1.25 - 3.00
Çakıllı kum	1.25 - 3.00
Kumlu çakıl (sıkı)	3.50 - 6.00

Önalp, 1983'ten alınmıştır.

Diğer taraftan bir yapı kod'u tüm kayalar için:

$$\sigma_e = 0.2 q_u \quad (3.2)$$

formülünü önermektedir. Bir başka derlemeye göre:

TABLO 3.4 ÇEŞİTLİ ZEMİNLERİN ZEMİN EMNİYET GERİLMELERİ

Jeolojik Formasyon	σ_e (kg/cm ²)
Masif kaya, granit, diyorit, gnays gibi iyi durumda (volkanik kayalar).	100
İyi durumda metamorfik kayalar.	40
Tortul kayalar, silt taşı, kireçtaşı, kumtaşı ve çakıltası.	15
Yumuşak ve çatlaklı ana kaya.	10
Çok iyi sıkışmış veya kısmen çimentolaşmış çakıllar, kumlar.	10
Sıkışmış çakıl, kum-çakıl karışımları.	6
Sıkışmış çakıl, kaba kum.	4
Kaba kum, gevşek kum çakıl karışımları, sıkı halde ince kum.	3
Gevşek ince kum.	2
Sıkı kil.	4
Orta sıklıkta kil.	2.5
Orta yumuşaklıkta kil.	1.5
Dolgu malzemesi, organik zeminler, turba ve diğer kötü zeminler.	0

Acatay, 1970`ten alınmıştır.

3.1.2. YÜKLEME DENEYİ

Zemin emniyet gerilmesinin bulunması için özellikle şantiyelerde çok kullanılan bir yöntem, yükleme deneyidir. Deneyin esası belli büyüklükteki bir plakanın üzerine belirli zaman aralıklarında yükleme yapılması ve bu yük altında çökmenin ölçülmesi yoluyla oturma-gerilme eğrisinin çizilmesidir. Daha sonra eğri yorumlanarak zemin emniyet gerilmesi saptanmaktadır. Zeminin bir plaka ile yüklenmesi sırasındaki davranışından onun emin taşıma gücü ve de oturmaları hakkında değerli bilgiler elde edilebilir. Bu şekildeki yükleme deneyleri, yapının tamamen yüzeye yakın bulunması ve gerilmelerin kritik olacağı bölge içinde yapılması halinde iyi sonuç verir.

Yükleme iki şekilde yapılmaktadır:

(a) İnşaat yapılacak sahada mühendisin seçeceği bir yerde yükleme yapılır. Yükleme plakası kare veya dairesele olabilir. Yükleme plakasının alanı için belli bir değer verilmemiştir. Bu yükleme için koşul, temel tabanına kadar bir çukur açmaktır. Bazı şartnamelerde plaka genişliğinin çukur genişliğinin beşte biri kadar olması istenir. Böylece muayene çukuru derinliğinden ileri gelen jeolojik yükün etkisi ortadan kaldırılabilir. Yükleme yapıldıktan sonra en az 24 saat beklenir. Sonra oturma-yük eğrisi çizilerek yorum yapılır. Yani belli bir çökmeye karşılık gelen basınç bir güvenlik sayısına bölünerek zemin emniyet gerilmesine geçilir.

(b) Diğer bir şekil, alanları belli olan yükleme plakaları ile yükleme deneyi yapmaktır. Şartnameler tarafından; plaka alanları, kabul edilebilir çökmeler, güvenlik sayıları sınırlandırılmıştır. Örneğin:

Amerikan Şartnamesi: Plaka alanının 1 ft^2 olması istenir. Çizilen eğride bulunan (0.5 inç 12.5 mm) lik oturmaya karşılık gelen yükün yarı değeri zemin emniyet

gerilmesi olarak kabul edilir.

Fransız Şartnamesi: Plaka alanı olarak (0.1 m²) önerilmektedir. Zemin emniyet gerilmesi olarak ta, 2 cm oturmaya karşılık gelen yükün yarısı alınmaktadır.

Türk Şartnamesi: Ülkemizde böyle bir şartname yoktur. Plaka alanı belirlenmemiştir. Pratikte her mühendis kendi olanaklarına göre bir alan seçmektedir. 1 cm. oturmaya karşılık gelen yükün yarısı zemin emniyet gerilmesi olarak alınmaktadır. 1957 yılında Bayındırlık ve İskan Bakanlığının yayınladığı bir broşürde şu standartlar önerilmiştir:

- (1) Yükleme aletinin ağırlığı takriben 50 kg.dır.
- (2) Plaka alanı 500 cm² dir.
- (3) Yükleme önce 200 kg olmak üzere 250 kg.lık artan kademeler şeklinde yapılacaktır. Böylece gerilme artması 0.5 kg/cm² olacaktır. Özel durumlarda bu kademeler azaltılabilir.
- (4) Her yüklemeden sonra 6 saat beklenecektir.
- (5) Genel olarak 10 mm çökme elde edilinceye kadar yükleme yapılması yeterlidir. Eğer zemin çok sağlam ve bu miktarda bir çökme elde edilmesi için çok büyük yüklemeler gerekiyorsa 2000 kg.dan sonra yüklemeye devam edilmeyebilir.
- (6) Yüklenen değerlere karşılık okunan çökmelere göre oturma - yük eğrisi çizilir.
- (7) Eğri 10 mm çökmeye kadar düzenli devam edip bir kırıklık göstermiyorsa 10 mm.lik çökmeye karşılık gelen gerilmenin yarısı zemin emniyet gerilmesi olarak kabul edilir.
- (8) Oturma-yük eğrisi 10 mm.lik çökmeye gelmeden önce bir kırılma gösteriyorsa, bu kırılma noktasına karşılık gelen gerilmenin yarısı zemin emniyet gerilmesi olarak kabul edilir.

Yükleme deneylerine göre oturmaların belirlenme -

sindeki başlıca hata kaynakları şunlardır:

- Gerçek temel ile yükleme plakaları arasındaki şekil ve boyut farkı.

- Yapıdan etkilenen zemin derinliğinin deney plakasından etkilenen zemin derinliğinden daha büyük oluşu.

Yükleme deneyleri çoğu zaman büyük önem taşıyan farklı oturmalar hakkında fazla bilgi vermezler. Kohezyonlu zeminlerde, zeminin taşıma gücü temel genişliğine bağlı olmadığından;

$$q_0 (\text{temel}) = q_0 (\text{yükleme deneyi}) \quad (3.3)$$

alınır. Ayrık taneli zeminlerde zeminin taşıma gücü (b) temel genişliğine bağlı olduğundan aşağıdaki düzeltme yapılmalıdır;

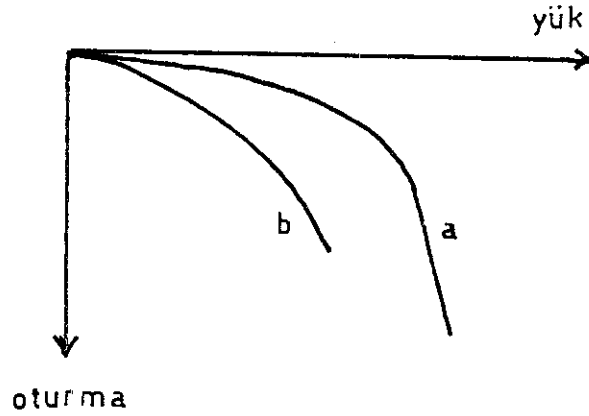
$$q_0 (\text{temel}) = q_0 (\text{yük. deneyi}) \frac{\text{temel genişliği}}{\text{yük. plaka genişliği}} \quad (3.4)$$

3.1.3. ZEMİNİN TAŞIMA GÜCÜ

Zeminlerin taşıma gücü bir stabilite (denge) sorunu olup, göçme olmadan zeminin taşıyabileceği yüküdür. Yeter büyüklükte bir yük altında temel artan bir hızla zeminin içine batarak göçebilir. Temel zemininin üst yüzü sömel çevresinde kabarıp. Zeminlerin taşıma gücü zeminin mukavemet karakteristiklerine bağlı olmakla beraber uygulanan yükün miktarına ve dağılımına da bağlıdır. Genelde zemin yenilmesi iki şekilde olur:

(I) Yük altındaki zemin, konsolidasyon nedeniyle çok fazla oturma yapar. Bu tip yenilme zeminin en olağan yenilme cinsidir. Zeminin üzerindeki yapıda eğilme, çökme gibi arızalar oluşur. Bir zemine yavaş yavaş artan bir \bar{P} yükü uygulanırsa, gerilme-deformasyon eğrisine

benzer yük-oturma eğrisi elde edilir. P yükü kritik değeri geçerse oturmalar hızla artar. Bu, yük-oturma eğrisinin eğriliğinin maksimum olduğu nokta göçme noktasıdır. Şekil 3.1'de zemin cinsine göre yük-oturma eğrileri görülmektedir.



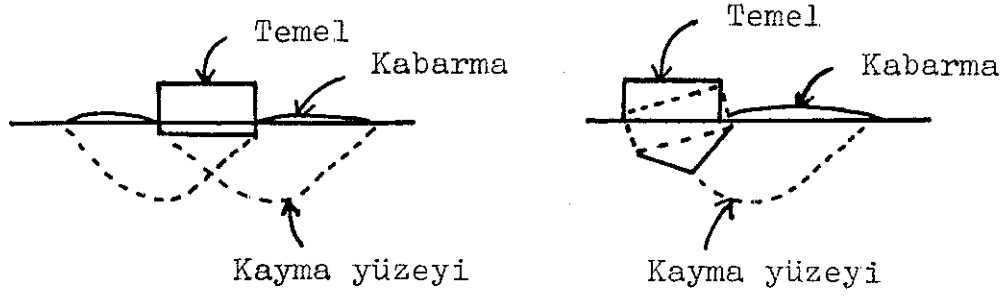
Şekil 3.1 Yük-oturma eğrisi.

(a) Sıkı kum, hassas olmayan kil.

(b) Gevşek kum, hassas kil.

Sıkı kum ve hassas olmayan killer ani göçmeler gösterdiği halde gevşek kum ve hassas killerde göçme olayı daha düzgün bir şekilde oluşur.

(2) Makaslama yenilmesi. Bu tip yenilme nadir olmakla birlikte oluştuğu zaman zemine oturan yapıyı tamamen tahrip eder. Bu tip yenilmeye zeminin yatay olarak yanlara doğru hareketi söz konusudur. Böyle bir göçme birkaç evrede oluşur. Önce temel altındaki zemin aşağıya doğru itilerek dış yanalarda kabarmalar olur. İkinci evrede temel sınırları boyunca çatlaklar oluşur. Üçüncü evrede temel altında oluşan kama, temeli aşağıya ve dışarıya doğru harekete zorlar. Son evrede ise sürekli kayma yüzeyi ortaya çıkar. Bu durumda, temel aşağıya iner ve devrilir. Temel etrafındaki zemin iyice kabarır. Böyle temel göçmelerine sık sık rastlanılmamakla beraber bu durumda yapı tamamen yıkılır. (Şekil 3.2) de görüldüğü gibi.



Şekil 3.2 Temel göçmesi.

Nihai Taşıma Gücü:

Nihai taşıma gücü terimi, zeminin plastik makaslama yenilmesine uğradığı birim yük miktarı için kullanılmaktadır.

Emniyetli Taşıma Gücü:

Emniyetli taşıma gücü ise nihai taşıma gücünün bir emniyet faktörüne bölünmesi sonucunda bulunan taşıma gücüdür. Emniyet faktörü boyutsuz bir rakamdır. Küçük alanlı temellerde muhtemelen sadece makaslama yenilmesi söz konusu olacağından nihai taşıma gücü küçük bir emniyet faktörüne (katsayısına) bölünebilir. Fakat alışılan uygulamalara göre ve özellikle geniş temellerde, önceden öngörülen oturma miktarını aşmayacak bir yükün ne olacağı araştırılır. Skempton kohezyon ve sıkışabilirlik sabitinin resiprok değerlerini emniyet faktörünün gruplandırılmasında kullanılmıştır. Bu faktörler kil zeminlerde müsaade edilebilir yükün tayin edilmesinde kullanılmaktadır. Çeşitli araştırmacılar, teorik analizler sonucunda, yüzeydeki bir şerit temel için nihai taşıma gücünün o zemine ait kohezyon değerinin N_c denen taşıma gücü faktörü sayısı ile çarpılarak bulunacağını göstermişlerdir. Tablo 3.5'te değişik araştırmacıların kabulleri listelenmiştir.

TABLO 3.5 KİL ZEMİNDE YÜZEYSEL ŞERİT TEMELİN TAŞIMA GÜCÜ

Araştırmacı	Taşıma Gücü Faktörü(N_c)	Net Nihai Taşıma Gücü $q = c.N_c$ (kg/cm ²)
Prandtl } Skempton } Meyerhof }	5,14	3,084
Fellenius	5,50	3,300
Terzaghi	5,70	3,420

($c = 0.6$ kg/cm² dir.)

Yüzeysel Temellerin Taşıma Gücü:

Terzaghi, yüzeysel temellerin taşıma gücünü tarif ederken Prandtl denklemlerini zemin koşullarına uydurmuştur. Bu çözüm; temel tabanı üzerinde kalan zeminin kayma direncini ihmal ederek gömme derinliğine eşdeğer bir yükü temsil edilebileceğini varsayar. Terzaghi'nin çözümüyle elde edilen formül genel formüldür. Nihai taşıma gücünü formüle ederken göz önüne alınan hususlar şunlardır:

- Temel elemanının şekli ve boyutları,
- Temel derinliği,
- Temelin oturduğu zeminin özellikleri.

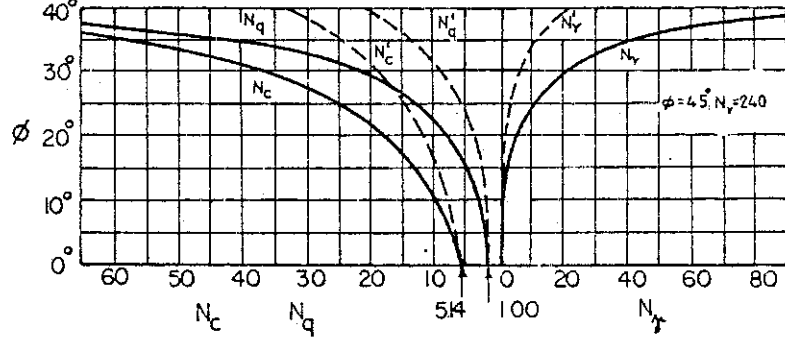
Terzaghi, çeşitli temeller için çeşitli formüller hesaplamış ve sonradan bunları tek bir denklemle ifade etmiştir.

$$q_d = c N_c + \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma \quad (\text{şerit temel}) \quad (3.5)$$

$$q_{ds} = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \quad (\text{kare temel}) \quad (3.6)$$

$$q_{dr} = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 R N_\gamma \quad (\text{daire temel}) \quad (3.7)$$

Taşıma gücü faktörleri Şekil 3.3'teki grafikten alınabilir.



Şekil 3.3 Terzaghi Taşıma Gücü Katsayıları

Terzaghi'nin genel denklemlerinde taşıma gücü; kohezyon, içsel sürtünme açısı ve sürşarj tesirinden dolayı oluşan mukavemetin bir fonksiyonu olarak ifade edilmektedir. Aşağıda Buisman, Caquot ve Terzaghi tarafından 1943 yılında hazırlanmış basit formül verilmektedir.

$$\mathcal{G}_{nih} = \underbrace{K_1 N_c c}_{\text{kohezyon}} + \underbrace{K_2 \gamma_1 N_\gamma B R'_w}_{\text{içsel sürtünme}} + \underbrace{K_3 N_q \gamma_2 D_t R_w}_{\text{sürşarj}} \quad (3.8)$$

Bu formül yatay bir zemine yerleştirilmiş yatay tabanlı bir sömel üzerine dik yükler etki ettiği zaman geçerlidir. Sığ veya derin temellerin inşası için zeminin bir miktar kazılması gerekir. Bu zemin kazılıp çıkarılmadan önce temel tabanı seviyesinde ağırlığı nedeni ile bir basınç uygulamaktadır. Bu basınç nihai taşıma gücünden çıkarılırsa,

$$\mathcal{G}_{nih_{net}} = \mathcal{G}_{nih} - \gamma_2 D_t = K_1 N_c c + K_2 \gamma_1 N_\gamma B R'_w + K_3 \gamma_2 D_t R_w (N_q - 1) \quad (3.9)$$

şeklinde belirtilen nihai net taşıma gücü elde edilir.

Formülde kullanılan faktörler şunlardır:

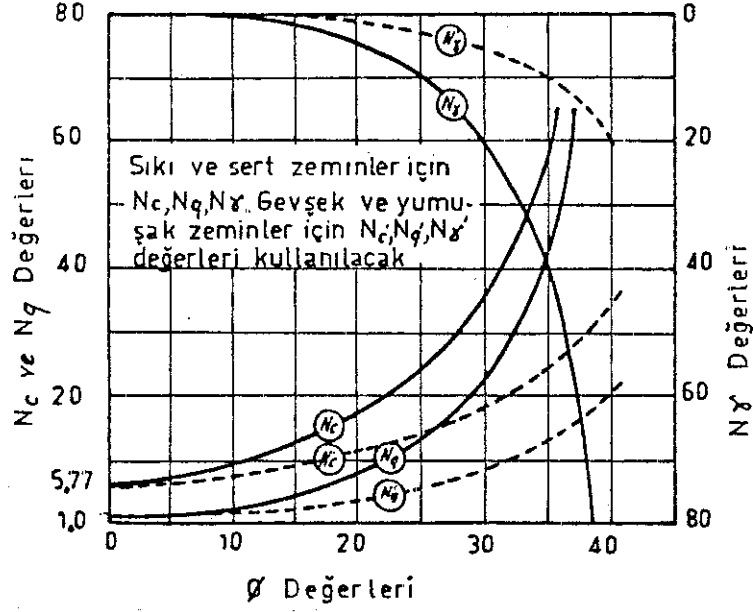
- K_1, K_2, K_3 : Sömel şekline bağlı faktörler (Tablo 3.6)
 N_c, N_γ, N_q : Taşıma gücü faktörleri (Şekil 3.4)
 c : Birim kohezyon (t/m^2)
 γ_1 : Sömel altındaki zeminin tabii birim hacim ağırlığı (t/m^3)
 γ_2 : D_t derinliği içinde kalan zeminin tabii birim hacim ağırlığı (t/m^3)
 R_w, R'_w : Su seviyesine göre düzeltme katsayıları (Şekil 3.7)
 B : Temel genişliği (m)
 D_t : Temel derinliği (m), zemin yüzeyinden temel tabanına kadar. Eğer zemin seviyesi temel her iki tarafında eşit değilse D_t alçak seviyeden ölçülür.
 G_{nih} : Zeminin nihai taşıma gücü (t/m^2)

TABLO 3.6 SÖMEL ŞEKLİNE GÖRE K_1, K_2, K_3 KATSAYILARI

Sömel Şekli	K_1	K_2	K_3
Şerit	1.00	0.50	1.00
Kare	1.30	0.40(0.35)*	1.00(1.20)
Daire	(1.30)	(0.30)	(1.00)

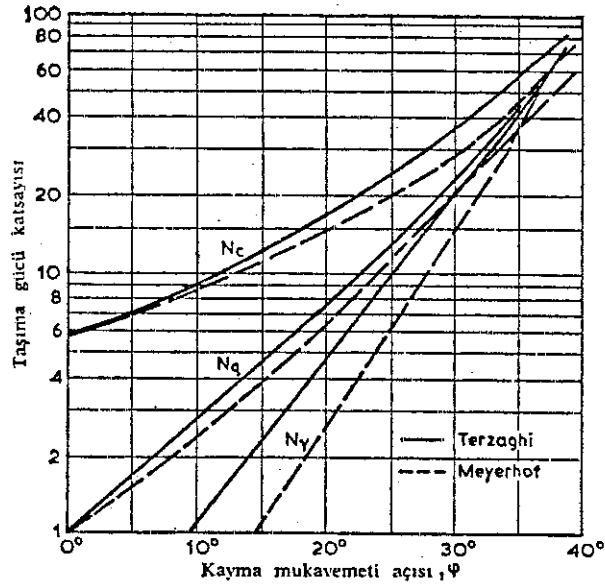
Y. Müh. Tuğlu, 1975'ten alınmıştır.

* Parantez içindeki değerler Lambe-Whitman, 1969'dan alınmıştır.



Şekil 3.4 Taşıma gücü faktörleri. (Hough, 1957)

Taşıma gücü faktörlerinin bulunmasıyla ilgili olarak Terzaghi ve Meyerhof, Hough'tan farklı grafikler vermişlerdir. Şekil 3.4 ve şekil 3.5 arasındaki fark görülmektedir.



Şekil 3.5 Sığ şerit temeller için taşıma gücü katsayıları (faktörleri).

Taşıma gücü faktörleri içsel sürtünme açısına bağlı olarak açıklanan birimsiz katsayılar olduklarından değerleri şekil 3.4 ve şekil 3.5 te verilen eğrilerden alınır.

Terzaghi genel formülünü daha da basitleştirerek (satıhtan itibaren D derinliğinde) taşıma gücü için aşağıdaki bağıntıyı vermiştir:

$$q_d = c N_c + \gamma D N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma \quad (3.10)$$

Bu durum için farklı araştırmacılar farklı bağıntılar bulmuşlardır. Örneğin:

$$\text{Prandtl} \quad q_d = 5.14 c$$

$$\text{Hencky} \quad q_d = 5.64 c$$

$$\text{Fellenius} \quad q_d = 5.50 c$$

bağıntılarını önermişlerdir. Terzaghi'nin verdiği denklemde:

$$\varphi = 0 \text{ için } N_c = 5.7; \quad N_q = 1.0; \quad N_\gamma = 0 \text{ olduğundan,}$$

$$q_d = 5.7 c + \gamma D \text{ elde edilir.} \quad (3.11)$$

Meyerhof, Terzaghi'nin yöntemini geliştirmiştir. Her ikisi arasındaki fark, taşıma gücü katsayılarının farklı oluşundan ileri gelmektedir. (Şekil 3.5)

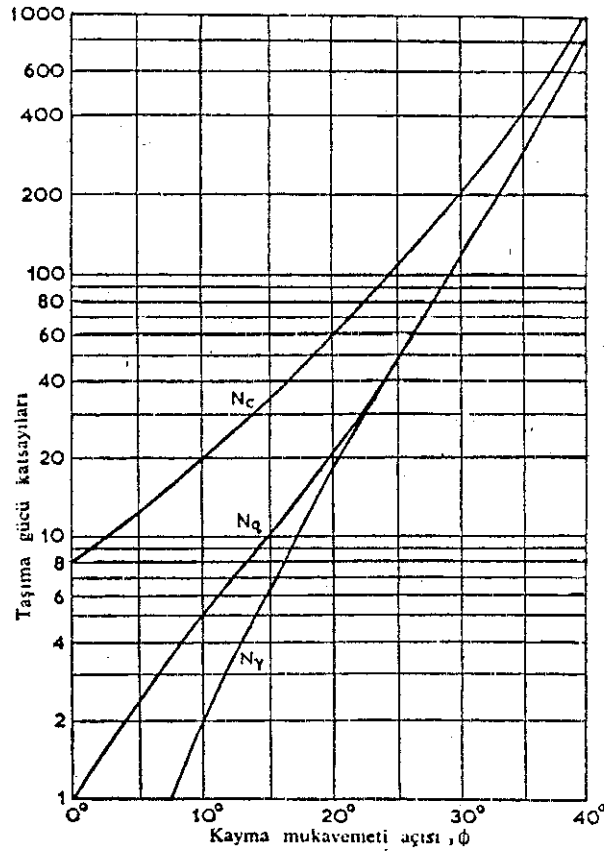
Derin Temellerin Taşıma Gücü:

Bir temelin satıhtan önemli bir derihlikte yapılması durumunda, temelin etrafındaki zemin ağırlığı plastik kayma göçmesi mekanizmasının değişmesine neden olur. Derin temellerin taşıma gücü başlıca üç etkenin sonucudur. Yüzeysel temellerde olduğu gibi zeminin kohezyon, kayma direnci ve gömme derinliğine bağlı olarak kazık veya ayak temelin ucu direnç gösterir. Meyerhof, geliştirdiği taşıma gücü teorisinde özellikle kazıkların davranışını açıklamıştır. Taşıma gücü formülü basitleştirildi-

ğinde aşağıdaki şekli almaktadır:

$$q_{du} = c N_c + K_s \gamma D_t N_q \quad (3.12)$$

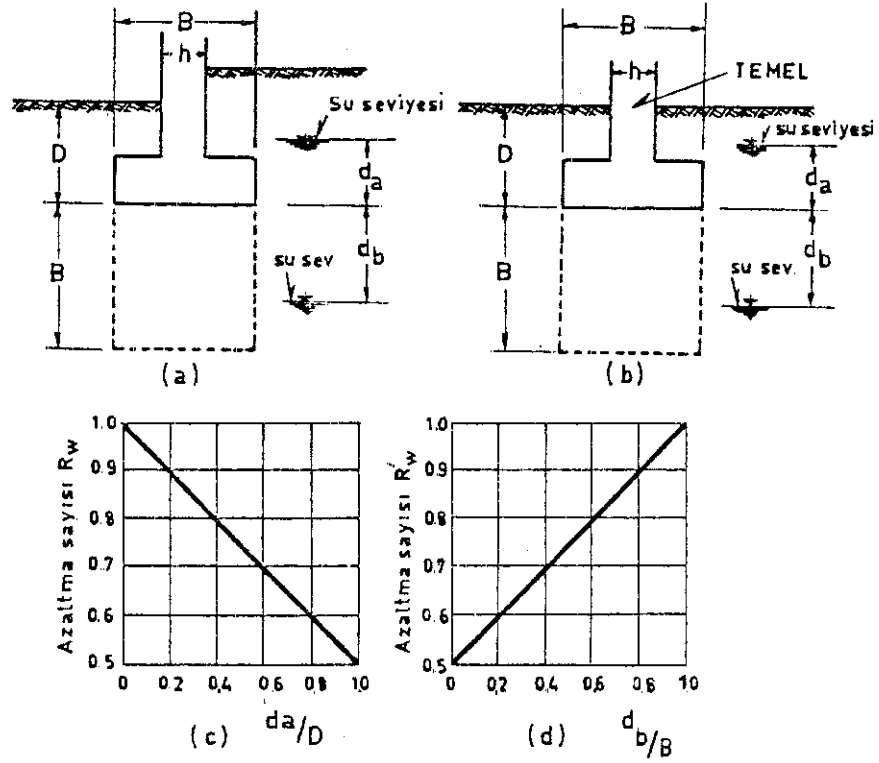
K_s zeminin kuyuya basınç katsayısını göstermektedir. Gevşek zeminde (0.5) ten sıkı zeminde (1.0) e kadar değişir. Şekil 3.6 da Meyerhof tarafından verilen ve bir derin şerit temel için nihai net taşıma gücünün hesaplanmasında kullanılan taşıma gücü katsayıları görülmektedir. Zeevaert, derinde oturan bir şerit temel için taşıma gücünün ortamın sıkışabilirliğine bağlı olduğunu öne sürmüştür.



Şekil 3.6 Derin şerit temeller için taşıma gücü katsayıları.

Yeraltı Suyu Düzeyi İçin Düzeltme:

Yeraltı suyu seviyesindeki değişimler, toprağın efektif birim hacim ağırlığını değiştirdiği için, taşıma gücünde de büyük değişimlere neden olur. Daneli zeminlerde, daneler arası efektif gerilmelere bağlı olarak artan dane sürtünmesi kayma direncine neden olduğundan yeraltı suyu seviyesi çok önemlidir. Şekil 3.7 (Teng, 1962) yeraltı su seviyesine göre tatbik edilecek düzeltmeleri gösterir.



Şekil 3.7 Yeraltı suyu seviyesine göre R_w , R_w düzeltme sayıları.

(a) Zeminin farklı yükseklikte olması durumunda D'nin nasıl alınacağını göstermektedir.

(b) Temel boyutlarına oranla su seviyesi derinliği.

(c) Temel tabanından yuksekteki su seviyesi için düzeltme sayıları.

(d) Temel tabanından aşağıdaki su seviyesi için düzeltme sayıları.

Genel Denklemın Kohezyonlu Zeminlere Uygulanması:

Killi zemin üzerine oturmuş bir sömel için;

$N_c = 5.7$; $N_\gamma = 0$ ve $N_q = 1.0$ alınınca,

$\mathcal{Q}_{nih} = 5.7 K_1 c + K_3 \gamma_2 D_t R_w$ Şeklini alır. Ve

$$\mathcal{Q}_{nih_{net}} = 5.7 K_1 c \text{ dir.} \quad (3.13)$$

Yukarıdaki denklemde kohezyonlu zeminlerde taşıma gücünün sömel altındaki zeminin birim hacim ağırlığına bağlı olmadığı; birim kohezyonla ve temel derinliği ile doğru orantılı olarak deėiŐtiėi görülmektedir.

Genel Denklemın Daneli Zeminlere Uygulanması:

Daneli zeminler için ,

$c = 0$ olduğuna göre genel formül:

$$\mathcal{Q}_{nih} = K_2 \gamma_1 N_\gamma B R'_w + K_3 N_q \gamma_2 D_t R_w \quad (3.14)$$

$$\mathcal{Q}_{nih_{net}} = K_2 \gamma_1 N_\gamma B R'_w + K_3 \gamma_2 D_t R_w (N_q - 1) \quad (3.15)$$

grldğu gibi daneli zeminlerde taşıma gücü birim hacim ağırlığı, içsel sürtünme açısı, sömel genişliği ve temel derinliğinin bir fonksiyonudur.

Kaya Temeller:

Eskiden, kayanın deformasyonu düŐünülmediėi için incelemeye gerek görülmezdi. Bugün inceleme yapmadan zemini elastik kabul etmek mümkün değildir. Kaya temele yüksek basınç uygulamak için tasmanların (oturmaların) nemli olmaması gerekir. Ancak böylece yapı zarara uğramadan korunabilir. Kayanın mukavemetli olabilmesi için kayanın eksen sistemleri üzerinde kayma olasılığının bulunmaması gerekir. Ayrıca kayanın nemli, dış yüklü ve

eklem yerlerinde bozulma olmaması gerekir.

Bir kayanın taşıma gücünü incelerken çatlakların gelişme yönlerini saptamakta yarar vardır. Çatlakların gelişmesinin cesaret kırıcı olduğu ortadadır. Bu durumda kayanın mekanik özelliklerinin araştırılması gerekir. Kayanın önemli içsel gerilmeleri olabilir. Cidarda doğal basınçların ölçümü bu kuvvetlerin saptanmasına ve böylece ondan beklenen desteğin kontroluna olanak sağlar. Kriko ile yapılan deneyler bu özelliği aydınlatılabilir. Ayrıca yükleme limitleri saptanmış olur. Prandtl-Caquot limitinin gösterilmesi, içsel sürtünme açısı ve c kohezyon değerleri ile kayanın karakteristik yüzeyinin belirlenmesine bağlıdır. Fakat yine de bazan çeşitli nedenlerle Prandtl-Caquot limitinin içerisinde kalmak mümkün olmayabilir.

Kaya Temellerin Taşıma Kapasitesi:

Deneyimlere göre, temel olarak kullanılan kayalar nadiren tam elastik durumda bulunurlar. Bu kayalar yük altında kayma suretiyle kırılarak sık sık tasman (oturma) yaparlar.

En sağlam kayaların da kırılma ve dilinim düzlemleri asla eksik değildir. Temeller için faydalanılan yüzeysel tabakalarda daha çok bu özürler, meteorik etkilere bağlı bozulmalar ve parçalanmalar görülür. Yüzey kayaları pratik olarak ya doğal zayıf basınçlı veya basınçsız zeminlerdir. Bununla beraber belirli bir kohezyona ve içsel sürtünme açısına sahiptirler. İçsel sürtünmenin değeri su tutması ile değişir. Doğal şev'e yakın filtrasyon açıları altında içsel sürtünme sıfır dolayında olabilir. Şu halde burada zemin mekaniğinin doğruluğu tamamen gösterilmiş olan yöntemlerine başvurmak zorundayız. Elastik durumda kohezyonlu kütlenin dengesi bir taraftan Coulomb koşulu:

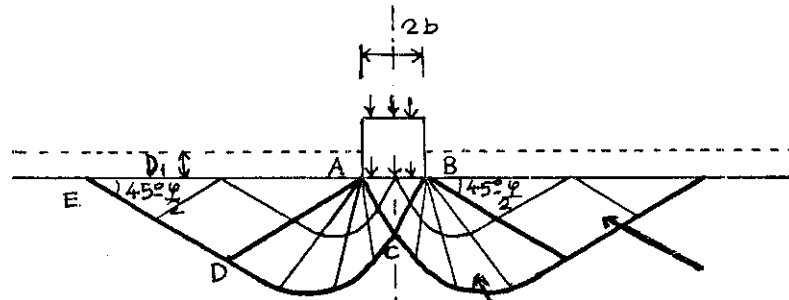
$$\sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + \tau_{xz}^2} - (\sigma_x + \sigma_z) \sin \varphi = 2c \cos \varphi \quad (3.16)$$

diğer taraftan düzlem elastisitede iki bağıntıya indirgenen denge denklemleri:

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0$$

$$\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \gamma \quad (3.17)$$

tarafından tayin edilmektedir. Bilinmeyenlerin sayısı üç olduğundan bu üç denklem yardımıyla bir yükleme şeridi altındaki kütlenin plastik dengesi saptanmış olur. Bu konuda Prandtl tarafından zemini ağırlıksız, yani ($\gamma = 0$) varsayarak verilmiş olan pratik çözüm, zemin ağırlığının işe az karıştığı kayalar için çok iyi sonuçlar verir.



Elastik denge bölgesi Radyal kesme bölgesi

Şekil 3.8 Plastik göçme.

Rijit olmayan sürtünmesiz yüzeye dik olarak tatbik edilen (f) basıncı altında yüklenmiş zeminin enine kesitini ele alalım. Yükleme bandının uçları (A ve B) noktaları ile işaretlenmiştir. A ve B noktalarının her birinin altındaki eğri kenarlı ACB üçgeni bir kesme bölgesidir. A ve B noktalarının dışında DAE gibi iki üçgen bulunur. Bu kısımda zemin elastik mesnet durumundadır. A ve B altında bulunan radyal kesme bölgelerindeki kayma

açık şekilde basınçların değişmesine neden olur. Zemin reaksiyonlarının A ve B noktaları civarında azaldıklarını ve yüklenmiş bölgenin merkezinde arttıklarını tahmin etmek kolaydır. Bu durum pürüzlü bir sömel altındaki kohezyonlu ve ağırlığı olan zeminlere uymaktadır. Yüklerin bu yeni dağılışı şekli tekrar dengeye dönülmesine açıkça yardımcı olur. Aslında, gerçek temellerde, bir tasman (oturma) döneminden sonra (yani kırılmadan sonra) denge görülür.

Eğer bir masif bir kayada, kırılma gibi kabul edilen plastik deformasyonların ortaya çıkması istenmiyorsa, Coulomb koşulu altında her noktada dengeyi emniyete almak gerekir.

Elastik durumu sınırlayan basıncın aşıldığını vasayalım. Yüklenen şeridin AB kenarının altında, şemanın dış üçgenlerini mesnet kabul eden plastik örselenme oluşur. Elde edilen bu mesnetle yeni bir denge gerçekleşir. Bu denge durumunu devam ettirebilmek için Prandtl-Caquot limit basıncı muhafaza etmek gerekir. Normal yükler için bu koşul şöyle ifade edilir:

$$f_{kri} = \gamma D_1 \alpha + c (\alpha - 1) \cot \varphi \quad (3.18)$$

ve

$$\alpha = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} \quad \text{dir.}$$

Prandtl-Caquot formülünde temellerin altındaki sürtünme ile içsel sürtünmenin yüklerle değişmesi dikkate alınmaz. Bu formül bir kırılma yükü tahmin eder ve emniyet katsayısı en az 2'dir. φ 'ye bağlı α değerleri için aşağıdaki tabloyu veriyoruz.

TABLO 3.7 φ 'YE BAĞLI α DEĞERLERİ

φ (Derece)	10	15	20	25	30	35	40	45
α	2.6	3.3	5.6	10	17.5	33.5	63.5	135

Oturmalar:

Bir yapı tabanının, bir yol veya bir dolma yüzeyinin düşey yöndeki hareketine oturma denir. Oturmaların nedenleri;

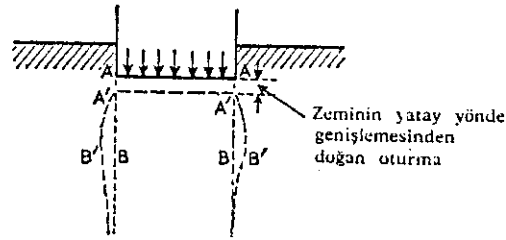
- (a) Yapının ağırlığı (statik yükler),
- (b) Yol veya hava meydanı kaplamasından aktarılan kuvvetler (hareketli yükler),
- (c) Su içeriğindeki değişiklikler,
- (d) Temel altının boşaltılmasıdır.

Basınç altında oluşan oturmalar iki grupta toplanabilir:

- (1) Ani Oturma.
- (2) Konsolidasyon Oturması.

Ani Oturma:

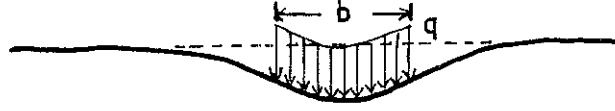
Zeminin boşluk oranında bir değişme olmaksızın elastik sıkışma ve plastik deformasyondan oluşan oturmalara ani oturmalar denir. Zeminin yüklenmesiyle yatay yöndeki şişmeden dolayı temelde bir oturma olmaktadır. Bu tip oturma, inşaat ilerledikçe doğar.



Şekil 3.9 Ani oturma.

Suya doymun killi zeminlerin elastisite modülü, zeminin yan basıncına bağlı olmaksızın sabit kaldığından jelatin veya kauçuğa benzer bir davranış gösterir. Üni-

form bir basınç (q), kohezyonlu bir zemine uygulandığında şekil 3.10'da görüldüğü gibi zeminde bir deformasyon olmaktadır.



Şekil 3.10 Suyu doygun killi zeminlerde oturma.

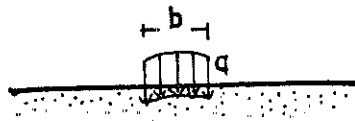
q , üniform yükü ile yüklenmiş (b) genişliğine sahip kare şeklindeki bir temelin köşesindeki ve ortasındaki oturmalar aşağıdaki formüllerle bulunmaktadır.

$$(\text{oturma}) \bar{S} = \frac{0.42 q \cdot b}{E} \quad \text{köşe için} \quad (3.19)$$

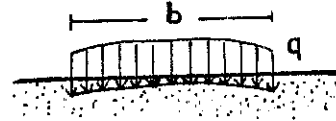
$$(\text{oturma}) \bar{S} = \frac{0.84 q \cdot b}{E} \quad \text{orta için} \quad (3.20)$$

Bu formüllerde uygulanan yük ile zemin hacminin sabit kaldığı ve en az temel genişliğinin iki katı derinliğe kadar zeminin homojen olduğu kabul edilmektedir.

Ayrık daneli zeminlerde, üniform yükler altında oluşan oturmalar şekil 3.11'de görüldüğü gibi aşağıya doğru konkav bir eğri şeklinde olmaktadır. Yüklenen alanın çevresindeki zeminin yanları serbest olduğu için merkeze yakın kumun etkisiyle yanlara doğru itilir. Merkezdeki kum yan basınçlarla sınırlandırıldığından daha büyük bir elastisite modülüne sahip olmakta, dolayısıyla ortadaki oturma kenarlardan daha az olmaktadır. Yüklenen alan genişledikçe konkavlık azalmaktadır.



(a) Dar yükleme



(b) Geniş yükleme

Şekil 3.11 Ayrık daneli zeminlerde oturma.

Aşağıdaki formül E elastisite modülüne sahip bir zemin üzerindeki (b) genişliğinde kare şeklindeki rijit bir temelin ani oturmasını vermektedir.

$$\bar{S} = \frac{(0.6) q'.b}{E} \quad (3.21)$$

Temel alanı A olarak alınırsa, $b = \sqrt{A}$ dir.
 $q' = \frac{\bar{P}}{A}$ formülde yerine konulursa,

$$\bar{S} = \frac{0.6 \bar{P}}{E \cdot A} \quad (3.22)$$

elde edilir. Bu formüller diğer temeller için de kullanılabilir. Formülden anlaşılacağı gibi P yükü altındaki ani oturmayı yarıya indirmek için temel alanını dört katına çıkarmak gerekir.

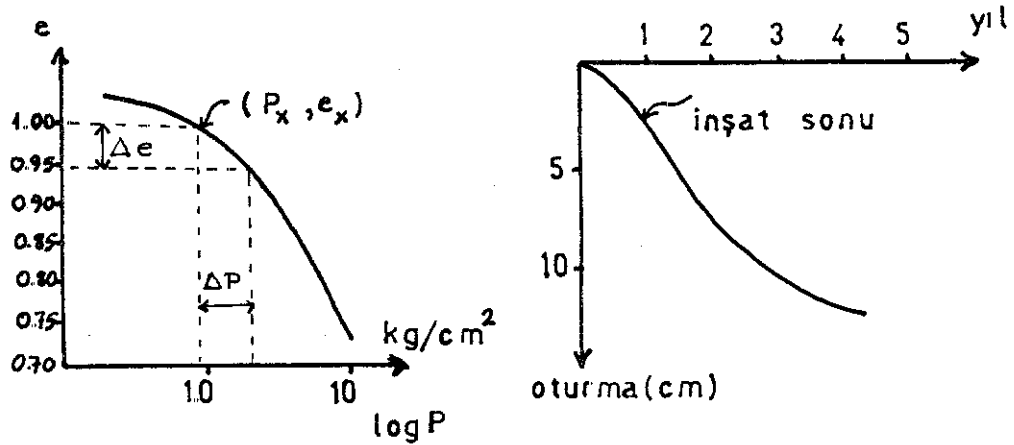
Konsolidasyon Oturması:

Yüklenmiş zeminin boşluklarındaki suyun azar azar dışarı atılması nedeniyle, hacminin azalması bu oturmayı doğurur. Killi zeminlerde bu oturma çok yavaştır. Fakat zamanla büyük değerlere varabilir. Zemin altındaki basınç dağılışının üniform olmaması ve çeşitli parçalarının sıkışabilirliğinin farklı olması nedeniyle büyük bir binanın işgal ettiği alan üzerinde oturma nadiren olur. Bazan temelin hemen altındaki zemin oldukça sağlam olduğu halde, daha derinlerdeki sıkışabilir tabakada oluşan konsolidasyon temelin oturmasına neden olur.

Kohezyonsuz zeminlerde konsolidasyon veya kompaksiyon relatif olarak çabuk oluşur ve ani oturmadan kolaylıkla ayrılamaz. Zemin içerisindeki her tabaka için ayrı ayrı ortalama efektif gerilme ve ortalama gerilme artışıları hesaplandıktan sonra, laboratuvar konsolidasyon deneyinden elde edilen $e(\text{boşluk oranı}) - \log P(\text{yük})$ grafiği kullanılarak oturmalar hesaplanır. Zemin içerisinde

herhangibir efektif gerilim dağılımı derinlikle lineer olarak artacağından, ortalama başlangıç efektif gerilmesi olarak tabakanın ortasındaki efektif gerilme (P_0) alınabilir. Tabakayı ayrı ayrı parçalara bölerek bunların oturmalarını ayrı ayrı hesapladıktan sonra toplamak gerekir.

Konsolidasyon oturması çok uzun sürede tamamlanan bir olaydır. Ortalama efektif gerilmeye karşılık gelen ilk boşluk oranı ile gerilme artışından dolayı boşluk oranında oluşacak değişimler ($e - \log P$) eğrisinden hesaplanır. Şekil 3.12'de görüldüğü gibi.

(a) $e - \log P$ eğrisi

(b) zaman-oturma eğrisi

Şekil 3.12 Konsolidasyon oturması eğrileri.

Boşluk oranı değişimi a_v sıkışma katsayısını kullanarak buluruz.

$$a_v = \frac{\Delta e}{P_1 - P_2} = \frac{-\Delta e}{P'} \quad (3.23)$$

e yerine değeri konursa,

$$\bar{s} = \frac{a_v}{1 + e_1} \bar{P}' H_1 \quad (3.24)$$

den oturmalar hesaplanır.

- e : malzemenin boşluk oranı.
 e_1 : malzemenin başlangıçtaki boşluk oranı.
 a_v : zeminin sıkışma katsayısı.
 P' : yüklemenin değişme miktarı.
 H_1 : tabakanın kalınlığı.
 \bar{S} : oturma (konsolidasyon).

Emin Taşıma Gücü:

Emin taşıma gücü, plastik kayma göçmesi olmadan taşınabilen basınçtır.

Güvenlik Sayısı:

Bir projede kullanılacak güvenlik sayısını saptamak için zemin koşullarını, yapı yüklerini ve kayma durumunda doğacak tehlikeleri önceden iyi bilmek gerekir. Gelecekte yeraltı su seviyesinin yükselmesi veya temelin yanında yapılacak kazılardan dolayı sürşarjın azalması olasılığı varsa güvenlik sayısının değeri buna göre belirlenmelidir. Geçici yapılarda göçme arzu edilmemekle beraber bir tehlike yoksa güvenlik sayısı 1.5 olarak alınabilir.

Zeminin özellikleri ve yapının yükleri sağlıklı olarak biliniyorsa ve hareketli yükler toplam yükün içerisinde önemli bir yer tutuyorsa güvenlik sayısı 2.5 olarak alınmalıdır. Bununla beraber yapının birbirine yakın iki elemanı arasında farklı oturma varsa göçme olabilir. Zeminin çok sıkışabilir değilse güvenlik sayısı 3 olarak seçilirse bu göçme büyük bir olasılıkla önlenemez. Hareketli yükler toplam yükün büyük bir kısmını oluşturmuyorsa güvenlik sayısı 2 olarak alınabilir. Koşullar kesin olarak bilinmiyorsa veya hareketli yükler hakimse güvenlik sayısını 4'e çıkarmak gerekebilir.

3.1.4. STANDART PENETRASYON DENEYİ (SPT) VE KONİK PENETRASYON DENEYİ (KPT)

SPT deneyi :

Standart penetrasyon deneyleri, sondaj kuyularında 51 mm. dış çaplı bir sempler (numune alıcı) yardımıyla yapılır. Ucunda çarık bulunan sempler, 63.5 kg ağırlığındaki bir şahmerdanı 76 cm. yükseklikten düşürerek tekrarlanan darbeler ile zemine 45 cm. sokulur. Yalnız son 30 cm. için darbe sayısı (N') standart penetrasyon sayısı olarak kaydedilir.

İnce kum veya siltli kum şeklindeki zeminlerde yeraltı su tablası altında yapılan standart penetrasyon deneylerinde elde edilen darbe sayısı (N')'nin düzeltilmesi gerekir.

$$N = 15 + \frac{1}{2} (N' - 15) \quad (3.25)$$

N : Düzeltilmiş darbe sayısı.

N' : Deney sırasında elde edilen darbe sayısı.

Deney sırasında elde edilen darbe sayısı 15 ve daha küçük olduğu zaman N değerinde düzeltme yapılmaz. Kohzyonsuz zeminlerde deneyin yapıldığı derinlik N değerini etkilediği için daha büyük SPT değeri elde edilir. Dolayısıyla düzeltilmiş N değerlerini kullanmak gerekir. Düzeltilmiş N değerini bulmak için şekil 3.13'teki grafiğin kullanma yöntemi kesikli çizgi ile gösterilmiştir. Örneğin 3.0 m. derinlikte ölçülen N' değeri 12 ise, $N = 12$ den geçen yatay kesikli çizgi 3.0 m. eğrisini bir noktada keser. Bu noktadan düşey olarak çizilen çizgi Peck ve Terzaghi eğrisini keser. Bu kesim noktasına karşılık gelen N değeri ($N = 22$) ise düzeltilmiş N değeri olarak bulunur.

Zemin emniyet gerilmesi (σ_e) için temel genişliğine bağlı olarak aşağıdaki bağıntılar verilmektedir.

$$\sigma_e = \frac{N \cdot \bar{S}}{8} \quad B \leq 122 \text{ cm.} \quad (3.26)$$

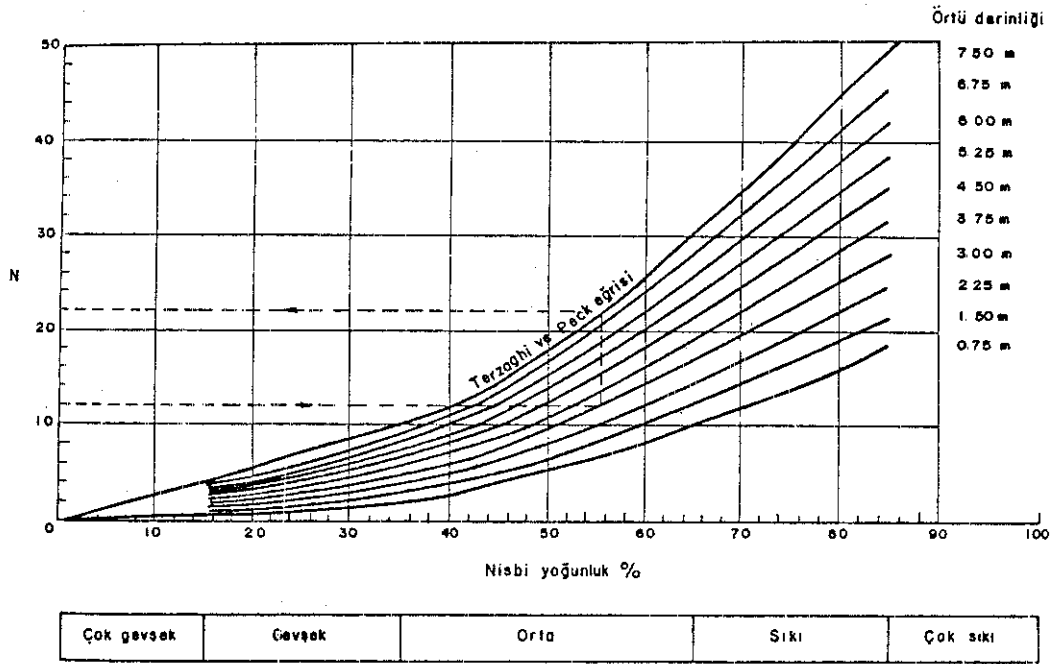
$$\sigma_e = \frac{N \cdot \bar{S}}{12} \left(\frac{B + 1}{B} \right)^2 \quad B > 122 \text{ cm.} \quad (3.27)$$

σ_e : Zemin emniyet gerilmesi (kg/cm^2).

B : Temel genişliği (cm).

\bar{S} : Oturma (cm).

N : Penetrasyon direnci.



Şekil 3.13 Standart penetrasyon direnci, örtü derinliği, nisbi yoğunluk arasındaki ilişki.

Thorburn, 1963'ten alınmıştır.

KPT deneyi :

Bu deneyde kullanılan konik ucun tepe açısı 60° ve çapı 35,7 mm.dir. Bu konik uç aynı çaplı tijlerin uçuna eklenmektedir. Bu sistem 18 kilogram ağırlığındaki şahmerdanın 30 cm. yükseklikten serbest düşüşleriyle zemine sokulmaktadır. Her 10 cm.lik ilerleme için darbe sayısı (N) belirlenir. Killi ve taneli zeminler için taşıma gücü aşağıdaki bağıntılardan hesaplanır.

Killi zeminler için,

$$G_n = (0.03).2.N \text{ kg/cm}^2 \quad (3.28)$$

Taneli zeminler için,

$$G_n = (0.04).2.N \text{ kg/cm}^2 \quad (3.29)$$

3.1.5. (V_s) ENİNE DALGA HIZINDAN DENEYSSEL BAĞINTI İLE TAŞIMA GÜCÜNÜN SAPTANMASI

Imai ve arkadaşları(1976) çeşitli zemin numuneleri üzerinde yapılan tek eksenli basınç deneylerinden elde edilen serbest basınç mukavemeti değerleriyle, aynı zeminlere ait (V_s) enine dalga hızları arasında lineer bir ilişki olduğuna işaret ederler. Imai ve arkadaşları bu lineer bağıntıyı aşağıdaki şekilde vermişlerdir.

$$V_s = 138.3 \bar{q}_u^{0.417} \quad (3.30)$$

Zemin üstü yapıları projelendirirken önemli bir parametre olan (\bar{q}_u) serbest basınç mukavemetini belirlemek yararlıdır. Bu bağıntıya göre, (V_s) enine dalga hızından yararlanarak (\bar{q}_u) serbest basınç mukavemeti parametresine geçiş yapılabildiği için (V_s) hızını belirlemek önem kazanmaktadır.

Prandtl'a göre plastik malzemede taşıma gücünün,

$$G_n = 5.14 c$$

olduğu bilinmektedir. Yüzeylerin pürüzlülüğü halinde Terzaghi taşıma gücünü

$$G_n = 2.85 \bar{q}_u$$

şeklinde vermektedir. (3.30) bağıntısından yararlanarak taşıma gücü hesaplanabilir.

Kanai ve Shibata'ya göre S enine dalga hızı ile N' darbe sayısı arasında aşağıdaki bağıntı mevcuttur.

$$V_s = 92.1 N'^{0.329} \quad (3.31)$$

Bu bağıntıdaki N' değeri (3.28 ve 3.29) bağıntılarında yerine konursa taşıma gücü değerleri elde edilir.

4. TEZ KONUSUNUN ORTAYA KONUŞU

Uygulayıcı mühendis için zemin emniyet gerilmesi, oturma, taşıma gücü ve zeminin heterojenliği gibi faktörleri içerdiği için günümüze kadar kullanılagelmiştir. Genel anlamıyla, zeminin nihai taşıma gücünün uygun bir güvenlik sayısına bölünmesiyle bulunan zemin emniyet gerilmesinin; yeraltı suyunu, arazinin heterojenliğini, çatlak sistemlerini ve özelliklerini, poroziteyi göz önüne almaması çok kaba bir kılavuz olduğu izlenimini vermektedir. Bu kavram, jeolojik koşulların çok iyi bilindiği ve zemin özelliklerinin bir çok kez denendiği durumlarda projelendirme için faydalıdır. Deneyim ve tabloların yetersiz olduğu yerleşim merkezlerinde taşıma gücü ile oturmaların hesaplanmasının yanında yükleme ve SPT deneylerinin yapımındaki güçlükler V_s enine dalga hızlarından yararlanmayı ön plana çıkarmıştır. Imai ve arkadaşları (1976), V_s enine dalga hızı ile \bar{q}_u serbest basınç mukavemeti arasında (3.30) bağıntısını vermiştir. Bu değer Terzaghi'nin ($\sigma_n = 2.85 \bar{q}_u$) bağıntısında yerine konularak taşıma gücü hesaplanabilir. Kanai (1957) ve Shibata S enine dalga hızı ile N' darbe sayısı arasında (3.31) bağıntısını vermektedir. Bu bağıntıdaki N' değeri (3.28 ve 3.29) bağıntılarında yerine konursa taşıma gücü değerleri elde edilir. Enine dalga hızlarını kullanarak bu bağıntılardan elde edilen taşıma gücü değerleri yaklaşık olarak hesaplanmaktadır. Fakat sık sık farklı sonuçlarla karşılaşılmaktadır. Bunun da nedeni deneysel formül kullanılması ve formüldeki birimin (kg/cm^2) şeklinde olmayışıdır. Oysa zemin emniyet gerilmesinin birimi (kg/cm^2) dir. Daha doğru sonuçlara ulaşmak için birimi (kg/cm^2) olan ve V_s enine dalga hızını içeren formüle gerek sinim vardır. Bu tezde yukarıda sözü edilen birimi de karşılayacak şekilde V_s enine dalga hızından zemin emniyet gerilmesinin ve V_p boyuna dalga hızından taşıma gücünün hesaplanması için bağıntılar geliştirilmiştir.

5. YÖNTEM

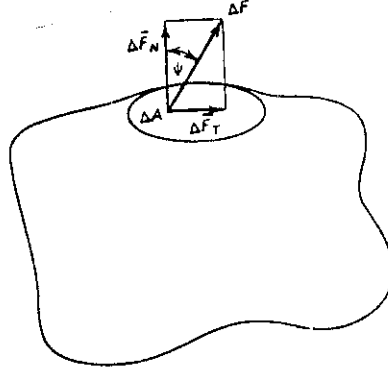
5.1. ELASTİSİTE TEORİSİ

Sismik dalgalar ifadesi, genellikle, elastik dalgalar için kullanılır. Çünkü, buna içinde yayıldığı materyalin (katının) geçici deformasyonu neden olur. Sismik dalgaların yayılması kayaçların elastik özelliklerine bağlıdır. Örneğin, katı cisimler olan kayaçlar sıkıştırılınca şekil ve hacim değişikliğine uğrar. Sıvılarda ise yalnız hacim değişikliği olur.

Bir kayaçta belirli bir limiti aşmamak koşuluyla deformasyon oluşturan dış kuvvetler ortadan kalkarsa deformasyon görülmez. Bundan dolayı patlama veya vuruş noktasından itibaren gerilmeler elastik dalga olarak yayılır. Bir sismik dalga bir ortamda yayılırken bu dalga'nın geçtiği ortamda belli değişiklikler olur. Bu değişikliklerin miktarı ve tipi, dalga'nın enerji içeriğine ve ortamın fiziksel özelliklerine sıkıca bağlıdır.

Katılarda (kayaçlarda) sismik dalgaların yayılması, bir partikülün deformasyonunun katı içerisinde katının elastik özelliklerine ve yoğunluğuna bağlı olarak hızla ilerlemesi şeklinde olur. Bu bağımlılığı belirlemek için kuvvetlerin (gerilmelerin) neden olduğu deformasyonları tanımlamak gerekir. Gerilme ile deformasyon kavramları arasındaki bağıntı, katının elastik özelliklerinin yanında hız gibi, dalga yayılması gibi kavramları tanımlamaya yardımcı olur.

5.1.1. GERİLME



Şekil 5.1 Katı bir cismin küçük bir alanındaki kuvvetin bileşenlerine ayrılması.

Şekilde görüldüğü gibi düzgün olmayan bir katının üzerinde ΔA gibi küçük bir alan düşünelim. Bu alanın yüzeyine dik doğru ile ψ açısı yapan bir $\Delta \vec{F}$ kuvvet elemanı etki etsin. Bu kuvvet, bu alana dik $\Delta \vec{F}_n$ ile bu alan içerisindeki $\Delta \vec{F}_t$ teğetsel bileşenlere ayrılır. σ gerilmesi $\Delta \vec{F}$ kuvvetinin ΔA alanına oranıdır. τ gerilmesi yön ile büyüklüğe sahip bir vektör olarak,

$$\sigma = \frac{d\vec{F}}{dA} \quad (5.1)$$

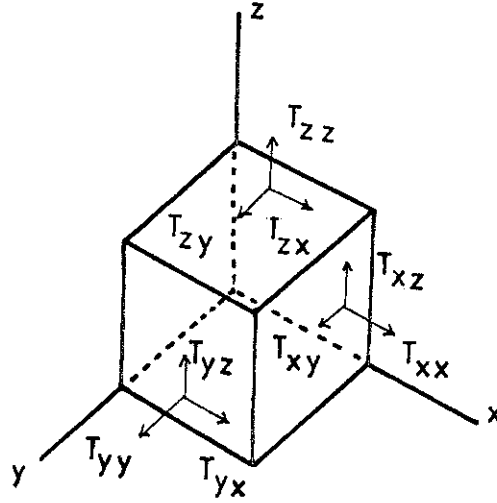
şeklinde tanımlanır. $d\vec{F}_n$ dik kuvvet bileşeninin alana oranı normal gerilme;

$$\sigma = \frac{d\vec{F}_n}{dA} \quad (5.2)$$

ve $d\vec{F}_t$ teğetsel bileşeninin alana oranı kayma gerilmesidir.

$$\tau = \frac{d\vec{F}_t}{dA} \quad (5.3)$$

Bu gerilmelerin koordinat sistemindeki bileşenlerini belirlemek için gerilme altındaki bir cismin küçük bir hacim elemanını düşünelim. T_{xy} ifadesinde birinci alt harfi düzlemin hangi eksene dik olduğunu, ikinci alt harfi bu düzleme göre gerilmenin eksen doğrultusunu gösterir. T_{xy} , x eksenine dik düzlemin içerisinde ve y eksenine paralel doğrultudaki teğetsel (kayma) gerilmesidir. T_{xx} ise x eksenine dik düzleme x eksenini doğrultusunda dik (normal) gerilmeyi gösterir. Böylece dokuz gerilme bileşeni elde edilir.



Şekil 5.2 Gerilme altında küçük bir hacim elemanı.

TABLO 5.1 KOORDİNAT SİSTEMİNDE GERİLME BİLEŞENLERİ

Gerilme bileşeni doğrultusu	Düzlemin dik olduğu		
	x eksenini	y eksenini	z eksenini
x eksenini	T_{xx}	T_{yx}	T_{zx}
y eksenini	T_{xy}	T_{yy}	T_{zy}
z eksenini	T_{xz}	T_{yz}	T_{zz}

Bu dokuz bileşenden birbirine eşit olanlar vardır.

Örneğin:

$$T_{xy} = T_{yx} \quad (5.4)$$

gibi. Bu durumda dokuz bileşen altı bileşene indirgenir.

TABLO 5.2 İNDİRGENMİŞ GERİLME BİLEŞENLERİ

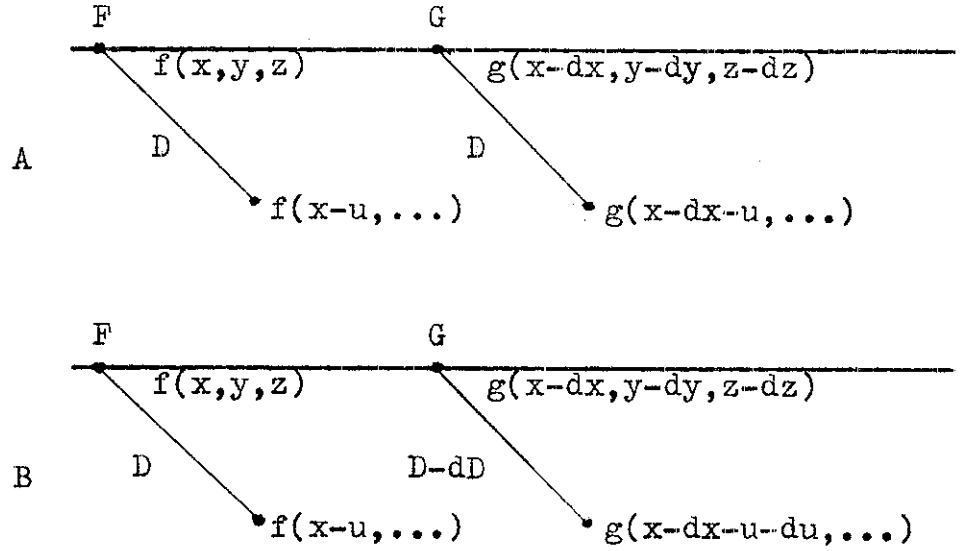
Gerilme bileşeni doğrultusu	Düzlemin dik olduğu		
	x eksenini	y eksenini	z eksenini
x eksenini	T_{xx}	—	—
y eksenini	T_{xy}	T_{yy}	—
z eksenini	T_{xz}	T_{yz}	T_{zz}

T_{xx} , T_{yy} , T_{zz} normal (dik) gerilmeler ve T_{xy} , T_{xz} , T_{yz} teğetsel (kayma) gerilmeleridir. Bunları ileride kullanılacak harf sistemine dönüştürmekte yarar vardır.

$$\begin{aligned} T_{xx} &= \sigma_x, & T_{yy} &= \sigma_y, & T_{zz} &= \sigma_z \\ T_{xy} &= \tau_{xy}, & T_{xz} &= \tau_{xz}, & T_{yz} &= \tau_{yz} \end{aligned} \quad (5.5)$$

5.1.2 DEFORMASYON

Basınç altında olmayan bir cismin içerisinde iki nokta düşünelim. Birinci nokta $F(x,y,z)$ ve ikinci nokta $G(x dx, y dy, z dz)$ koordinatları ile belli olsun. Bu cisim gerilme sistemleri altında kaldığı zaman F ve G noktaları orijinal durumlarına göre eşit yer değiştirirse (şekil 5.3-A) buna deformasyon denmez. Şekil değiştirmeye neden olmayan yer değiştirmelerinden biri ötelenme (şekil 5.4-A) olup diğeri dönme (şekil 5.4-B) hareketidir.

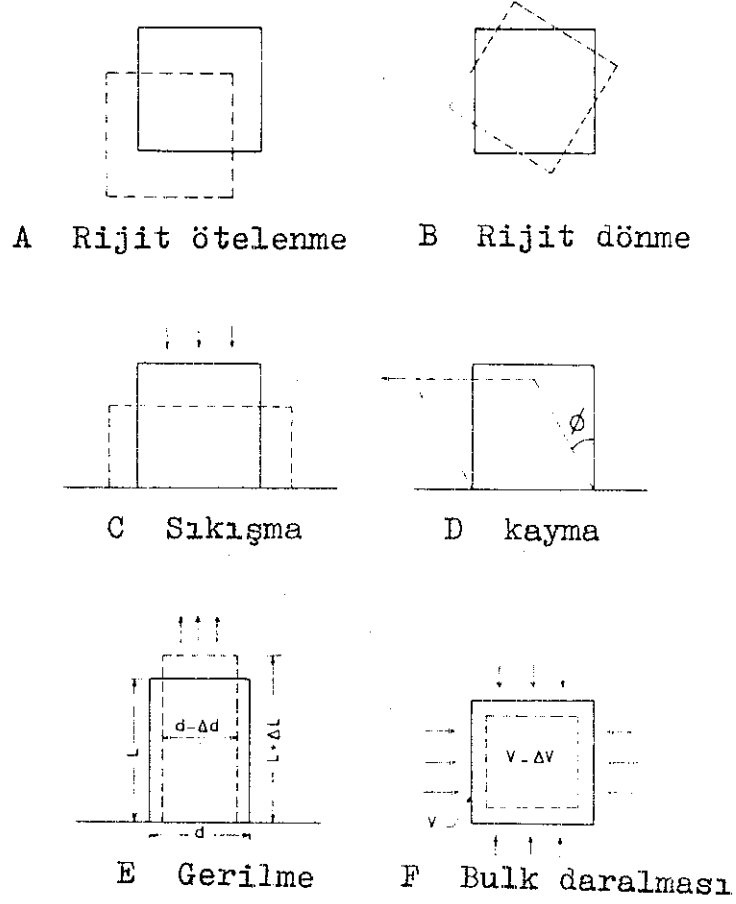


Şekil 5.3 Gerilim altındaki bir ortamda iki noktanın yer değiştirmesi.

(A) Deformasyonun olmadığı eşit yer değiştirme.

(B) Deformasyona neden olan yer değiştirme.

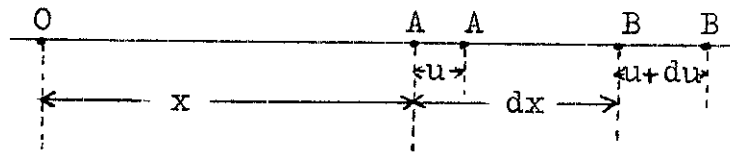
Deformasyon sadece herhangi bir nokta diğer bir noktaya göre yer değiştirirse olur. Matematik dilinde deformasyon, seçilen x, y, z koordinat sisteminde yer değiştirme bileşeninin türevidir. (Şekil 5.3-B) deformasyon olayı için gerekli eşit olmayan yer değiştirmelerini gösterir.



Şekil 5.4 Deformasyon tipleri.

Genişleme (veya sıkışma) deformasyonu:

Olayı daha iyi algılamak için katının içindeki A ve B noktalarının lineer deformasyondan sonraki değişimlerini düşünelim.



Şekil 5.5 Lineer deformasyon.

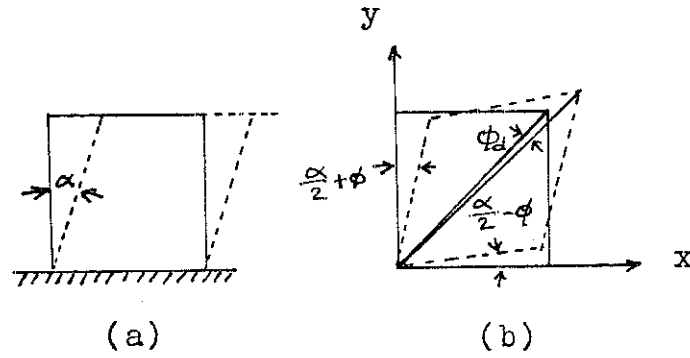
A ile B noktalarının arasındaki uzaklık dx parçasıdır. Bir genişleme hareketi A'yı A'ne ve B'yi B'ne getirir. Hareketin sonucunda (u) uzaklığı daha sonra $(u+du)$ uzaklığına ulaşır. Ayrılan (dx) parçasındaki değişimin $\{(u+du)-u\}$ orijinal (dx) parçasına oranı deformasyon olarak tanımlanır ve (x) doğrultusundaki deformasyon bileşeni;

$$\varepsilon_x = \frac{(u+du)-u}{dx} = \frac{\partial u}{\partial x} \quad (5.6)$$

dir. Sismik bir dalga bir katıdan geçerken izlenen lineer bir deformasyon 10^{-6} civarında çok küçük bir değerdedir.

Kayma (kesme) Deformasyonu:

Eğer kübik bir blok alt ve üst yüzeyi hareketsiz kalacak şekilde çimentolaşmışsa, şekilde görüldüğü gibi yatay çekme kuvveti üst yüzeye uygulanır. Başlangıçta



Şekil 5.6 Kübik blok için kayma deformasyonunun iki tanımı.

(a) Bir yüzeyi sabit bir blok.

(b) Bir noktasından sabit bir blok.

düşey yüzey distorsiyondan sonra eğilir. Bu eğilme sonucunda (α) açısı yapar. Daha iyi bir analiz için, bir yüz boyunca kayma altında elastik deformasyon tanımlanır.

Çünkü kayma deformasyonu bir köşegen boyunca uzama, diğer köşegen boyunca kısalma, köşegen boyunca hareket ve köşegenin dönmesi şeklinde karışık bir kombinezondur. Şekilde bu geometri görülmektedir. (yz) referans düzlemi ile deforme olmuş yatan orijinal düzlem arasındaki açı (diyagramdaki açı çok fazla abartılmıştır), $(\frac{\alpha}{2} + \phi_d)$ açısıdır. (ϕ_d) köşegenin dönme açısıdır. (y) büyümesi veya $\frac{\partial u}{\partial y}$, yani deformasyonun büyüme oranı çok küçük $(\frac{\alpha}{2} + \phi_d)$ açısı için yaklaşık olarak tanjantına eşittir. Benzer şekilde $(\frac{\alpha}{2} - \phi)$ açısı $(\frac{\partial v}{\partial x})$ 'e yaklaşır. Kayma deformasyonu (α) ve dönmeyi (ϕ_d) çözmek için aşağıdaki işlemler yapılır:

$$\frac{\alpha}{2} + \phi_d = \frac{\partial u}{\partial y} \quad (5.7)$$

$$\frac{\alpha}{2} - \phi_d = \frac{\partial v}{\partial x} \quad (5.8)$$

bağıntılarından α ve ϕ_d elde edilir:

$$\alpha = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = \epsilon_{xy} \quad (5.9)$$

$$\phi_d = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial x} \right) \quad (5.10)$$

Aynı harf sistemiyle olaylar daha rahat izlenir. Bunun için kayma deformasyonunu (α) yerine (ϵ_{xy}) ile göstermek kolaylık sağlar.

Üç boyutlu deformasyona geçilirse (şekil 5.3)'te F noktası için yer değiştirme bileşenleri (u, v, w) ve buna yakın G noktasının yer değiştirme bileşenleri $(u+du, v+dv, w+dw)$ dir. Altı bağımsız deformasyon bileşeni şöyledir:

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}, \quad \epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}, \quad \epsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} \quad (5.11)$$

$$\begin{aligned}
\varepsilon_{xy} &= \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \\
\varepsilon_{xz} &= \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \\
\varepsilon_{yz} &= \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y}
\end{aligned} \tag{5.12}$$

Görüldüğü gibi bileşenlerin iki grubu vardır. Birinci grup bileşenler sadece nakil yer değiştirmelerini içerir. Yani sıkışma (kompresyonel) ve genişleme (dilatasyonel) deformasyonu. Bu bileşenler (ε_x , ε_y , ε_z) dir. İkinci grup (ε_{xy} , ε_{xz} ve ε_{yz}) sadece dönme hareketini tanımlar ki, buna kayma (kesme) deformasyonu denir. Gerilme durumunda kayma deformasyonu sıfır olduğu zaman sıkışma ve genişleme deformasyonları esas deformasyon olarak adlandırılır. (Şekil 5.4) te deformasyonların bazı basit tipleri görülmektedir.

5.1.3. KÜBİK DİLATASYON (GENİŞLEME)

Üç koordinat eksenini boyunca benzer şekilde (uzama ve kısalma) üç boyutlu hacim deformasyonu olursa, çekme deformasyonu durumunda hacim genişlemesi, basınç deformasyonu durumunda hacim küçülmesi olacaktır. Hacimdeki değişim oranı hacim deformasyonundan önce kübik dilatasyon olarak adlandırılır. Deformasyondan önce dx dy dz dikdörtgen elemanları düşünelim. Deformasyon olduğu zaman;

$$dx(1+\varepsilon_x) ; \quad dy(1+\varepsilon_y) ; \quad dz(1+\varepsilon_z) \tag{5.13}$$

haline gelir ve hacim;

$$\begin{aligned}
dx \, dy \, dz \, (1+\varepsilon_x)(1+\varepsilon_y)(1+\varepsilon_z) &= dx \, dy \, dz \left[1 + (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z) + \right. \\
&\quad (\varepsilon_x \varepsilon_y + \varepsilon_x \varepsilon_z + \varepsilon_y \varepsilon_z) + \\
&\quad \left. \varepsilon_x \varepsilon_y \varepsilon_z \right]
\end{aligned} \tag{5.14}$$

şeklinde gösterilir. Sağdaki üçüncü ve dördüncü terimler birinci terime oranlanırsa ihmal edilebilir.

$$(1 + \varepsilon_x)(1 + \varepsilon_y)(1 + \varepsilon_z) = 1 + (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z) \quad (5.15)$$

elde edilir. Kübik dilatasyon (θ);

$$\theta = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z \quad (5.16)$$

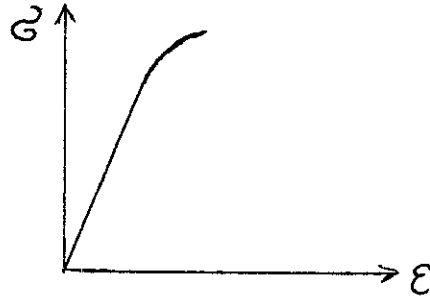
olduğuna göre,

$$\theta = (1 + \varepsilon_x)(1 + \varepsilon_y)(1 + \varepsilon_z) \quad (5.17)$$

şeklinde tanımlanır.

5.1.4. GERİLME VE DEFORMASYON ARASINDAKİ BAĞINTI

Gerilme ile birim uzama (deformasyon) arasındaki oranın sabit olduğu ilk defa Robert Hooke tarafından ifade edildiğinden, bu prensibe " Hooke Kanunu " denilmiştir.



$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (5.18)$$

Şekil 5.7 Gerilme-deformasyon grafiği.

İzotrop bir cisim için gerilme-deformasyon bağıntılarını (Bullen, y965) aşağıdaki gibi vermiştir:

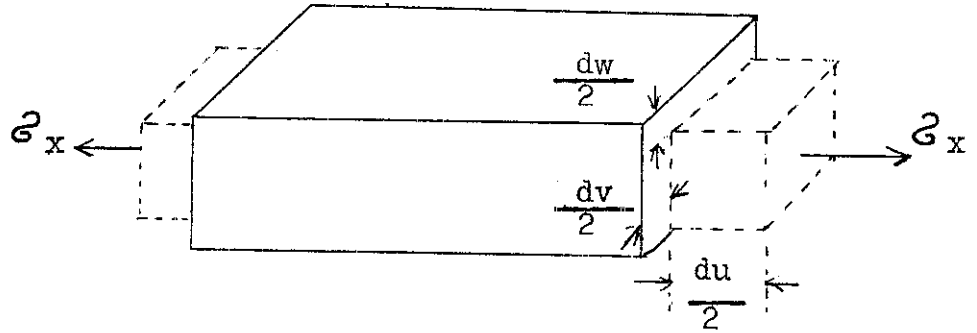
$$\begin{aligned} \sigma_x &= (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z) + 2 G \varepsilon_x \\ \sigma_y &= (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z) + 2 G \varepsilon_y \\ \sigma_z &= (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z) + 2 G \varepsilon_z \end{aligned} \quad (5.19)$$

$$\begin{aligned}\tau_{xy} &= 2 G \varepsilon_{xy} \\ \tau_{xz} &= 2 G \varepsilon_{xz} \\ \tau_{yz} &= 2 G \varepsilon_{yz}\end{aligned}\quad (5.20)$$

ve G parametreleri Lamé sabitleri olarak adlandırılır. İzotrop katılarda ortamın elastik özelliklerini daha iyi tanımlamak için (λ ve G) katsayılarının saptanması gerekir.

5.1.5. ELASTİK MODÜLLER (VEYA ELASTİK SABİTLER)

(a) Young Modülü (E):



Şekil 5.8 Elastik katı ortamda lineer deformasyon.

Elastik katı bir ortamda tek bir doğrultuda lineer deformasyon, materyalin elastik özelliğini tanımlar. Basınç (kompresyonel) veya genişleme (dilatasyonel) gerilme ile lineer deformasyon arasında doğru orantı vardır. Bu (E) Young modülü olarak ta bilinir.

$$\sigma_x = E \frac{\partial u}{\partial x} \quad \text{veya} \quad \sigma_x = E \varepsilon_x \quad (5.21)$$

(b) Bulk Modülü (K):

Gerilmeler hidrostatik basınçtaki P artışından oluşuyorsa, bütün gerilme bileşenleri P 'ye eşittir. Üç eksen boyunca $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ basınç veya çekme gerilmelerini düşünelim. Bu gerilme bileşenleriyle her bir de-

formasyon bileşeni yazılabilir.

$$\begin{aligned} E \frac{\partial u}{\partial x} &= \sigma_x - \mu \sigma_y - \mu \sigma_z \\ E \frac{\partial v}{\partial y} &= -\mu \sigma_x + \sigma_y - \mu \sigma_z \\ E \frac{\partial w}{\partial z} &= -\mu \sigma_x - \mu \sigma_y + \sigma_z \end{aligned} \quad (5.22)$$

Bu üç denklemi toplarsak;

$$E \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) = (1 - 2\mu)(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$$

$$E \theta = (1 - 2\mu) 3 \Delta P$$

$$\theta = \frac{\Delta V}{V}$$

$$\frac{\theta}{\Delta P} = \frac{\Delta V}{\Delta P V}$$

$$K = \frac{\Delta P}{\theta} = \frac{E}{3(1 - 2\mu)} \quad (5.23)$$

elde edilir. K, sıkışmazlık (Bulk) modülüdür. Bunun tersi sıkışabilirlik modülüdür:

$$\beta = \frac{1}{K} \quad (5.24)$$

$K = \frac{\Delta P}{\theta}$ formülünde basınç sonucunda oluşan kübik deformasyon ile gerilme arasında sabit bir ilişki vardır. Buna (Bulk modülü) denir.

(c) Rijidite (kayma) Modülü (G):

Kayma gerilmesi ile kayma deformasyonu arasında basit bir bağıntı vardır. Sismik dalga yayılmalarında çok küçük deformasyonlar için kayma gerilmesi ile kayma deformasyonu orantılıdır. Bu orantısabittir (G). Bu bağıntı şöyledir:

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} = G\alpha = G\left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}\right) = G\varepsilon_{xy} \quad (5.25)$$

(G) rijitlik modülü olarak adlandırılır. Rijitlik modülü, Young modülü ve Poisson oranı terimleri ile ifade edilebilir.

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (5.26)$$

Çok iyi kayalar için (G), 0.1 ile 0.7 M. bar aralığında değerler alır.

(d) Poisson Oranı (μ):

Genişleme veya sıkışma durumlarında enine birim değişimin (enine deformasyonun) boyuna birim değişmeye (boyuna deformasyon) oranı Poisson oranı olarak tanımlanır.

$$\mu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} \quad (5.27)$$

Üç boyutlu cisimler için gerilme ve deformasyon arasındaki bağıntı daha komplekstir. (Şekil 5.8) de çekme gerilmesinin (σ_x), (x) doğrultusunda du uzamasına neden olduğu görülmektedir. Fakat aynı zamanda (y) ve (z) doğrultularında daralma olur. (dv) ve (dw) nın (du) ya bağlı olduğu sabit (μ) Poisson oranıdır. Bu bağıntıları aşağıdaki denklemlerle ifade edebiliriz.

$$\begin{aligned} \sigma_x &= E \varepsilon_x = E \frac{\partial u}{\partial x} \\ -\mu \sigma_x &= E \varepsilon_y = E \frac{\partial v}{\partial y} \\ -\mu \sigma_x &= E \varepsilon_z = E \frac{\partial w}{\partial z} \end{aligned} \quad (5.28)$$

(-) işareti daralmayı gösterir.

Tek eksenli gerilme uygulandığı zaman hacim değişmesi olmazsa ($\mu=0.5$) maksimum değerini alabilir. Çok iyi konsolide olmuş, havalanmamış taneli kireçtaşı ve kristalen kayalar için (μ , 0.2 den 0.3 e) kadar değişir. Porozlu ve havalanmamış sedimanter kayalarda (μ , 0.05 ten 0.02 ye) kadar değişir.

(e) Lamé Modülü (λ):

Eğer bir küp yukarıya doğru σ_z gerilmesi ile uzatılırsa yukarıya doğru ϵ_z deformasyonu veya yana doğru σ_x karşı gerilmesi oluşur. Sheriff (1969) aşağıdaki şekilde (λ) yı vermiştir.

$$\sigma_x = \lambda \epsilon_z \quad (5.29)$$

(E , K , G , μ ve λ) sabitlerinden herhangibiri diğer iki sabite bağlı olarak aşağıdaki şekilde yazılabilir.

$$E = \frac{G(3\lambda + 2G)}{(\lambda + G)} = \frac{9KG}{3K + G}$$

$$K = \frac{3\lambda + 2G}{3} = \frac{E}{3(1 - 2\mu)}$$

(5.30)

$$G = \frac{3(K - \lambda)}{2} = \frac{E}{2(1 + \mu)}$$

$$\mu = \frac{\lambda}{2(\lambda + G)} = \frac{3K - 2G}{6K + 2G}$$

$$\lambda = \frac{3K - 2G}{3} = \frac{\mu E}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}$$

5.1.6. DALGA HAREKETİ

Tam elastik, izotrop ve homojen tek boyutlu bir çubuğun elastik deformasyonunda dalga denklemi;

$$\frac{\partial^2 q}{\partial x^2} = \frac{1}{v^2} \frac{\partial^2 q}{\partial t^2} \quad (5.31)$$

şeklindedir. (V), dalganın yayılma hızı ve

$$q = A \sin K (V t - x) \quad (5.32)$$

partikülün yer değiştirme fonksiyonu veya potansiyelidir.

$$\mathcal{G} = \frac{F}{A} \quad (5.33)$$

Gerilme bağıntısıdır. Gerilmelerin etkisi ile bir yer değiştirme olacaktır. Bunu noktalı olarak gösterelim.



Şekil 5.9 İnce bir çubuğun elastik deformasyonunun neden olduğu boyuna gerilim dalgası.

$$F(x) = \mathcal{G}(x) dA \quad (5.34)$$

$$F(x + dx) = \mathcal{G}(x + dx) dA \quad (5.35)$$

yazabiliriz. Yine,

$$F = m a \quad \text{ve} \quad m = \rho dA dx \quad (5.36)$$

olduğu biliniyor. (u) mesafe olarak alınır, bunun zamana göre ikinci türevi ivmeyi verir.

$$a = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (5.37)$$

$$F(x) = \rho dA dx \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (5.38)$$

şeklinde yazılabilir. Kütle üzerindeki net kuvvet,

$$F(x) = [\mathcal{G}(x + dx) - \mathcal{G}(x)] dA \quad (5.39)$$

$$[\mathcal{G}(x + dx) - \mathcal{G}(x)] dA = \rho dA dx \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (5.40)$$

$$[\mathcal{G}(x + dx) - \mathcal{G}(x)] = d\mathcal{G} \quad (5.41)$$

yazılabilir. Bu bağıntı,

$$d\mathcal{G} \rightarrow \frac{d\mathcal{G}}{dx} dx$$

şekline getirilebilir. Deformasyon;

$$\frac{du}{dx} = \frac{(u + du) - u}{dx} \quad (5.42)$$

$$E = \frac{\text{gerilme}}{\text{deformasyon}} = \frac{\mathcal{G}}{du/dx} \quad (5.43)$$

$$\mathcal{G} = E \frac{du}{dx}$$

$$\frac{d\mathcal{G}}{dx} = E \frac{d^2 u}{dx^2} \quad (5.44)$$

$$d\mathcal{G} = \frac{d\mathcal{G}}{dx} dx = E \frac{d^2 u}{dx^2} dx$$

bu bağıntı (5.40) denkleminde yerine konursa,

$$E \frac{d^2 u}{dx^2} dx = \rho dx \frac{d^2 u}{dt^2}$$

$$\frac{d^2 u}{dx^2} = \frac{\rho}{E} \frac{d^2 u}{dt^2}$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{\rho}{E} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (5.45)$$

bulunur. Bilinen dalga denklemini yazalım.

$$\frac{\partial^2 q}{\partial x^2} = \frac{1}{v^2} \frac{\partial^2 q}{\partial t^2}$$

buradan,

$$\frac{1}{v^2} = \frac{\rho}{E}$$

$$v = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

(5.46)

elde edilir. O halde dalga hızı elastik parametreler cinsinden verilebilir. Üç boyutlu dalga denklemi de benzer şekilde elde edilebilir. Yoğunluğu (ρ) olan bir cismin birim hacmine uygulanan gerilme farkından oluşan yer değiştirmeye Newton'un hareket denklemi (x) eksenini boyunca uygulanırsa,

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial T_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial T_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial T_{xz}}{\partial z} \quad (5.47)$$

yazılabilir. Homojen bir ortam için λ ve G sabitlerine bağlı olarak aşağıdaki ifadeleri yazabiliriz:

$$T_{xx} = \lambda \theta + 2G \frac{\partial u}{\partial x}$$

$$T_{xy} = G \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \right) \quad (5.48)$$

$$T_{xz} = G \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right)$$

Bunları yukarıdaki denklemlerde yerine koyarsak;

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \lambda \frac{\partial \theta}{\partial x} + 2G \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + G \left(\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y \partial x} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial z} \right)$$

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \lambda \frac{\partial \theta}{\partial x} + G \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) +$$

$$G \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right)$$

elde edilir. Bu denklemde,

$$\nabla^2 u = \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

ve

$$\theta = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z}$$

yerlerine konursa;

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \theta}{\partial x} + G \nabla^2 u \quad (5.49)$$

şeklini alır. Benzer şekilde (y) ekseni boyunca (v) için ve (z) ekseni boyunca (w) için diğer denklemler türetilir.

$$\rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \theta}{\partial y} + G \nabla^2 v \quad (5.50)$$

$$\rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \theta}{\partial z} + G \nabla^2 w \quad (5.51)$$

Bu üç denklemden iki çeşit dalga hareketi tanımlanabilir.

Genişleme (dilatasyonel) Veya Sıkışma (kompresyonel) Dalga Hareketi:

Yukarıdaki son üç denklemden (u) için (x) doğrultusunda, (v) için (y) doğrultusunda ve (w) için (z) doğrultusunda türev alınır ve taraf tarafa toplanırsa,

$$\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right) = (\lambda + G) \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} + G \nabla^2 \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)$$

$$\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right) = (\lambda + G) \frac{\partial^2 \theta}{\partial y^2} + G \nabla^2 \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right)$$

$$\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial w}{\partial z} \right) = (\lambda + G) \frac{\partial^2 \theta}{\partial z^2} + G \nabla^2 \left(\frac{\partial w}{\partial z} \right)$$

$$\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) =$$

$$(\lambda + G) \nabla^2 \theta + G \nabla^2 \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right)$$

$$\rho \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = (\lambda + G) \nabla^2 \theta + G \nabla^2 (\theta)$$

$$\rho \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = (\lambda + 2G) \nabla^2 \theta \quad (5.52)$$

Bu elde ettiğimiz sıkışma (kompresyonel) dalga denklemini genel dalga denklemi ile karşılaştırırsak;

$$\frac{\partial^2 q}{\partial x^2} = \frac{1}{v_p^2} \frac{\partial^2 q}{\partial t^2}$$

$$\nabla^2 \theta = \frac{\rho}{\lambda + 2G} \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2}$$

$$v_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} \quad (5.53)$$

ve G elastik parametreleriyle ifade edilebilir.

Kayma (shear) Dalga Hareketi:

Bu dalga hareketini tanımlamak için yukarıdaki üç genel denklemden, (u) için (y) doğrultusunda ve (v) için (x) doğrultusunda türev alınır. Bunlar birbirinden çıkarılır.

$$\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial u}{\partial y} \right) = (\lambda + G) \frac{\partial^2 \theta}{\partial x \partial y} + G \nabla^2 \left(\frac{\partial u}{\partial y} \right)$$

$$\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial v}{\partial x} \right) = (\lambda + G) \frac{\partial^2 \theta}{\partial x \partial y} + G \nabla^2 \left(\frac{\partial v}{\partial x} \right)$$

$$\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial u}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial x} \right) = G \nabla^2 \left(\frac{\partial u}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial x} \right)$$

Elde edilen bu bağıntıda basitleştirme yapmak için;

$$\psi_x = \frac{\partial u}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial x}$$

dersek ve bunu yukarıdaki son denkleme yerine koyarsak,

$$\rho \frac{\partial^2 \psi_x}{\partial t^2} = G \nabla^2 \psi_x$$

$$\frac{\partial^2 \psi_x}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho} \nabla^2 \psi_x$$

veya

$$\nabla^2 \psi_x = \frac{\rho}{G} \frac{\partial^2 \psi_x}{\partial t^2} \quad (5.54)$$

bu elde edilen kayma (shear) dalgası denklemini genel dalga denklemi ile karşılaştırırsak, (V_s) enine dalga hızının G ve ρ parametreleriyle ifade edilebileceği görülür.

$$\nabla^2 \psi_x = \frac{\rho}{G} \frac{\partial^2 \psi_x}{\partial t^2}$$

$$\frac{\partial^2 q}{\partial x^2} = \frac{1}{V_s^2} \frac{\partial^2 q}{\partial t^2}$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (5.55)$$

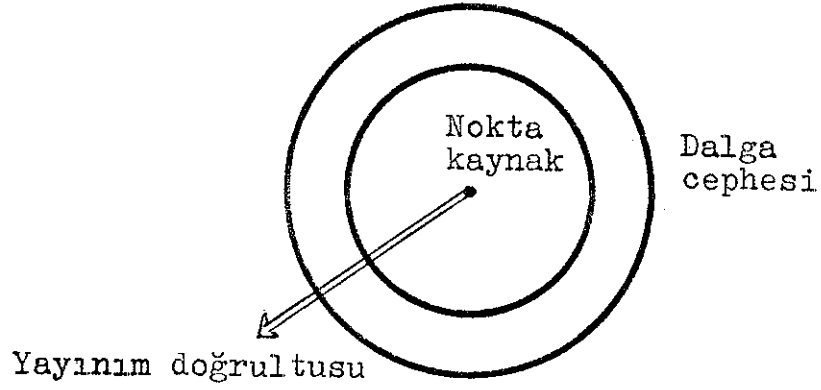
5.2. SİSMİK DALGA ÇEŞİTLERİ

Dört tip dalga sismolojiden bilinir. Bunlar (P) boyuna dalgaları (hacim değişimi dilatasyon veya kompresyon), (s) enine dalgaları (eş hacim kayma), (L_R) Rayleigh ve (L_Q) Love dalgaları olarak bilinir. İlk ikisi cisim dalgaları olarak ta tanımlanır. Yüzeysel dalgaları olarak bilinen Rayleigh ve Love dalgaları yüzeysel boyunca yayılırlar ve genlikleri derinlikle azalır.

Elastik ortamda iki çeşit dalga söz konusudur:

- (a) Rotasyon (eş hacim) dalgası.
- (b) Dilatasyon veya kompresyon (hacim değişimi) dalgası.

Bu dalgaların ikisine birden cisim dalgaları adı verilir. Bir sismografin kaydettiği sismogramda çeşitli dalgalar görülür. Bunlardan bir kısmı yer yüzünde, bir kısmı yer içinde yayılırlar. Yer içinde yayılan dalgalar boyuna ve enine dalgalardır.



Şekil 5.10 Nokta kaynaktan dalga yayılımı.

Homojen, izotrop ve tam elastik bir ortamda yukarıdaki şekilde görüldüğü gibi bir nokta kaynaktan çıkan dalgalar düzgün küre yüzeyleri şeklinde yayılırlar. Aynı karakterli ve aynı fazlı titreşim noktalarını birleştiren eğrilere dalga cephesi adı verilir. Dalga cepheslerine dik eğrilere ışın denir. İki sıkışma veya genleşme arasına dalga boyu denir. (r) küre yarı çapı arttıkça dalga cephesi düzlem dalga haline gelir. O halde dilatasyon (veya kompresyon) dalgasının bir düzlem dalga olması durumu (P) boyuna dalgasına ve rotasyon dalgasının bir düzlem dalga olma durumu ise (S) enine dalgasına karşılık gelir.

5.2.1. BOYUNA DALGALAR (P):

Bu dalga tipi kompresyonel veya primer (daha çok P) dalgası olarak bilinir. Cismin içinde yayılım doğrultusunda titreşim gösteren dalgalardır.

İki sıkışma veya genleşme arasına dalga boyu denir. (r) küre yarıçapı arttıkça dalga cephesi (şekil 5.11) düzlem dalga (şekil 5.12) durumuna gelir.

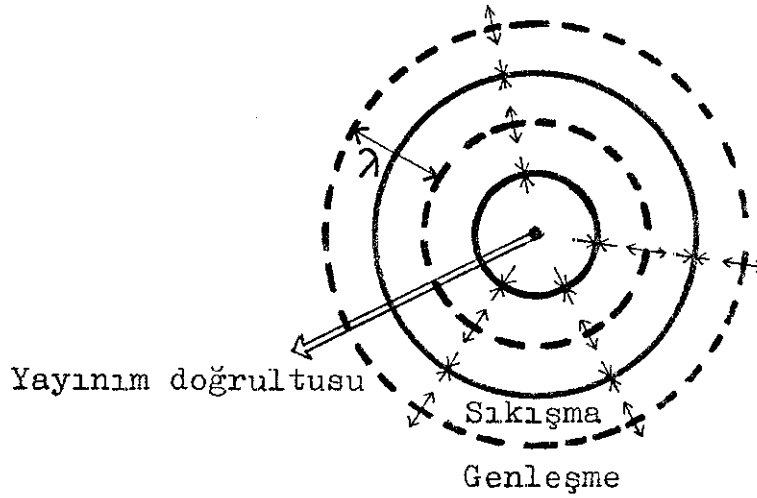
Boyuna dalga hızı, ortamın elastik sabitleri ve birim hacim ağırlığına aşağıdaki şekilde bağlıdır.

$$V_p = \sqrt{(\lambda + 2G)/\rho} = \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{1-\mu}{(1-2\mu)(1+\mu)}}$$

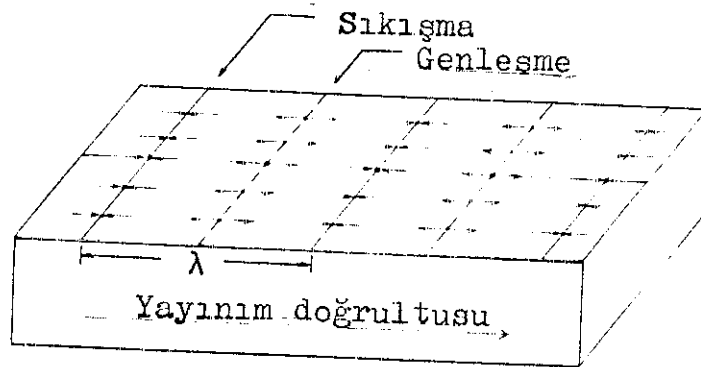
$$V_p = \sqrt{\frac{K + \frac{4}{3}G}{\rho}}$$

(5.56)

P dalgası yalnız P ve SV dalgaları verebilir. SV geliş düzleminde polarlanmış S dalgasıdır. Geliş düzlemi, ayırma yüzeyi yatay olduğu zaman düşeydir.



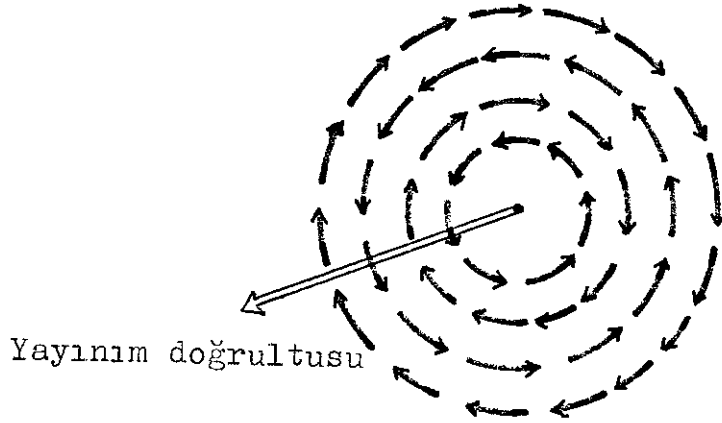
Şekil 5.11 Nokta kaynaktan boyuna dalga yayılması.



Şekil 5.12 Düzlem dalga durumunda boyuna dalga yayılması.

5.2.2. ENİNE DALGALAR (S):

Kayma veya sekonder (daha çok S) dalgası olarak bilinen enine dalgalar, yayılım doğrultusuna dik düzlem içerisinde titreşir. Şekilde görüldüğü gibi dönme söz konusudur. İç içe tersine dönüş yönleri olan küreleri düşünürsek, yayılım doğrultusuna dik düzlem içerisinde



Şekil 5.13 Nokta kaynaktan enine dalga yayılması.

titreşim gösteren dalgalardır. Burada deformasyon kayma hareketi şeklinde olur. Şekil 5.14'te görüldüğü gibi rotasyon dalgası bir düzlem dalga şeklinde olursa (S) enine dalgasına karşılık gelir.

Enine dalga, ortamın elastik sabitlerine ve yoğunluğuna şu şekilde bağlıdır:

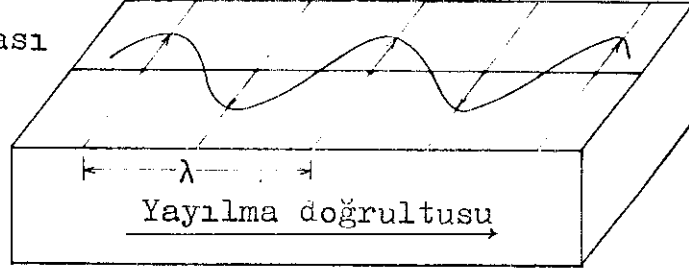
$$v_s = \sqrt{G/\rho} = \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{1}{2(1+\mu)}} \quad (5.57)$$

- * P dalgası P ve SV dalgalarını verebilir.
- * SV dalgası P ve SV dalgalarını verebilir.
- * SH dalgası (geliş düzlemine dik düzlemde polarlanmış S dalgası) yalnız SH dalgası verir. Herhangibir S dalgası, SV ve SH dalgalarının birbiri üzerine binme-

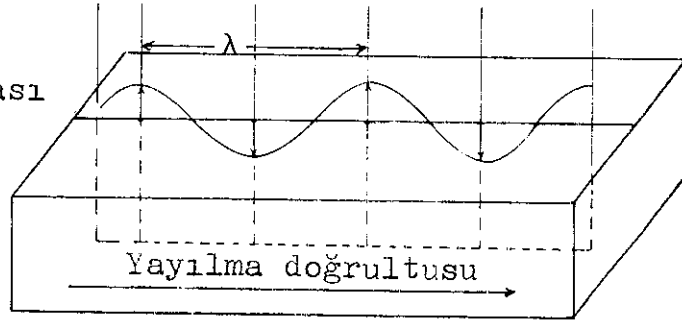
sinden elde edilir.

* S dalgasının iki şekli vardır. SH ve SV dalgalarını şekil 5.15'te izliyoruz.

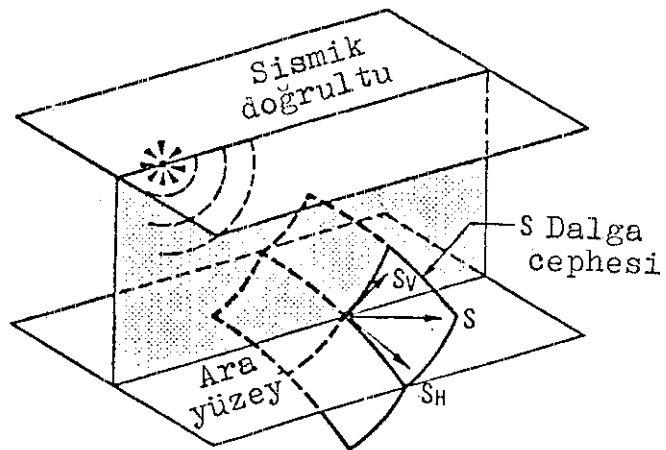
(a) SH dalgası



(b) SV dalgası



Şekil 5.14 S dalgalarında partikülün yer değiştirmesi. (a) SH dalgası. (b) SV dalgası.

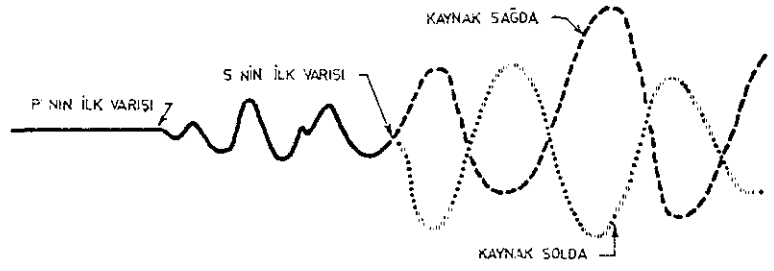


Şekil 5.15 S dalgalarının yayılım düzlemleri.

SH Dalgaları:

Elastisite teorisinden bilindiği gibi; P ve SV dalgalarına göre, SH dalgalarının bir ortamda yayılışı daha basittir. Yani, bir süreksizliğe gelen hiçbir dalga SH dalgalarının yansıma ve kırılmasından oluşmaz. Böylece yalnız SH dalgaları yayan bir sismik kaynak veya herhangi bir tertip oluşturulduğunda elde edilen sismogramlar oldukça basittir ve kolaylıkla değerlendirilebilirler.

Jolly, kendisinin tertiplemediği silah (gun) denilen bir SH dalga jeneratörü kullanarak ilk defa böyle bir deneyi başarıyla gerçekleştirmiştir. Japonya'da ise Kobayashi ve diğer araştırmacılar, halen pratikte küçük çapta deneyler için kullanılan basit bir SH dalga jeneratörü tertiplemişlerdir. Bu yöntemde, yeryüzeyine tam olarak temas etmesi için üzerine yeteri kadar ağırlık konulmuş ahşap bir plakaya (1.5 - 2.5m. uzunluğunda 30 - 40cm. genişliğinde ve 5 - 8cm. kalınlığında) kenarlarından bir çekiçle vurulmaktadır. Bu vuruş nedeniyle, plaka ve zemin arasında ani kesme kuvveti ve dolayısıyla SH dalgaları yayılmaktadır. Yöntem basit ve pratik olduğu halde SH dalgalarının ilk hareketleri bir dereceye kadar sönüktür. Çünkü insan gücüyle elde edilen genliklerin izlenebildiği uzaklık 150m. den azdır. Bu şekilde darbe (impuls) ile yapılan V_s enine dalga ölçmelerinde, S enine dalga enerjisini P boyuna dalga enerjisinden ayıran tek bir özelliği vardır. Tahta kalasın bir ucuna vurulduğunda ilk gelen S dalgasının polaritesi, tahta kalasın diğer ucuna vurulduğunda gelen S dalgasının polaritesine göre farklı yöndedir. Bunu şekil 5.16'da izliyoruz. Buna karşılık P dalga enerjisinin yönü aynı kalır. Böylece iki dalga enerjisini birbirinden kolaylıkla ayrılabilir. Daha büyük enerjili SH dalgası üretmek için Kayma Dalgası Vibratörü ve Marthor çekiçi geliştirilmiştir.



Şekil 5.16 İlk varış zamanını belirtmekte kullanılan S dalga enerjisinin 180° lik faz değişimini gösteren, yön değiştirebilen iki yönlü enerji kaynağı ile oluşturulmuş ve üst üste getirilmiş iki sismik enerji izi.

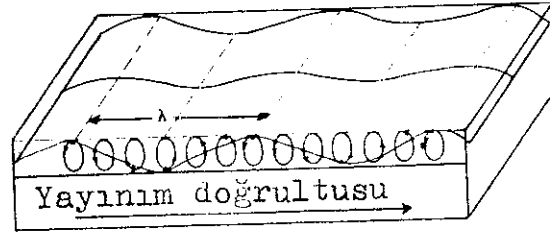
SV Dalgaları:

Bilindiği gibi, yeraltı tabakalarının fiziksel özelliklerinin araştırılmasında yerinde yapılan S dalga hızlarının ölçülmesi önemlidir. Alışlagelen sismik kaynaklardan elde edilen sismogramlarda SV fazlarının ayırt edilmesi güçtür. Teorik olarak ışınsal modellerde merkeze göre küresel simetri varsa S dalgası beklenemez. Ancak asimetric durum varsa SV dalgası beklenebilir. SV dalgalarının yayılımı P dalgaları ile ilgilidir. SV dalga varışlarını gölgeleyecek olan P dalgasından kurtulmak güçtür. Bunun için aletsel olarak P ve S dalgalarının genlik oranlarını düzeltmek gerekir.

Rayleigh Dalgaları (L_R):

Yarı sonsuz bir ortamda Rayleigh dalgaları, yüzey yer değiştirmesinin yatay bileşenini içeren eliptik ve geri dönen hareketinden oluşur. Yarı sonsuz denilince süreksizlik yüzeyi ve ara yüzeyi amaçlanır. Bu dalgalar ara yüzeyde oluşur ve derinlere doğru genlikleri eksponansiyel olarak azalır.

Her partikülün hareketi büyük eksenini düşey olan

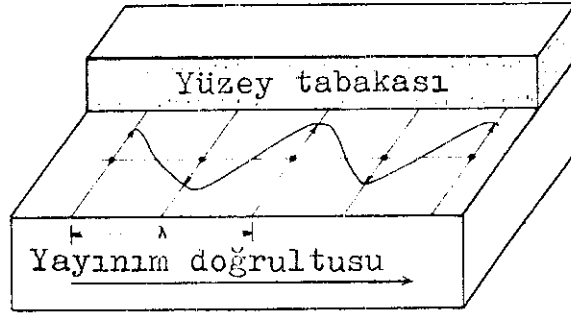


Şekil 5.17 Rayleigh dalgalarının yayılmasında bir partikülün hareketi.

bir elips üzerinde saat yönünün ters yönünde hareket eder. Rayleigh dalgasının hızı yüzey civarındaki elastik parametrelere bağlıdır. Bu dalganın hızı S dalganın hızından küçüktür. Rayleigh dalgasının hızı, frekansı ile değişir. Bu olaya dispersiyon denir.

Love Dalgaları (L_Q):

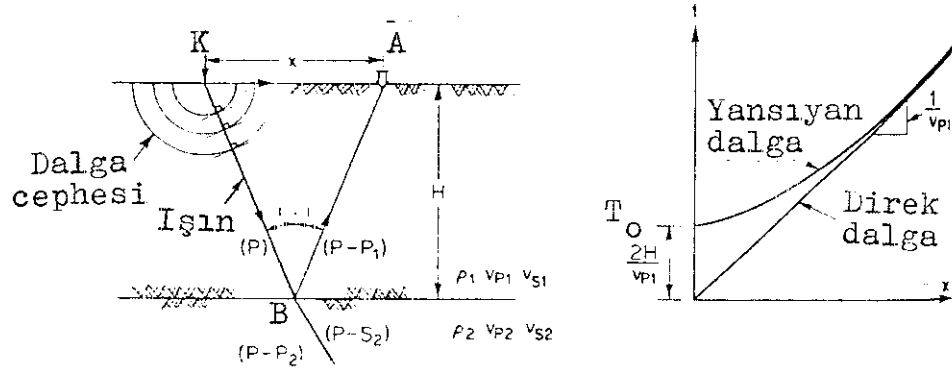
Love dalgaları düşey bileşeni olmayan, yayılma doğrultusuna dik, yatay hareketle karakterize edilir. Bu dalgalar tabakalı ortamlarda oluşur. Love dalgaları genellikle dispersiyon gösterir.



Şekil 5.18 Love dalgalarının yayılmasında partikül hareketi.

5.3 SİSMİK DALGALARIN YAYINIMI

Fermat'a göre dalga en kısa yoldan yayılır. Bu durumda dalga cephesini çizersek, doğrudan ibarettir. (K) noktasında uygulanan bir titreşim kaynağından yayılan dalgalar, yüzeye yerleştirilmiş alıcıya (A) farklı yolları izleyerek farklı zamanlarda gelir. K'dan A'ya doğru yüzeyde hareket ederek gelen dalga doğru dalga diye adlandırılır. Bunun grafiği bir doğrudur. Doğrudan gelen dalganın geliş zamanı;

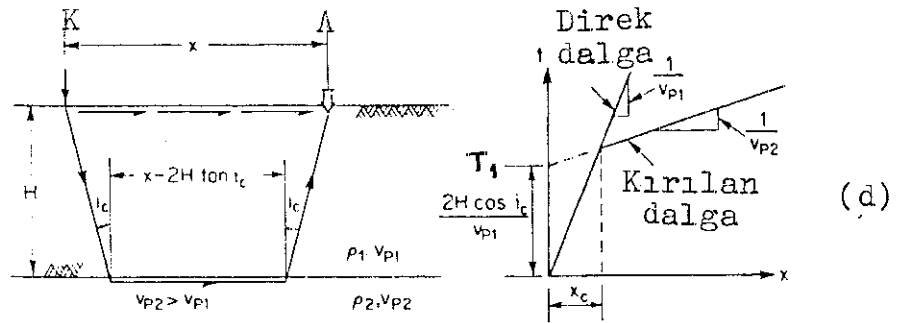
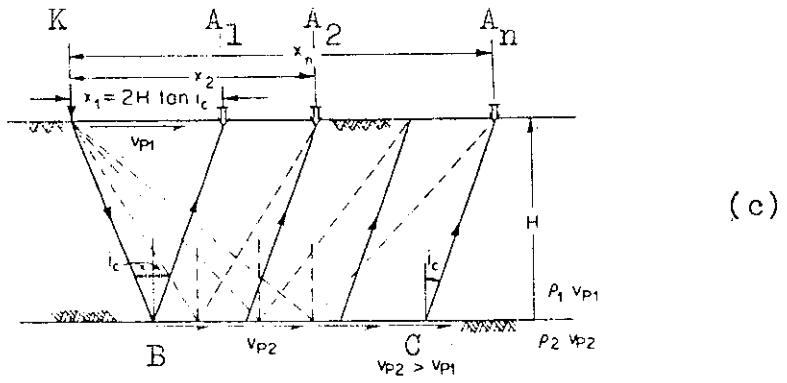
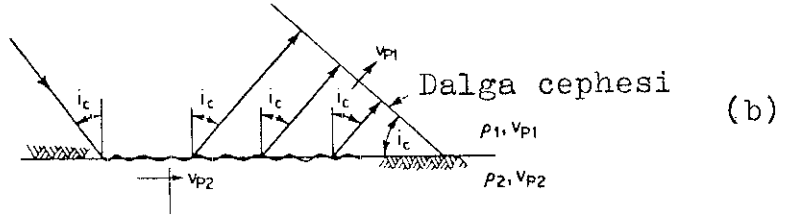
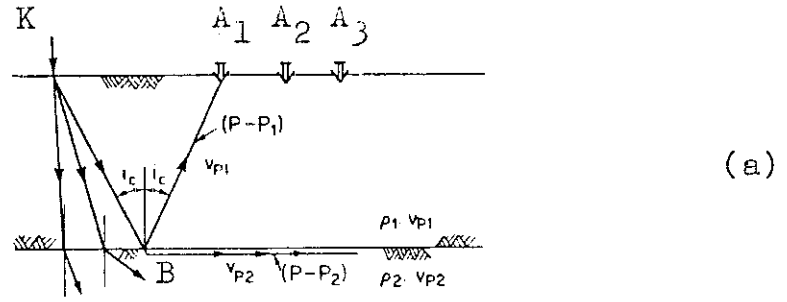


Şekil 5.19 Direk ve yansıyan dalgalar için ışın yolları ve yol-zaman grafikleri.

$$\bar{T}_0 = \frac{x}{v_{p1}}$$

şeklinde yazılabilir. KBA yolunu izleyen dalga yansıyan dalgadır. Yansıma yöntemi ile dalga yayılma hızını saptamak için, titreşim kaynağından çeşitli uzaklıklara yerleştirilmiş çok sayıda alıcı ile direk dalga ve yansıyan dalga varış zamanlarını kaydetmek gerekir. Alıcı noktaları birden fazla olunca x 'e bağlı olarak T_d değeri değişir. Yansıma sinyalinin eğrisi hiperboldür.

v_{p1} hızı sabit, H tabaka kalınlığı sabit, x alıcının titreşim kaynağına olan uzaklığı değişken olunca;



Şekil 5.20 Kırılan ve yansıyan dalgaların ışın yolları ve yol-zaman grafikleri.

(a) ve (b) Gelen dalganın kritik kırılma açısı.

(c) Direk ve kırılan dalgalar için ışın yolları.

(d) Direk ve kırılan dalgalar için ışın yolları ve yol-zaman grafikleri.

yansıyan dalganın geliş zamanı:

$$T_y = \sqrt{\frac{x^2 + 4H^2}{V_{P1}^2}} \quad (5.58)$$

şeklinde yazılır. $\bar{T}_0 = \frac{2H}{V_{P1}}$

dir.

Yansıma yöntemi ile dalga yayılma hızını belirle-
mekte güçlük vardır. Çünkü yansıyan dalgalar daima doğ-
ru (direk) dalgalardan daha sonra alıcıya gelir. Bu du-
rumda yansıyan dalgaların varış zamanını tam olarak ölç-
mek güçtür.

Tabakalı bir ortamda, üst tabakanın dalga yayılma
hızı alttaki tabakanın dalga yayılma hızından küçük ise,
yüzeyden gelen bir P dalgası kritik bir (i_c) açısı için,
kırılan bir P dalgası tabaka kesişme yüzeyine paralel o-
larak ikinci tabakada hareket etmektedir. Kırılan bu P
dalgası kesişme yüzeyi boyunca bir titreşim kaynağı o-
luşturmakta ve üst tabakada yüzeye doğru hareket eden
yeni bir dalga oluşturmaktadır. Şekil 5.20'de görüldü-
ğü gibi $KBCA_n$ yolunu izleyen dalgaya kırılan dalga denir.
Kırılan dalganın geliş zamanı:

$$T_k = 2H \sqrt{\frac{1}{V_{P1}^2} - \frac{1}{V_{P2}^2}} + \frac{x}{V_{P2}} \quad (5.59)$$

şeklinde yazılabilir. Birinci terim sabit, ikinci terim
değişkendir.

Eğik tabaka durumunda kırılan dalganın kesme za-
manı iki derinliğe bağlı olduğundan iki ayrı kesme zama-
nı söz konusudur. Bunları şöyle yazabiliriz:

$$T = x \left[\frac{\sin (i_c + \psi_a)}{v_{p1}} \right] + \frac{2H_K \cos i_c}{v_{p1}} \quad (5.60)$$

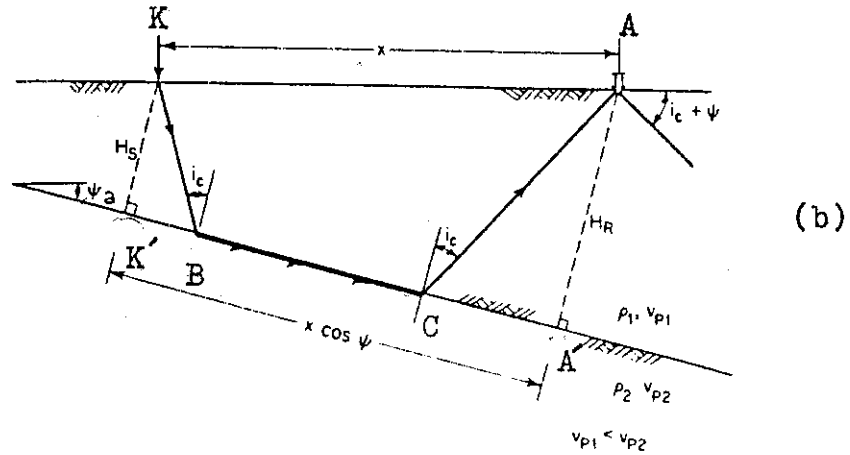
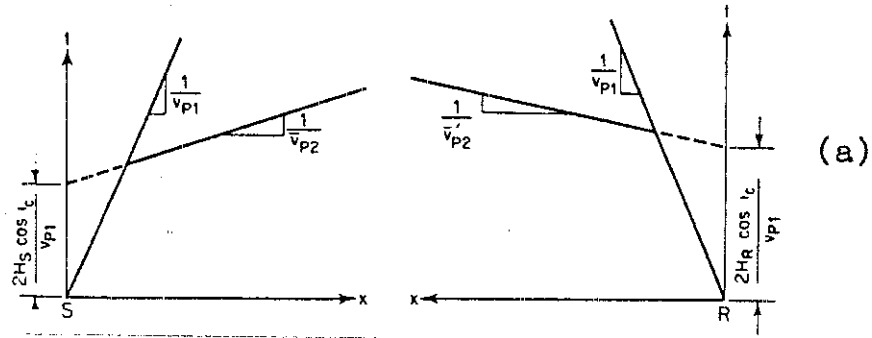
$$T = x \left[\frac{\sin (i_c - \psi_a)}{v_{p1}} \right] + \frac{2H_A \cos i_c}{v_{p1}}$$

Bu bağıntıları çözmek için aşağıdakileri hesaplamak gerekir.

$$\psi_a = \frac{1}{2} \left[\arcsin \left(\frac{v_{p1}}{v_{p2}} \right) - \arcsin \left(\frac{v_{p1}}{v_{p2}} \right) \right] \quad (5.61)$$

$$v_{p2} = \frac{2 v_{p2}' v_{p2}'}{v_{p2}' + v_{p2}'} \cos \psi_a \quad (5.62)$$

$$\sin i_c = \frac{v_{p1}}{v_{p2}} \quad (5.63)$$



Şekil 5.21 Eğik tabakalaşma durumunda kırılan dalga için ışın yolları ve yol-zaman grafikleri.

Elastik bir ortamda hareket eden bir kütle dalgası, başka bir elastik ortamla kesişme yüzeyine vardığı zaman, gelen dalga enerjisinin bir kısmı birinci ortama yansımakta, bir kısmı ise ikinci ortam içine iletilmektedir. Kesişme yüzeyine varan bir P dalgasından dört adet dalga oluşmaktadır:

- (1) Yansıyan bir P dalgasından ($P-P_1$)
- (2) Yansıyan bir SV dalgasından ($P-SV_1$)
- (3) Kırılan bir P dalgasından ($P-P_2$)
- (4) Kırılan bir SV dalgasından ($P-SV_2$)

Kesişme yüzeyine gelen bir kayma dalgasının iki bileşenini ayrı ayrı düşünmek gerekir. Bu bileşenlerden bir tanesi kesişme yüzeyine dik düzlemde hareket ederken (SV dalgası) diğeri ise kesişme yüzeyine paralel düzlemde hareket etmektedir. (SH dalgası)

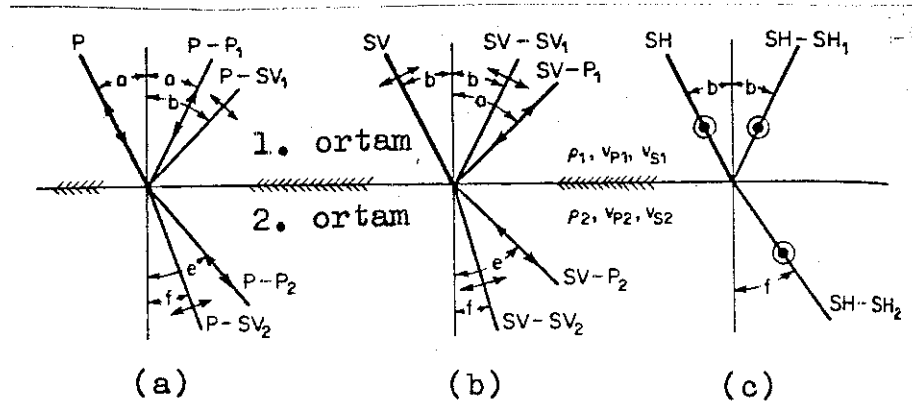
Gelen bir SV dalgasından oluşan dalgalar:

- (1) Yansıyan bir SV dalgasından ($SV-SV_1$)
- (2) Yansıyan bir P dalgasından ($SV-P_1$)
- (3) Kırılan bir SV dalgasından ($SV-SV_2$)
- (4) Kırılan bir P dalgasından ($SV-P_2$) dir.

Gelen bir SH dalgasından oluşan dalgalar:

- (1) Yansıyan SH dalgasından ($SH-SH_1$)
- (2) Kırılan SH dalgasından ($SH-SH_2$) dir.

P ve SV dalgaları yeni P ve SV dalgaları oluştururken, gelen bir SH dalgasından yalnız SH dalgaları oluşmaktadır. Bunun nedeni, SH dalgasının P dalgası oluşturacak kesişme yüzeyi düzlemine dik bileşeninin olmamasıdır. (Bak, şekil 5.22)



Şekil 5.22 İki elastik ortam arasındaki ara yüzde elastik dalganın dağılımı.

- (a) Gelen P dalgası.
 (b) Gelen SV dalgası.
 (c) Gelen SH dalgası.

$$\frac{\sin a}{V_{P1}} = \frac{\sin b}{V_{S1}} = \frac{\sin e}{V_{P2}} = \frac{\sin f}{V_{S2}} \quad (5.64)$$

5.4 SİSMİK HIZI ETKİLEYEN FAKTÖRLER

Sismik hızlar yoğunlukla ters orantılı, elastik parametrelerle doğru orantılıdır. Genel olarak elastik parametrelerin özellikleri moleküller arası ilişkilerle açıklanır. Molekül ilişkileri derinliğe (basınca) bağlı değildir. Fakat derinliğe (basınca) bağlı olarak kayacın iç yapısında öyle değişiklikler olur ki elastik parametreleri de değişikliğe uğrar. Bu yoğunluğu etkilediği gibi hız artışına da neden olur. Sismik hızı etkileyen faktörleri şöyle sıralayabiliriz:

- (a) Derinlik
 (b) Yoğunluk (kayacın cinsi)
 (c) Porozite
 (d) Basınç (basınca duraylı kayalar için).

Kayaçların elastik özelliklerinin saptanması bu kayaçların litolojik değerlendirilmesini daha gerçekçi

yapmak için gereklidir. Çünkü bu parametreler kayaçların litolojisine bağlıdır. Satürasyon sıvısının özellikleri P dalgalarını Sdalgalarına göre daha çok etkiler. V_s hızı; yoğunluğa, çimentoya, sıkışmaya, kırıklara ve eklemlere V_p hızından daha hassastır. (Tatham et al, 1978). Porozite arttıkça elastik modül artar. Poisson oranı bunun dışındadır. Farklı satürasyondaki kayaçlar için elastik modül değerlerini incelersek, su ile satüre (doygun) kayaçlarda değerler büyüktür. Genellikle basıncın artması nedeniyle elastik modül artar.

Laboratuvar verileri arazi verileri kadar iyidir ve kayacın mukavemeti ile dinamik elastik sabitler arasında bir korelasyonun varlığını göstermektedir. Sert kayaçlar için Geyer ve Myung (1970), (RQD) ve Poisson oranı arasında bir bağıntının varlığını ileri sürmektedir. Kırıksız karot uzunluğunun karotun birim uzunluğuna ortalama oranı RQD olarak tanımlanır. RQD'nin düşük değerleri kırıklı yapının arttığını gösterir.

Anderson et al, (1972) ve Tixier et al, (1973) laboratuvar ve arazi verilerinden yararlanarak Poisson oranı (μ) ile "SHALINESS" faktörü (\bar{q}) arasında direkt bir oran geliştirmişlerdir. Bu bağıntı;

$$\mu = 0.125 \bar{q} + 0.27 \quad (5.65)$$

ile verilir. (\bar{q}) Shaliness faktörü olarak bilinir.

$$\bar{q} = \frac{\phi_z - \phi_e}{\phi_z} \quad (5.66)$$

bağıntısında; (ϕ_z) aşırı yüklenmiş taneler arasındaki boşluk ve (ϕ_e) suyun veya hidrokarbonun kullanabildiği porozitedir. P ve S dalgaları ve elastik modül bilinirse Wylie denkleminden porozite tahmin edilebilir.

$$\frac{1}{V} = \frac{\phi_p}{V_L} + \frac{1 - \phi_p}{V_m} \quad (\text{Wylie denklemi}) \quad (5.67)$$

ϕ_p = % porozite

V_L = akışkan hızı

V_m = matriks hızı

V = gerçek formasyon hızı

Porozite Christensen denkleminde tahmin edilebilir:

$$\phi_p = \frac{94 C}{K + 24.205} \quad (\text{Christensen denklemi}) \quad (5.68)$$

K : Bulk modülü

C : Ampirik sabit (kum taşları ve karbonatlar için $C=50$; metamorfik kayalar için $C=11$ olarak alınır).

Jeofizik araştırmalar temel olarak boyuna ve enine dalgalar ile ilgi çekicidir. Arazi ölçülerinden elde edilen P ve S dalgaları kullanıldığı zaman (V_p / V_s) oranı formasyonların konsolide olup olmadığını, gaz veya petrol taşıyıp taşımadığını işaret eder. (V_p / V_s) oranı sedimanter kayalarda geniş bir aralıkta değişir. Bu oran, kil ve zemin için 3'ten daha büyük değer alabilir. Kristalen ve metamorfik kayalar 1.7'den 1.9'a kadar düşük (V_p / V_s) değeri ile karakterize edilir. Sedimanter kayalarda porozitenin ve kristalen kayalarda çatlakların artması ile (V_p / V_s) oranı büyür. Laboratuvar gözlemleri (e.g. Pickett, 1963) tarafından yapılmış ve teorik öneri (e.g. Toksöz et al, 1975) tarafından getirilmiştir. V_s , gözenek konsantrasyonuna ve poroziteye V_p den daha çok bağlıdır. Bundan dolayı (V_p / V_s) oranı poroziteye, konsantrasyona ve gözenek şekline duyarlıdır.

(V_p / V_s) teki değişme kayacın elastik özelliklerine de bağlıdır. Kayacın elastik özellikleri değiştiğinde (V_p / V_s) oranı da değişir.

(μ) Poisson oranı ve (K_d / G_d) sıkışmazlığın rijiditeye (kayma modülü) oranı ile (V_p / V_s) arasında bağıntı vardır. Özellikle (V_p / V_s) in büyük değerlerinde (V_p / V_s) ile (K_d / G_d) arasında lineer bir bağıntı vardır.

5.5. DİNAMİK ELASTİK PARAMETRELER

5.5.1. DİNAMİK YOUNG MODÜLÜ (E_d):

Dinamik Young modülü (E) yoğunluk ve sismik hızlardan bulunabilir. Bu parametre jeolojik birimlerin sertliğinin ve sağlamlığının bir ölçüsüdür.

$$E_d = \frac{3V_p^2 - 4V_s^2}{V_p^2 - V_s^2} \rho V_s^2 \quad (5.69)$$

$$E_d = 2\rho (V_s)^2 (\mu + 1)$$

5.5.2. DİNAMİK BULK MODÜLÜ (K_d):

$$K_d = \rho \left[(V_p)^2 - \frac{4}{3} (V_s)^2 \right] \quad (5.70)$$

(K_d) sıkışmazlık (Bulk modülü), yoğunluk ve sismik hızlardan hesaplanır.

5.5.3. DİNAMİK RİJİDİTE (KAYMA) MODÜLÜ (G_d):

$$G_d = \rho V_s^2 \quad (5.71)$$

Dinamik kayma modülü yalnız enine dalga hızı ile yoğunluğa bağlıdır. Bunun için de enine dalga hızını belirlemek gerekir. Deprem hasarlarını tahmin etmede G_d modülünün tayininin hayati önem taşıdığı bilinir.

5.5.4. DİNAMİK POISSON ORANI (μ):

Dinamik Poisson oranı (μ) boyuna ve enine dalga hızlarından hesaplanır. Poisson oranı (V_p / V_s) hız oranına direk olarak bağlıdır ve yoğunluk dikkate alınmadan hesaplanır.

$$\mu = \frac{0.5 (V_p / V_s)^2 - 1}{(V_p / V_s)^2 - 1} \quad (5.72)$$

Poisson oranı P ve S hızları eşit olduğu zaman negatif ve sonsuzdur. Bundan başka teorik olarak;

$$-\infty \leq \mu \leq 0.5 \quad \text{için,}$$

$$V_s \leq V_p$$

olduğu söylenebilir. Fakat daha gerçeği, (μ) Poisson oranı 0.0 ile 0.5 arasında değişir. (μ) yumuşak kayalar ve su ile doygun kayalar için yüksektir. Sert kayalar ve gaz ile doygun kayalar için düşüktür. Kristalen ve metamorfik kayalar genellikle ($\mu=0.25$) civarında bir değer ile karakterize edilir.

5.5.5. ISLAK BULK YOĞUNLUĞU (ρ):

Hızlar bilinirse, Gardner denkleminde Islak Bulk Yoğunluğu ampirik olarak tanımlanabilir. (Gardner et al, 1974). Bu ampirik bağıntı aşağıdaki şekilde verilmiştir.

$$\rho = 0.23 (V_p)^{0.25} \quad (5.73)$$

$$\rho = \text{gr/cm}^3 \quad ; \quad V_p = \text{ft/ san}$$

Bir başka ampirik formüle göre yoğunluk şöyle hesaplanır.

$$\rho = 0.2 V_p + 1.6 \text{ (gr / cm}^3\text{)} \quad (5.74)$$

Burada V_p hızı formüle km. cinsinden konulur.

Düşük yoğunluktaki sedimanlar için (V_p / V_s) oranı geniş bir aralıkta değerler alır. Yoğunluk artarsa (V_p / V_s) hız oranı azalır.

5.6 DEPREMİN ZEMİN KOŞULLARINA ETKİLERİ :

Yapıların inşasından önce yapılan temel zemini etütlerinde, jeolojik formasyonların muhtemel bir depremdeki davranışlarını da incelemek gerekir. Çünkü bir çok depremde yerel zemin koşullarının yapılardaki hasarları önemli derecede etkilediği görülmüştür. Bu konudaki ilk önemli bilgiler 1957 San Francisco depreminde değişik noktalardan alınan bazı ölçümlerden elde edilmiştir. Bu ölçümler, deprem enerjisi boşalım merkezinden aynı uzaklıkta, birbirine yakın bölgelerde oluşan yer ivmelerinin bazan birbirinden % 100'e varan farklılıklarını ortaya koymuştur. Bunun nedeni muhtemelen ölçüm istasyonları altındaki zemin koşullarıdır. Zemin koşullarının depremlerin yol açtığı hasara etkilerini şöyle sıralayabiliriz:

1. Zemin davranışı ve sarsma şiddeti.
2. Zemin oturmaları.
3. Zemin sıvılaşması.
4. Toprak kaymaları ve şev stabilitesi.

5.6.1 ZEMİN DAVRANIŞI VE SARSMA ŞİDDETİ :

1957 San Francisco depreminde, deprem enerjisi boşalım merkezinden aynı uzaklıkta, birbirine yakın bölgelerde oluşan yer ivmelerinin % 100'e varan farklılıkları ölçülmüştür. Bu, muhtemelen ölçüm istasyonları altındaki zemin koşullarından ileri gelmektedir. Bir sahada oluşabilecek en büyük yer sarsıntısının yol açacağı etkileri belirlemeye yetmez. Bunun yanında yer hareketlerinin frekans özellikleri ve süresi de önemlidir. Bazan yüksek fre-

kanslı ve kısa süreli bir depremde yer ivmesi 0,5 g. değerine kadar yükseldiği halde önemli bir hasar gözlenmez iken, diğer bazı durumlarda maksimum yer ivmesi 0,1 g. olduğu halde yer hareketinin frekans özellikleri ve süresinden dolayı çok katlı yapıların tamamen göçtüğü gözlenmiştir.

5.6.2 ZEMİN OTURMALARI :

Titreşimler kohezyonsuz zeminlerde sıkışmaya yol açar. Dolayısıyla, depremler kohezyonsuz zemin tabakalarının sıkışmasına ve zemin yüzünün oturmasına neden olur. Bir çok depremde bu tür oturmalar gözlenmiştir. Örneğin 1964 Alaska depreminde kum tabakalarının yatay titreşimleri sonucu zemin yüzü oturmaları yer yer 1,5 metreyi bulmuştur. 1964 Niigata, Japonya depreminde de 1 metreyi bulan oturmalar gözlenmiştir. Deprem sırasında titreşimlerin yolaçtığı sıkışma sonucu farklı oturmalar oluşmaktadır. Bu durum yapıları fazlasıyla etkiler.

5.6.3 ZEMİN SIVILAŞMASI :

Suya doygun gevşek kum tabakalarının sivilaşması sonucu zemin yüzündeki yapılar önemli ölçüde zemine bata-bilmektedir. 1964 Niigata, Japonya depreminde, şehirin alçak bölgelerinde bir çok yapı 1 metreye kadar zemin içine batmış ve aynı zamanda yan yatmıştır. Suya doygun bir kum tabakası deprem titreşimlerine uğradığı zaman sıkışır ve hacmi azalır. Fakat drenaj mümkün değilse hacim azalması boşluk suyu basıncını arttırır. Boşluk suyu basıncındaki bu artış düşey jeolojik basınca eşit olunca efektif gerilmeler sıfır olur ve kum mukavemetini tamamen kaybederek sivilaşır. Bunun sonucunda yapılarda büyük hasarlar oluşur.

5.6.4 TOPRAK KAYMALARI VE ŞEV STABİLİTESİ :

Tarihte M.Ö. 373 yılında eski Yunan şehiri Helice, deprem sırasında oluşan toprak kaymaları ile tamamen denize akmıştır. 1920 yılında Çin'in Kansu eyaletinde depremlerden oluşan toprak kaymaları ile 10 şehir ile yüzlerce köyün yok olmasına ve 200 000 insanın ölmesine yol açmıştır. Depremler sırasında oluşan toprak kaymaları ve şev göçmeleri genellikle ya kum veya kum-çakıl tabakalarının sıvılaşması, ya da şev içindeki ince kum tabakalarının sıvılaşması sonucu ortaya çıkmaktadır. Bazı durumlarda ise kil tabakaları içindeki kum cepleri kil tabakalarının kaymasına neden olmaktadır.

Kısaca özetlersek, temel zeminin deprem titreşimleri sırasındaki davranışına bağlı olarak, zemin tabakalarının aşırı oturması, göçmesi veya sıvılaşması yapılar da hasara neden olur. Bunun yanında kayada oluşan titreşimlerin yapıya iletilmesi sırasında bu titreşimlerin yapıya iletilmesi sırasında bu titreşimlerin genlik ve frekans özellikleri değişmeye uğradığı için yapıdaki atalet kuvvetlerini etkiler. Dolayısıyla, zemin tabakalarının muhtemel bir deprem sırasındaki davranışının araştırılması gerekir.

5.7 ZEMİN-YAPI PERİYOT ETKİLEŞİMİ :

Yapıları depreme dayanıklı olarak projelendirmek için; genellikle depremin şiddeti, yapının ve zeminin dinamik özellikleri ile yapının önem katsayısı dikkate alınır. Yapı ve zeminin dinamik özellikleri arasındaki ilişki zemin ve yapı ortak sistemindeki frekans içeriğini ve genlik dağılımını etkiler. Bu tür etkileşim nükleer güç santralleri, barajlar ve benzer gömülü rijit yapılar da çok önemlidir. Bu durumda ortak sistemin hesabı gereklidir.

Deprem yönetmeliklerinin konusunu oluşturan normal bina tipi yapılarda ise zeminin davranışı yapının eylemsizlik ve rijitlik özellikleri tarafından pek etkilenmez. Bu durumda, yapının davranışında bina ve zeminin hakim titreşim periyotlarındaki etkileşim dikkate alınır. Böyle bir modele periyot etkileşim modeli denir. Yapının davranışı yerel zemin koşullarından büyük ölçüde etkilenir.

T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Deprem Araştırma Dairesi Başkanlığı tarafından yayınlanan Temmuz 1975 tarihli Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkındaki Yönetmelik'te yapıların depreme dayanıklı olması için statik eşdeğer yatay yüklerinin toplamının

$$F = C_d \cdot W \quad (5.75)$$

denklemini ile hesaplanması önerilmektedir. (C_d) deprem katsayısı,

$$C_d = C_{d_0} \cdot K \cdot S \cdot I \quad (5.76)$$

şeklindedir. Bu denklemde,

C_{d_0} - Deprem bölge katsayısı.

K - Yapı tipi katsayısı.

S - Yapı dinamik katsayısı (spektrum katsayısı)

I - Yapı önem katsayısı.

$$S = \frac{1}{|0,8 + T - T_0|} \quad S \leq 1$$

denkleminde hesaplanacaktır.

T - Saniye cinsinden yapının birinci normal moduna ait doğal periyot.

T_0 - Zeminin hakim titreşim periyodu.

5.7.1 YAPININ HAKİM PERİYODU :

Türkiye Deprem Yönetmeliğinde, yapının hakim periyodunun saptanması için iki denklem verilmektedir.

$$T = \frac{0,09 H}{\sqrt{D_g}} \quad (5.77)$$

$$T = (0,07 \sim 0,10) N_k \quad (5.78)$$

Burada D_g (m) yatay yükler doğrultusuna paralel doğrultuda bina genişliği, H (m) binanın temel üst kotundan ölçülen yüksekliği ve N_k ise kat adedidir.

5.7.2 ELASTİK BİR ORTAMIN RİJİT DAİREVİ BİR KISMININ SALINIMI :

Bu problem için yer, H kalınlığında ve yatay doğrultuda sonsuza uzanan izotrop, homojen ve elastik bir materyalin yüzeyindedir. Yarı sonsuz hacimdeki bu tabakanın rijitliği sonsuzdur.

Reissner (1937) tabakalı bir ortamda daire şeklindeki bir yerin torsiyonal salınım durumu için çözüm yöntemi önermiştir. Arnold, Bycroft ve Warburton (1955) ve Bycroft (1956) bu problem için bazı çözümler vermiştir.

Elastik tabakada rijit daire şeklinin düşey salınımı Arnold ve arkadaşları (1955), Bycroft (1956) ve Warburton (1957) tarafından çözümlenmiştir.

5.7.3 ELASTİK BİR ORTAMIN RİJİT DAİREVİ BİR KISMININ TORSİYONAL SALINIMI :

Reissner (1937) elastik bir ortamdaki dairenin torsiyonal salınımını çözümlemek için temel denklemleri kurmuş ve yüzeyin altındaki tabaka kalınlığını tahmine dayanan bir yöntemde torsiyonal salınımın uygulanmasını ver-

miştir. Yerin dinamik cevabının değerlendirilmesi için f_1 ve f_2 yer değiştirme fonksiyonlarına gerek olmadığını söylemiştir. Bu f_1 ve f_2 fonksiyonları Reissner'in yer değiştirme fonksiyonlarının bileşenleri olarak bilinir. Arnold ve arkadaşları (1955) ve Bycroft (1956), sabit H kalınlığındaki elastik tabakada yerin yarıçapı r_0 iken H/r_0 ' un birkaç değeri için bu fonksiyonları vermiştir. (Şekil 5. 23)' de H/r_0 ' un (10), (1.0) ve (0.5) değerleri için f_1 ve f_2 ' nin değerleri hesaplanmıştır. Bu teorik tahminle, köpük kauçuk üzerinde yapılan model çalışma sonuçları arasında uygunluk görülmüştür. Şekil (5 . 23) bu iki makalede verilenlere göre hazırlanmıştır.

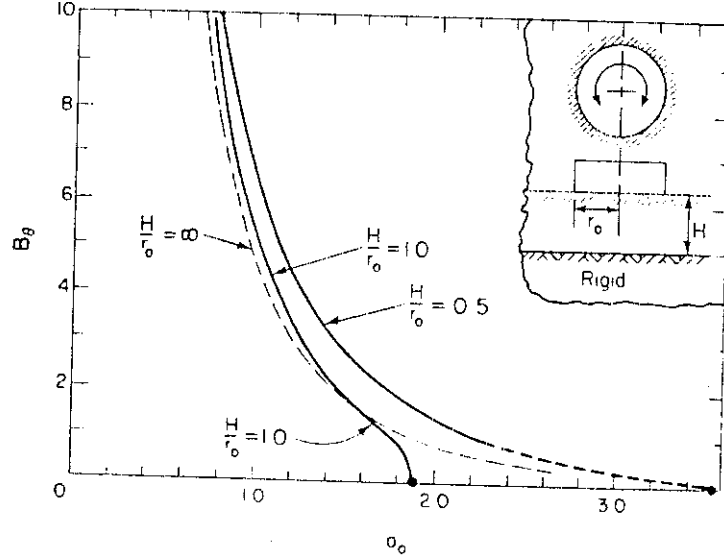
Teori ve deneyden yararlanarak kütle oranı sıfır olduğu zaman ($B_0 = 0$), bunlar rezonans yapısından bulunur. Bu yapı için frekansın Şekil 5 . 23' de $B_0 = 0$ için a_0 olduğu görülmektedir. Şekil 5 . 23' de görüldüğü gibi B_0 ' nin sınır değerleri için maksimum genlikteki frekans, yarı elastik ortamdaki ($H/r_0 = \infty$) durumdan daha yüksektir. Bu belirtiler rijitliğin alt sınırlarında sertlik içerme durumundan dolayı frekansın arttığını göstermektedir. Sonuç olarak, rijitliğin alt sınırlarında sistemin dampingi geometrik olarak azalır. Bu, titreşim anında hareketin maksimum genliğinde bir büyüme ile işaret edilmiştir. Yarı sonsuz ortamda $B_0 = 0$ için dinamik büyüme faktörü $M_0 = 1,0$ ' dir. $H/r_0 = 1,0$ ve $H/r_0 = 0,5$ için dinamik büyüme faktörü 1,6 olarak hesaplanır. Böylece tabaka yerin yarı çapına göre incelenirse etkin damping azalır.

Bycroft (1956) elastik bir ortamda rijit daire şeklindeki bir yerin torsiyonal salınım frekansı için yapının limitlerini belirlemiştir. Boyu H, yarıçapı r_0 olan sabit bir sütunun serbest ucunun torsiyonal salınımın frekansının, H/r_0 ' un küçük değerlerinde doğal frekansa yaklaştığını göstermiştir.

Torsiyona uğramış sütunun doğal frekansı

$$f_n = \frac{V_s}{4H} \quad (5.79)$$

dır.



Şekil 5.23 Elastik bir ortamın rijit dairevi bir kısmının torsiyonal salınımı için rezonans frekansı.

(a_0) frekansı, $H/r_0 = 1$ için $a_0 = 1,57$ ve $H/r_0 = 0,5$ için $a_0 = 3,14$ olarak hesaplanır. Bu değerler f_1 ve f_2 yer değiştirme fonksiyonlarından hesaplanmış; $H/r_0 = 1$ için $a_0 = 1,87$ ve $H/r_0 = 0,5$ için $a_0 = 3,55$ değerleriyle mukayese edilebilir.

5.7.4 ELASTİK BİR ORTAMIN RİJİT DAİREVİ BİR KISMININ DÜŞEY SALINIMI :

Elastik bir tabakanın yüzeyinde daire şeklindeki yerin düşey hareketi ile ilgili teorik çalışmalarda basınç dağılımının aşağıda verilen, yarı sonsuz denklemine uygun olduğu varsayılır :

Elastik bir tabakada dairesel bir yerin dinamik davranışıyla ilgili olarak Bycroft (1956), $b = 0$ durumu için ve Warburton (1957), $b > 0$ durumu için çözümler vermişlerdir. Her ikisi de tam rezonansı işaret eder. $b = 0$ için hareketin genliği sonsuz olur. $b = 0$ için titreşim rezonansı $f_1 \rightarrow \infty$ 'a ulaştığında a_0 ' ın değeri aşağıdaki şekilde tanımlanır:

$$\mu = 0 \text{ için } f_1 \rightarrow \infty \text{ ve } a_0 \frac{H}{r_0} \rightarrow 2,1582$$

$$\mu = \frac{1}{4} \text{ için } f_1 \rightarrow \infty \text{ ve } a_0 \frac{H}{r_0} \rightarrow 2,5742$$

$$\frac{1}{3} < \mu < \frac{1}{2} \text{ için } f_1 \rightarrow \infty \text{ ve } a_0 \frac{H}{r_0} \rightarrow \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{2(1-\mu)}{1-2\mu}}$$

Bycroft' ın işaret ettiği $b = 0$ durumu, temel ucu sabit ve üst ucu serbest elastik bir çubuğun titreşimine uygundur. Böyle bir durumda yanlardan zorlanmayla yatay hareket yoktur. Bu çubuğun titreşim frekansı :

$$f_0 = \frac{(2n-1) V_p}{4 H} = \frac{(2n-1) V_s}{4 H} \sqrt{\frac{2(1-\mu)}{1-2\mu}} \quad (5.81)$$

ile verilmektedir. Bu değışik olarak düzenlenirse;

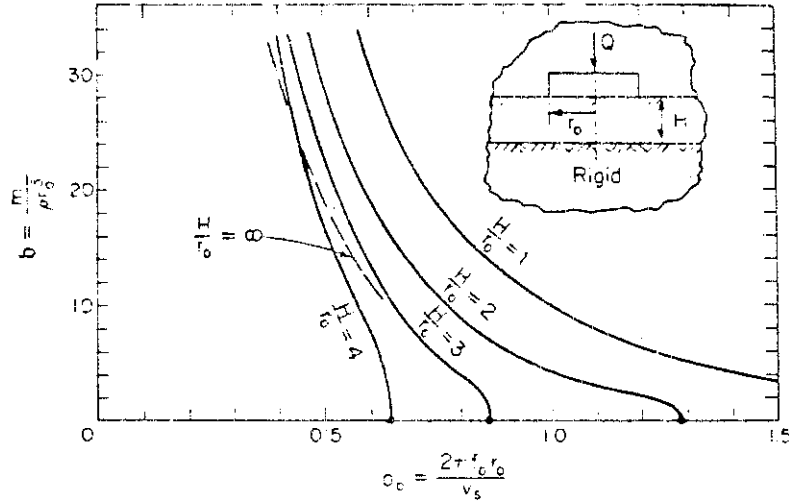
$$a = \frac{(2n-1) \pi r}{2 H} \sqrt{\frac{2(1-\mu)}{1-2\mu}} \quad (5.82)$$

elde edilir.

Rezonans frekansının yüksek olduğu durumlarda ($n = 1, 2, 3, \dots$) elastik tabakada ağırlıksız rijit düzlemin düşey hareketi mümkündür.

Ağırlığa sahip yer için ($b > 0$) hareketin genliği frekansla sınırlıdır ve bu rezonans olarak tanımlanır. (Titreşimin maksimum genliği için frekans). Warburton

(1957) H/r_0 ' ın farklı değerleri için b ve a_0 ' a bağlı çizilen maksimum genlik frekansı için eğrileri vermiştir. $\mu = 0$ ve $\mu = \frac{1}{4}$ için hazırlanmış diyagramlar Şekil 5-25' te verilmiştir.



Şekil 5.25 Elastik bir ortamda rijit dairevi bir kısmın düşey salınım rezonans frekansının değişimi.

Warburton maksimum dinamik yer değiştirmeyi tanımlar ve statik yer değiştirme miktarının terimini ifade eder. Şekil 5.25' te faktörlerin genişliğinin ilk bakışta pek kötü olmadığı görülmektedir. Diyagrama göre, tabaka kalınlığının azalması kadar genlikteki azalma da statik yer değiştirmeyi arttırır.

Tablo 5.3' teki değerler dinamik hareket için Warburton'un değerlerinin yarı sonsuz ortamda rijit bir yerin yer değiştirmesinin statik değerlerine bağlı olduğunu gösterir. M_{Lm} tabakalı sistem için rezonansta yer değiştirme için faktörün büyüklüğüdür.

$$M_{Lm} = \frac{A_z \cdot L_m \cdot 4 \cdot Gr_0}{(1 - \mu) Q_0} \quad (5.83)$$

$\frac{H}{r_c}$	M_{Lm} for				
	$b = 0$	$b = 5$	$b = 10$	$b = 20$	$b = 30$
1	∞	5.8	11.4	20.5	28.9
2	∞	8.0	16.1	30.6	40.8
3	∞	4.7	9.5	23.7	36.0
4	∞	(3.4)	5.9	15.6	27.9
∞	1	1.21	1.60	2.22	2.72

TABLO 5.3 ($\mu=1/4$) olan elastik bir ortamda rijit dairevi bir kısmın düşey salınımı için büyütme faktörleri.

5.7.5 ZEMİN HAKİM TİTREŞİM PERİYODU (T_0) :

Elastik bir ortamın rijit dairevi bir kısmının torsiyonal salınımında torsiyona uğrayan sütunun doğal frekansı,

$$f_n = \frac{V_s}{4H}$$

olunca doğal periyot (T_0)

$$T_0 = \frac{4H}{V_s} \quad (5.84)$$

şeklindedir. Türkiye Deprem Yönetmeliğinde T_0 ' in hesaplanması için

$$T_0 = \frac{4H}{V_s}$$

denklemini önerilmektedir. Bu bağıntı ise taban kayası üzerinde tek bir tabaka durumu için geçerli olmaktadır. Zemin bir kaç tabakadan ibaret ise her tabakanın V_s değeri için ayrı bir T_0 değeri hesaplanmalıdır. Bunun için Zeevart'ın önerdiği,

$$T_0 = \sum_{i=1}^n 4 H_i / V_{s_i} \quad (5.85)$$

denklemini kullanılır.

Türkiye Deprem Yönetmeliği'nde, zemin hakim titreşim periyodu T_0 için deneysel ve güvenilir varsayımlara dayanan teorik yaklaşımlarla hesaplanma yapılmazsa ortalama değerler önerilmektedir. Verilen bu ortalama değerler taban kaya üzerinde yer alan zemin tabakaları kalınlığının 50 m. olması varsayımına dayanmaktadır.

TABLO 5.4 YAPI PERİYODUNUN 0,7 SANİYEDEDEN AZ OLMASI DURUMUNDA, ($T < 0,7$ san.) KULLANILMASI ÖNERİLEN ZEMİN HAKİM TİTREŞİM PERİYODU (T_0) DEĞERLERİ

<u>Temel Zemini Cinsi</u>	<u>T_0 (Saniye)</u>
Kaya	0,30
Çok sıkı kum-çakıl	
Çok katı-sert kil	0,40
Sıkı kum, katı kil	0,70
Orta sıkı kum ve orta katı kil	1,00

Bu sınıflandırma temel seviyesindeki zemin tabakaları içindir. Derinlikle zemin tabakalarının mukavemeti artmaktadır.

Türkiye'nin yanı sıra Şili ve ABD deprem yönetmeliklerinde zemin hakim titreşim periyodunun doğrudan hesaplanması ve belirlenmesi gerekmektedir.

Elastik bir ortamın rijit dairevi bir sütununun yanlardan zorlayan yatay hareket olmadığı zamanlarda düşey titreşimin rezonans frekansı,

$$f_0 = \frac{(2n-1)V_p}{4H} = \frac{(2n-1)V_s}{4H} \sqrt{\frac{2(1-\mu)}{1-2\mu}}$$

olunca doğal rezonans periyodu (T_0)

$$T_0 = \frac{4H}{(2n-1)V_p} = \frac{4H}{(2n-1)V_s} \frac{1}{\frac{2(1-\mu)}{1-2\mu}} \quad (5.86)$$

şeklindedir. Rezonans frekansının yüksek olduğu $n=1$ için

$$T_0 = \frac{4H}{V_p} = \frac{4H}{V_s} \frac{1}{\sqrt{\frac{2(1-\mu)}{1-2\mu}}} \quad (5.87)$$

olur.

5.8 V_s ENİNE DALGA HIZINA BAĞLI ZEMİN EMNİYET GERİLMESİ BAĞINTILARININ GELİŞTİRİLMESİ:

5.8.1 ZEMİN AĞIRLIKLARININ OLUŞTURDUĞU DÜŞEY GERİLMELER:

Temelin taşıma gücünü veya oturmaları hesaplamak için, verilen derinlikte (D) temel zeminin taneleri arasındaki efektif düşey gerilmenin (σ) bilinmesi gerekir. Toplam düşey gerilme (σ); zemin taneleri arasındaki efektif gerilme (σ'), zeminin gözeneklerindeki suyun nötr gerilmesi (u_w) " basınç veya çekme " ve nötr hava basıncının (u_a) toplamıyla elde edilir. Bu toplam gerilme aşağıdaki gibi yazılabilir:

$$\sigma = \sigma' \pm u_w + u_a \quad (5.88)$$

Yeraltı suyu seviyesinin yüzeyde (sathta) olduğu bir durum düşünelim. (D) derinliğinde toplam düşey gerilme

$$\sigma = \gamma_n \cdot D \quad (\text{Kg/cm}^2) \quad (5.89)$$

dir. (D) derinliğinde nötr gerilme

$$u_w = \gamma_w \cdot D \quad (5.90)$$

dir. Efektif gerilme

$$\sigma' = \sigma - u_w = D(\gamma_n - \gamma_w) = D \cdot \gamma' \quad (\text{Kg/cm}^2) \quad (5.91)$$

dir.

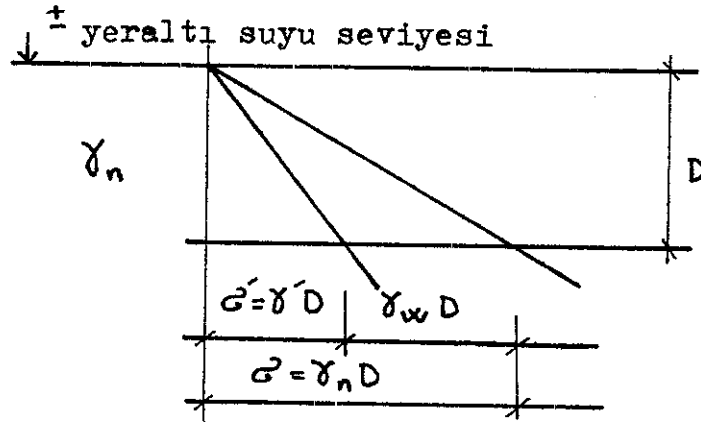
γ_n : Sulu zeminin yoğunluğu (gr/cm^3)

γ_w : Suyun birim ağırlığı (gr/cm^3)

γ' : Suya batmış (dolayısıyla hafiflemiş) zeminin birim ağırlığı (gr/cm^3)

u_w : Gözeneklerdeki suyun nötr gerilmesi (Kg/cm^2)

u_a : Nötr hava basıncı (Kg/cm^2).



Şekil 5.26 Zeminde toplam ve efektif düşey gerilmeler.

Eğer yeraltısuyu seviyesi yüzeyden (\bar{h}) kadar aşağıda ise (D) derinliğindeki düşey gerilimi tanımlayalım. Suyun kapilariteden dolayı yükselmesi (h_k) dır. $\bar{h} \leq h_k$. Yüzeyde suyun neden olduğu kapilarite gerilimi

$$u_w = - \gamma_w \cdot h \quad (5.92)$$

dır. Zemin kapilarite etkisiyle suya batmış gibidir. Bundan dolayı

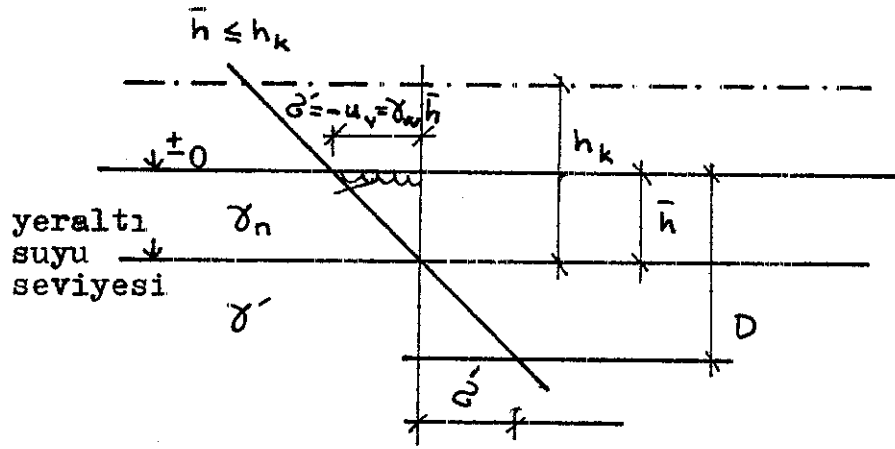
$$u_a = 0 \quad (5.93)$$

dır. (D) derinliğindeki nötr gerilim

$$u_w = \gamma_w (D - \bar{h}) \quad (5.94)$$

dır. Efektif gerilme ise aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$\sigma' = (\gamma_n - \gamma_w)D + \gamma_w \bar{h} = \gamma' D + \gamma_w \bar{h} \quad (\text{Kg/cm}^2) \quad (5.95)$$



Şekil 5.27 $\bar{h} \leq h_k$ için zeminde düşey gerilmeler.

\bar{h} : Yeraltısuyu seviyesinin yüzeyden olan derinliği

h_k : Kapilarite yükselmesi.

Temelin Nihai Taşıma Gücü (\mathcal{C}_n) :

Temelin nihai taşıma gücü Rankine (1857) tarafından tanımlanmıştır. Temelin kenarındaki düşey düzlemde yatay gerilimin D derinliğindeki temelde zeminin pasif basıncına eşit olduğunu göstermiştir (Şekil:3.7).

$$\mathcal{C}_n = \gamma D \tan^4\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) + c \cot \phi \left[\tan^4\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) - 1 \right] \quad (5.96)$$

bağıntısıyla, Rankine, nihai taşıma gücünü tanımlamıştır.
Burada:

- \mathcal{Q}_n : Nihai taşıma gücü,
 γ : Zeminin yoğunluğu,
 D : Temelin derinliği,
 ϕ : Zeminin içsel (Kesme) sürtünme açısı,
 c : Zeminin kohezyonudur.

Prandtl (1920) kırılma yüzeyinde temel zeminin nihai taşıma gücünün teorik hesabını vermiştir. Caquot ve Kérisel (1967) ve diğer yazarlar, temelin bir kenarındaki kırılma yüzeyi momentini ortaya koymuşlardır. Elastik durumu sınırlayan basıncın aşıldığını varsayalım. Yüklenen şeridin AB kenarının altında, Prandtl şemasının dış üçgenlerini mesnet kabul eden plastik örselenme oluşur (Şekil:3.8). Elde edilen bu mesnetle yeni denge gerçekleşmiştir. Bu dengeyi devam ettirmek için Prandtl-Caquot limit basıncının muhafaza edilmesi gerekir. Normal yükler altında bu koşul şöyle ifade edilebilir:

$$\mathcal{Q}_n = \gamma D_1 \alpha + c (\alpha - 1) \cot \phi \quad (5.97)$$

$$\alpha = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi}$$

Prandtl-Caquot formülünün, temellerin altındaki sürtünmeyi ve içsel sürtünmelerin yüklerle değişmesini hesaba katmadığını hatırlamak gerekir. Bu formül bir kırılma yükü değeri verir ve dolayısıyla en az ikiye eşit olan bir emniyet katsayısını dikkate almak gerekir.

Terzaghi, Meyerhof, Brinch Hansen, Caquot ve Kérisel ve diğer yazarlar, temellerin nihai taşıma güçleri ile ilgili çalışmalar yapmışlar ve kendilerine göre deneysel denklemler geliştirmişlerdir.

Temelin nihai taşıma gücü (\mathcal{G}_n) ve temel zeminin taneleri arasındaki efektif düşey gerilme (\mathcal{G}') kavramlarının ($= D.\gamma \text{ kg/cm}^2$) olduğu görülmektedir. Bundan yararlanarak V_s hızına bağlı zemin emniyet gerilmesi ve V_p hızına bağlı taşıma gücü bağıntıları geliştirilebilir.

5.8.2. ZEMİN EMNİYET GERİLMESİNİN V_s ENİNE DALGA HIZINDAN HESAPLANMASI

Gerilme için yukarıdaki bağıntıda D 'nin yerine 5.7.5. bölümündeki 5.84 bağıntısı ile verilen değeri yerine konularak,

$$\mathcal{G} = \gamma \cdot V_s \frac{T_0}{4} \quad (5.98)$$

bağıntısı Keçeli, A. ile birlikte geliştirilmiştir. Bu bağıntının birimi,

$$\mathcal{G} = (\text{kg/cm}^3) (\text{cm/san}) \cdot \text{san} = \text{kg/cm}^2 \quad (5.99)$$

taşıma gücü birimi olarak elde edilir. Periyodun maksimum genliğini almak daha emniyetli olacağı için formülde ($T_0/4$) kullanılmıştır. Yukarıdaki bağıntıda (T_0) zemin hakim titreşim periyodunun değeri yerine konursa,

$$T_0 = \frac{4 H}{V_s}$$

$$\mathcal{G} = \gamma V_s \frac{4 H}{V_s H} = \gamma \cdot H \quad (5.100)$$

elde edilir. Birimin (kg/cm^2) olduğu açıkça görülmektedir. Dolayısıyla;

$$\mathcal{G}_e = \gamma V_s \frac{T_0}{4} \quad (5.101)$$

bağıntısı zemin emniyet gerilmesi olarak tanımlanabilir. V_s enine dalga hızı zeminin elastik özelliklerini en iyi yansıtır.

V_s enine dalga hızı; sedimanter kayaçların yoğunluğuna, porozitesine ve suya doygunluğuna, yine kristalen kayaçların yoğunluğuna, sağlam oluşuna veya eklemli ve kırıklı yapısına sıkıca bağlı olduğundan jeolojik formasyonların zemin emniyet gerilmesini yukarıdaki bağıntı sağlıklı olarak tanımlar. Bu çalışmada, zemin emniyet gerilmesinin hesabı için geliştirilen formül literatürden alınan tablo 5.5'teki V_s değerlerine uygulandığında tablo 5.6'daki değerler elde edilmiştir. V_s hızından hesaplanan tablo 5.6'daki zemin emniyet gerilmesi değerleri Newyork ve Berlin gibi kentlerde büyük bir bilgi birikimi sonucu düzenlenen tablo 5.7 , tablo 5.8 ve tablo 5.9'daki zemin emniyet gerilmesi değerleri ile karşılaştırıldığında büyük bir uygunluk görülmektedir.

5.8.3. TAŞIMA GÜCÜNÜN V_p BOYUNA DALGA HIZINDAN HESAPLANMASI

Zemin emniyet gerilmesine benzer şekilde taşıma gücü için aşağıdaki bağıntı yazılabilir.

$$\sigma_n = \gamma v_p \frac{T_o}{4} \quad (5.102)$$

Bu bağıntıdan hesaplanan değerler, daha önce deneysel olarak belirlenmiş taşıma gücü değerleri ile karşılaştırıldığında iyi bir uygunluk görülür.

5.8.4. GÜVENLİK KATSAYISI

Boyuna dalga hızından bulunan taşıma gücü değerini,

$$\sigma_n = \gamma v_p \frac{T_o}{4}$$

enine dalga hızından bulunan zemin emniyet gerilmesi değerine,

$$\sigma_e = \gamma V_s \frac{T_o}{4}$$

oranlarsak güvenlik katsayısı elde edilir.

$$\frac{\sigma_n}{\sigma_e} = \frac{V_p}{V_s} = \text{güvenlik katsayısı.} \quad (5.103)$$

(V_p/V_s) oranı formasyonların konsolide olup olmadığına, su taşıyıp taşımadığına işaret eder. V_p/V_s oranı sedimanter kayalarda geniş bir aralıkta değişir. V_p/V_s oranı kil ve zemin için 3'ten büyük değer alabilir. Güvenlik sayısının buna uygun olduğu görülmektedir. Metamorfik ve kristalen kayalar (1.7'den 1.9'a kadar) düşük V_p/V_s değeri ile karakterize edilir. Bu güvenlik sayısı da daha önce bilinen güvenlik sayısına uygundur.

Sedimanter kayalarda porozitenin ve kristalen kayalarda eklem ve çatlak sistemlerinin artması ile V_p/V_s oranı büyür. V_p/V_s oranı poroziteye, porozite suyu ve konsantrasyonuna, gözenek şekline duyarlıdır. V_p/V_s oranındaki değişme kayacın elastik özelliklerine de bağlıdır. Bütün bunlar güvenlik katsayısının V_p/V_s oranına eşit alınmasının ne kadar isabetli olacağını göstermektedir. Ayrıca, V_s hızından zemin emniyet gerilmesinin ve V_p hızından taşıma gücünün hesaplanmasındaki sağlığa işaret eder.

TABLO 5.5

BAZI ZEMİN VE KAYAÇLAR İÇİN V_p VE V_s HIZLARI

Zemin veya kayaç	V_p (m/san)	V_s (m/san)
Balçık zemin	100- 600	100- 200
Alüvyon kili	300- 600	70- 130
Sel kili	500-1800	100- 350
Gevşek kum	600-1800	150- 500
Alüvyon çakılı	400-1900	100- 430
Sel çakılı	900-2200	250- 600
Çakıl, kuru kum	500-1000	250- 300
Alüvyon kumu	-	171
Çamur taşı	600-1900	300- 700
Kireç taşı	5970	2880
Bazalt	6400	3200
Gabro	6450	3420
Diyorit	5780	3060
Grano-diyorit	4780	3100
Granit	5640	2870
Ayrışmış granit	-	450

(Dobrin, 1982. Engineering Seismology, 1983. ve OYO, 1972.'den düzenlenmiştir.)

TABLO 5.6

V_s VE V_p HIZLARINDAN HESAPLANAN
ZEMİN EMNİYET GERİLMESİ VE TAŞIMA GÜCÜ DEĞERLERİ

Zemin veya kayaç	σ_e (kg/cm ²)	σ_n (kg/cm ²)
Granit	60.30	118.40
Bazalt	72.00	144.00
Kireçtaşı	57.20	118.60
Çamurtaşı	14.00	28.00
Çakıl, kuru kum	4.40	8.80
Alüvyon kum	2.90	5.80
Sel kili	3.30	16.50
Alüvyon kil	2.85	8.90

TABLO 5.7

BAZI ZEMİNLERDE ZEMİN EMNİYET GERİLMELERİ kg/cm²

Çok sıkı çakıl, kum-çakıl karışımları.	6.00-7.00
Sıkı çakıl, kum-çakıl karışımları.	3.00-5.00
Gevşek çakıl, kum-çakıl karışımları.	1.25-3.00
Sıkı kum.	1.35-4.50
Sıkı siltli kum.	1.25-3.00
Gevşek ince kum, kumlu silt.	1.00-2.00
Sert kil.	3.00-5.00
Orta sıklıkta kil.	1.00-3.00
Yumuşak kil.	0.25-0.75
Balçık, turba, bataklık.	0

(Göksel, 1966 ve Önalp, 1983'ten düzenlenmiştir.)

Su altındaki daneli zeminler için yukarıdaki değerlerin % 40-60'ı kullanılır.

TABLO 5.8

KAYA TEMELLERDE ZEMİN EMNİYET GERİLMELERİ kg/cm^2

Çatlaksız ana kaya (granit, diyorit, bazalt, gnays gibi volkanik kayalar).	80.00-100.00
Tabakalı tortul ve başkalaşım kayaları.	15.00- 40.00
Yapraklanmış kayalar (şist).	25.00- 35.00
Yumuşak ve çatlaklı her çeşit ana kaya.	10.00
Çok iyi sıkışmış veya kısmen çimentolanmış çakıllar, kumlar.	10.00
Tamamen ayrılmış kayaç.	5.00
Şeyller.	4.00 - 8.00
Yumuşak killi şist.	4.00
Çatlaklı, ayrılmış killi şist.	1.50

(Göksel, 1966 ve Önalp, 1983'ten düzenlenmiştir.)

Eklem ve çatlak sistemleri içeren kayalar için zemin emniyet gerilmesi kayaç kalite katsayısı (RQD) na bağlı olarak verilmektedir.

TABLO 5.9

ÇATLAKLI KAYAÇLARDA ZEMİN EMNİYET GERİLMESİ DEĞERLERİ

RQD	100	90	75	50	25	0
e	300	200	120	65	30	10

Sağlam kayacın tek eksenli kayma direncini zemin emniyet gerilmesi aşarsa, bu durumda $\sigma_{e} = q_u$ kriteriyle emniyetli tarafta kalınması gerekir.

(Önalp, 1983'ten alınmıştır.)

5.8.5 V_s ENİNE DALGA HIZINA BAĞLI ZEMİN EMNİYET GERİLMESİ BAĞINTISININ AVANTAJLARI:

Son yıllarda binaların yüksekliklerinin artması ve genişlemesi, zeminin dinamik özelliklerinin incelenmesini gerekli hale getirmiştir.

Titreşimli makina temelleri zemine harmonik veya periyodik titreşim dalgaları iletirler. Depremler, dalgalar, rüzgar gibi doğal olaylar ise zeminde gelişigüzel titreşimler oluştururlar. Darbe yüklemeli makinalar ise temel zeminene geçici titreşimli yükler uygularlar. Kentlerdeki demiryolu ve karayolu yapıları gibi titreşim yüklerinden devamlı etkilenen binaların inşaatı için bina ve zeminin titreşim etkileşimi sorunu önemlidir. Yapının dinamik karakteristikleri temel projesi için zeminin dinamik özellikleri esasına dayanmalıdır.

Zeminin nihai taşıma gücü veya zemin emniyet gerilmesi çeşitli yöntemlerle hesaplanırken titreşimli makinaların ve depremin zeminde oluşturduğu titreşimler dikkate alınmamaktadır. Oysa,

$$\sigma_e = \gamma \cdot V_s \frac{T_0}{4}$$

bağıntısından hesaplanan zemin emniyet gerilmesi, titreşimli yükleri ve depremi dikkate almaktadır. Dolayısıyla bu yoldan hesaplanan zemin emniyet gerilmesi değerleri daha sağlıklı olmaktadır.

Imai ve arkadaşlarının(1976) V_s hızından deneysel bağıntı ile elde ettikleri (\bar{q}_u) serbest basınç mukavemeti yaklaşık ve kaba değerler şeklindedir. Ayrıca,

$$V_s = 138.3 \bar{q}_u^{0.417}$$

bağıntısıyla elde edilen serbest basınç mukavemetinin birimi (kg/cm^2) değildir.

Zemin emniyet gerilmesi için bu çalışmada elde edilen bağıntının biriminin (kg/cm^2) oluşu ne kadar sağlıklı olduğunu göstermektedir. Zemin emniyet gerilmesi için önerilen bağıntının V_s enine dalga hızına bağlı oluşu zemini iyi bir şekilde tanımlamak için ayrıca bir avantajdır. V_s enine dalga hızının yayılması zeminin mekanik özelliklerine bağlıdır. Kayaçlardaki kırık ve çatlak sistemleri ile süreksizliklerin oluşturduğu zayıflık zonları ve boşluklar V_s enine dalgalarının yayılma hızını azaltır. Bunun yanında zeminlerin konsolide olup olmaması da V_s enine dalga hızlarını etkiler. Bunun için,

$$G_e = \gamma \cdot V_s \frac{T_0}{4}$$

zemin emniyet gerilmesi bağıntısı zemini çok iyi tanımlar.

V_s enine dalga hızının,

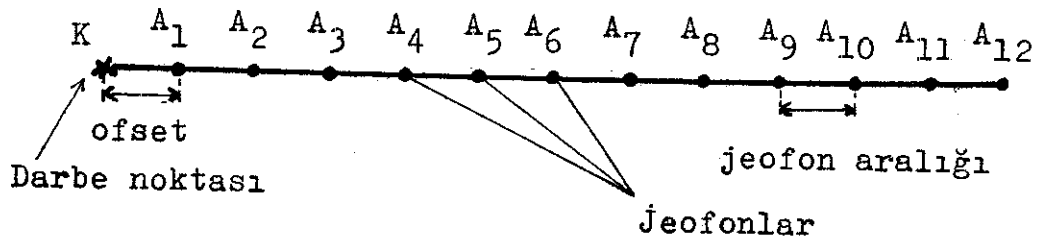
$$G = \gamma \cdot V_s^2$$

kayma modülünü oluşturduğu ve G kayma modülünün deprem hasarlarını tahmin etmede hayati önem taşıdığı çok iyi bilinmektedir. $\gamma \cdot V$ kayaçların akustik empedansı olarak tanımlanır. Akustik empedansın fiziksel anlamı ise kayaçların mekanik bir etkiye karşı gösterdikleri mekanik bir direnç olarak tanımlanır. Aynı zamanda, geliştirilen parametrenin elde edilmesi esnasında diğer elastik parametreler de saptanabilmektedir. Böylece kayacı tanımak kolaylaşmakta ve güvenilir bir yöntemi uygulamak mümkün olmaktadır.

6. ARAZİ TEKNİĞİ VE EKİPMAN

6.1. ARAZİ ÇALIŞMASINDA KULLANILAN SİSMİK KIRILMA YÖNTEMİ

Zeminin yüzeyine uygulanan bir titreşim kaynağından (K) yayılan dalgalar, bir hat boyunca değişik aralıklarda yerleştirilmiş jeofonlarla (A₁, A₂, A₃, ...) algılanır. Darbe veya patlatma noktası ile ilk jeofonun aralığına ofset uzaklığı denir. Jeofon aralıkları genellikle eşit olarak düzenlenir. (Şekil 6.1'e bak.) Böyle bir düzenlemeyle elde edilen sismik kırılmanın yol-zaman diyagramı şekil 6.2'de görülmektedir.



Şekil 6.1 Sismik kırılma yönteminde uygulanan titreşim kaynağı ile jeofonların düzenlenmesi.

6.1.1. İKİ TABAKALI ORTAMLARDA SİSMİK KIRILMA

Kırılan sismik dalganın jeofonlara geliş zamanı 5. bölümde aşağıdaki bağıntı ile verilmişti.

$$T_k = 2H \sqrt{\frac{1}{v_{p1}^2} - \frac{1}{v_{p2}^2}} + \frac{x}{v_{p2}}$$

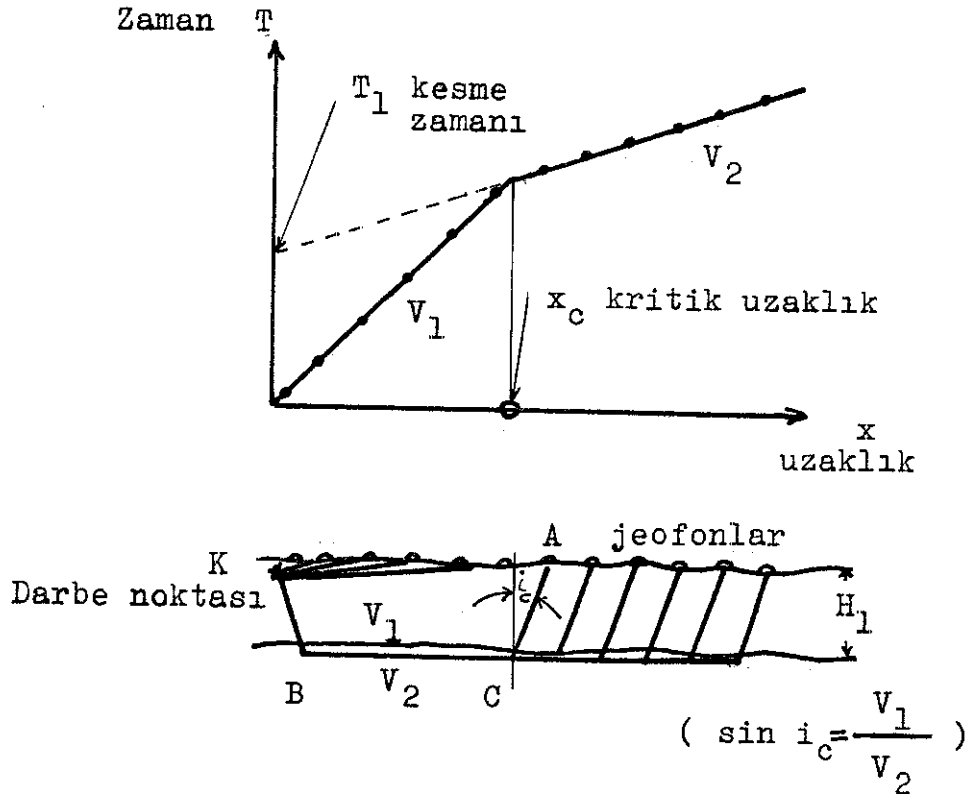
Burada, $\cos i_c = \sqrt{1 - (v_{p1}/v_{p2})^2}$

olduğundan,

$$T_k = \frac{2H}{V_{p1}} \cos i_c + \frac{x}{V_{p2}} \quad (6.1)$$

yazılabilir. Bunun grafiği, $x = 0$ için:

$$T_1 = \frac{2H \cos i_c}{V_{p1}} \quad \text{olur. Şekil 6.2'ye bak.}$$



Şekil 6.2 Yatay iki tabakalı formasyonun üst yüzeyine yerleştirilen jeofonlara bir darbe sonucunda gelen sinyallerden elde edilen yol-zaman grafiği.

T_1 zamanına kesme zamanı denir. Grafikten kesme zamanı okunursa tabaka kalınlığı bulunabilir.

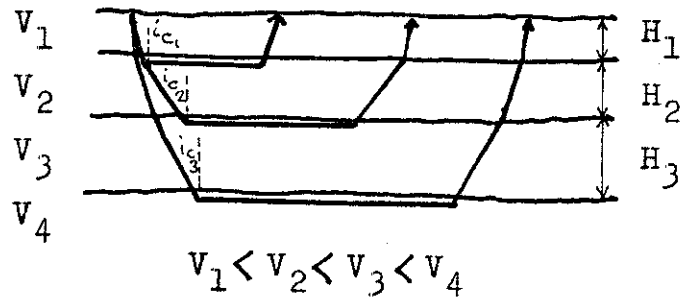
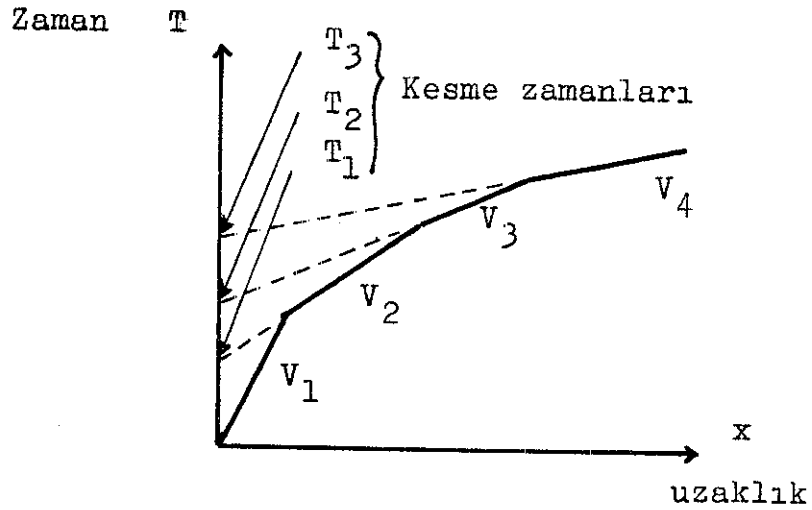
$$H = \frac{T_1}{2} \frac{V_{p1}}{\cos i_c} \quad (6.2)$$

H tabaka kalınlığı, kesme zamanı yerine x_c kritik uzaklıktan da hesaplanabilir.

$$H = \frac{x_c}{2} \sqrt{\frac{V_{p2} - V_{p1}}{V_{p2} + V_{p1}}} \quad (6.3)$$

6.1.2. ÇOK TABAKALI ORTAMLARDA SİSMİK KIRILMA

Sismik kırılma yönteminde kritik açılar söz konusudur; Birinci ve ikinci tabaka sınırında $\sin i_{c1} = V_1/V_2$, ikinci ve üçüncü tabaka sınırında $\sin i_{c2} = V_2/V_3$, üçüncü ve dördüncü tabaka sınırında ise, $\sin i_{c3} = V_3/V_4$ şeklindedir.



Şekil 6.3 Çok tabakalı durumda yol-zaman grafiği.

Şekil 6.3'te görüldüğü gibi kesme zamanları T_1 , T_2 , T_3 ise tabaka kalınlıklarını bulmak için aşağıdaki bağıntılar kullanılır:

$$H_1 = \frac{T_1 V_1}{2 \cos(\sin^{-1} V_1/V_2)} + \frac{1}{2} \quad (\text{sığ derinlikte})$$

$$H_2 = \frac{\left[T_2 - T_1 \frac{\cos(\sin^{-1} V_1/V_3)}{\cos(\sin^{-1} V_1/V_2)} \right] V_2}{2 \cos(\sin^{-1} V_2/V_3)} \quad (6.4)$$

$$H_3 = \frac{\left[T_3 - T_1 \frac{\cos(\sin^{-1} V_1/V_4)}{\cos(\sin^{-1} V_1/V_2)} - \frac{2 H_2 \cos(\sin^{-1} V_2/V_4)}{V_2} \right] V_3}{2 \cos(\sin^{-1} V_3/V_4)}$$

Tabaka kalınlıkları, daha kullanışlı hale getirilmiş formüllerden hesaplanabilir.

$$H_1 = \frac{V_2 T_1}{2} \frac{1}{\left[(V_2/V_1)^2 - 1 \right]^{1/2}} \quad (6.5)$$

$$H_2 = \frac{V_3 T_2}{2} \frac{1}{\left[(V_3/V_2)^2 - 1 \right]^{1/2}} - 2 H_1$$

6.1.3. EĞİK TABAKALI ORTAMLARDA SİSMİK KIRILMA

Tabakanın eğimli olduğuna, karşıt atışlarda ikinci tabakanın farklı hızlarından dolayı karar verilir. Bunun yanında kesme zamanları ve kritik uzaklıklar da farklıdır. Önce tabakanın eğim açısı (ψ_a) hesaplanır.

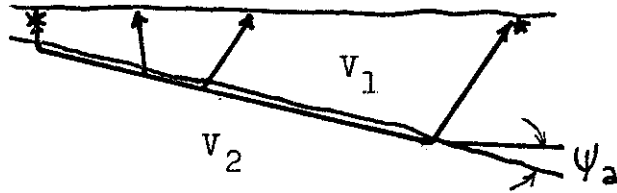
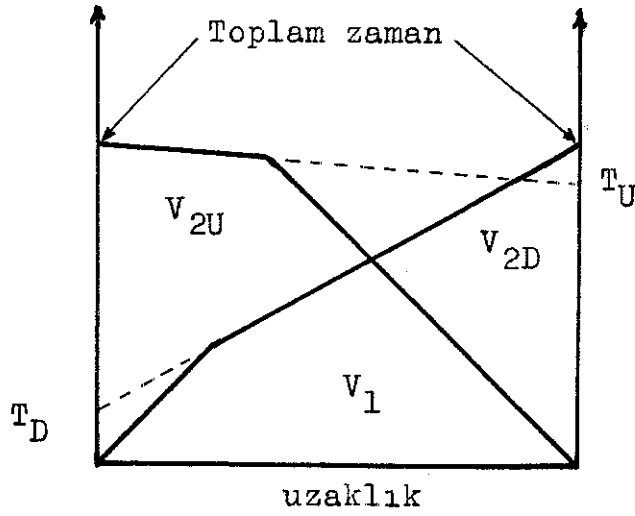
$$\psi_a = \frac{1}{2} \sin^{-1} \left(\frac{V_1}{V_{2D}} - \sin^{-1} \frac{V_1}{V_{2U}} \right) \quad (6.6)$$

Gerçek V_2 hızını aşağıdaki bağıntıdan buluruz.

$$V_2 = \frac{2 V_{2D} V_{2U}}{V_{2D} + V_{2U}} \cos \psi_a \quad (6.7)$$

T_D kesme zamanından sıg kalınlık ve T_U kesme zamanından derin kalınlık hesaplanır.

Zaman T



Şekil 6.4 Eğik tabakalı durumda yol-zaman grafiği.

6.1.4. SİSMİK KIRILMA YÖNTEMİYLE (P) BOYUNA DALGALARIN VE (S) ENİNE DALGALARIN ELDE EDİ- LİŞİ

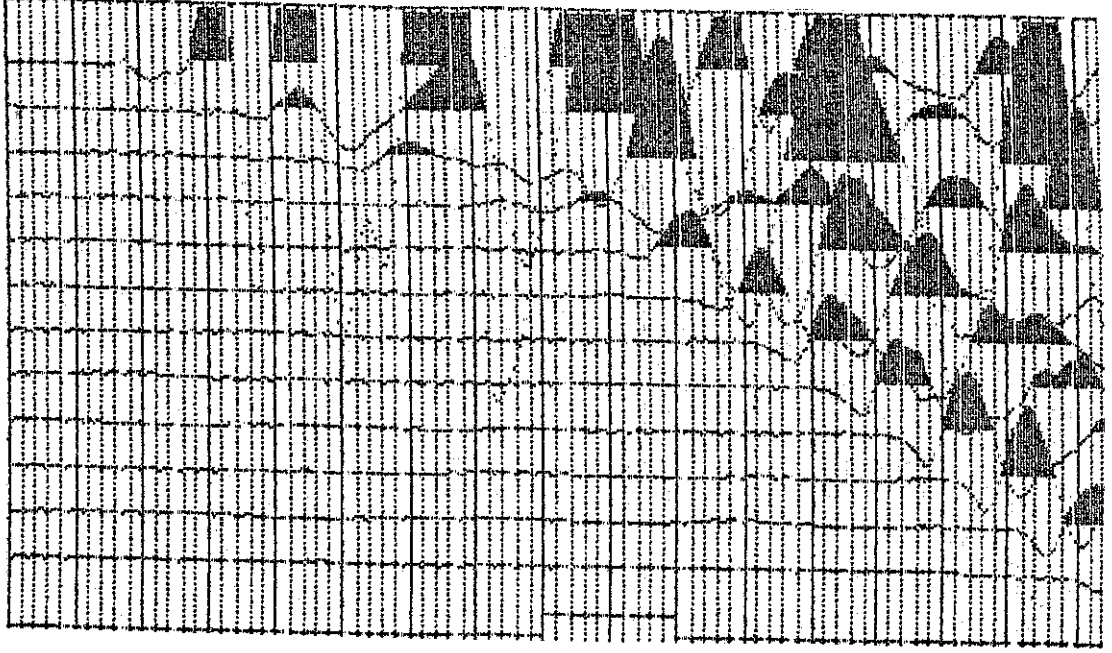
Isparta-Gölcük yolu pomza ocağına ait sismik kırılma (refraksiyon) kayıtları şekil 6.5`te ve şekil 6.6`da görülmektedir. Şekil 6.5`te P boyuna dalga kaydında kırılmanın ilk varışları kuvvetlidir ve 2 milisaniye has-

sasiyetle belirlenir. Alçak frekanslı Rayleigh dalgaları büyük genliklidir. Bu kayıtların hepsi benzer şekillerde olmaz. Bazan P boyuna dalga kayıtlarında SV enine dalgalarının varışları izlenir. Genellikle SV enine dalgalarının kırılmaları düşük hızlı P boyuna dalgalarının kırılmalarına bağlı olarak görülür. P boyuna dalgalarını elde etmek için zemine yerleştirilen demir döküm bir koniye 8 kilogramlık bir çekiçle darbe yapılır. Kaya zeminlerde ise kayaya doğrudan vurulur. Sismik kırılma kayıtlarını almak için düşey jeofonlar kullanılır.

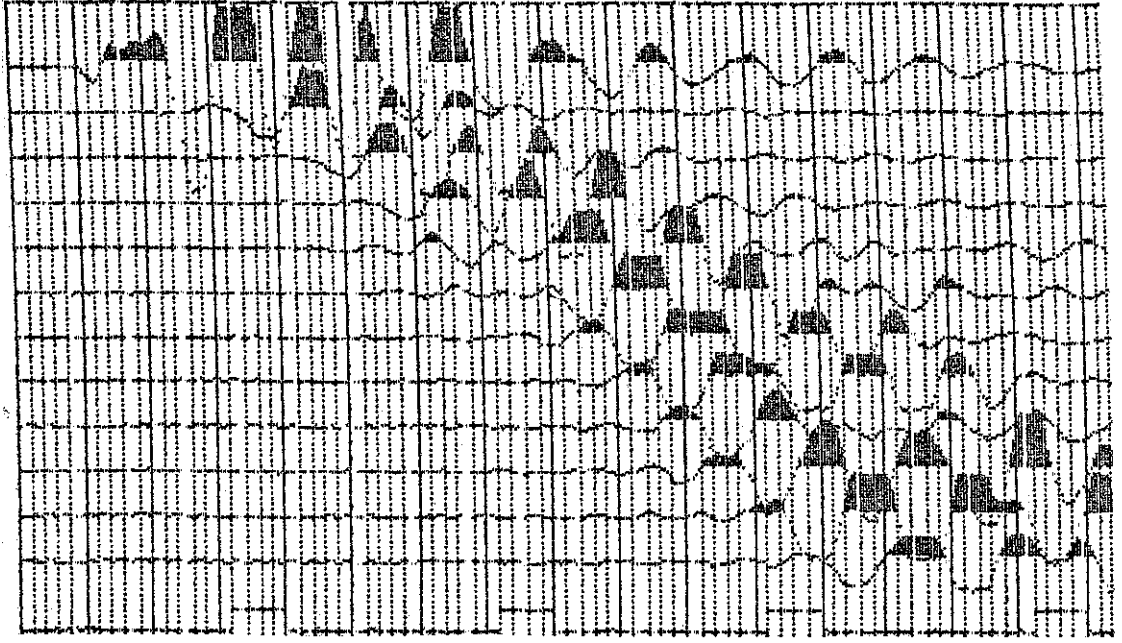
Şekil 6.6'da S enine dalga kayıtlarını alırken yatay jeofon kullanılmıştır. S enine dalga kaynağı SH enine dalgasını elde edecek şekilde düzenlenir. İlk defa Kobayashi'nin uyguladığı bu yöntemde; yer yüzeyine tam olarak temas etmesi için üzerine araba tekerlerinin çıkarıldığı ahşap bir kalasa (1.5 m. ile 2.5 m. uzunluğunda, 30 cm. ile 40 cm. genişliğinde ve 8 cm. ile 10 cm. kalınlığında) iki ucundan 8 kilogramlık bir çekiçle darbe yapılır. Darbenin yönü profile dik ve yatay jeofonun hareketine paraleldir. Bu vuruş nedeniyle, kalas ve zemin arasında ani kesme kuvveti ve dolayısıyla SH dalgaları yayılmaktadır. Kaynağın polaritesinden dolayı şekil 6.6'da (a) kayıdı (b) kayıdından farklıdır. SH enine dalgalarının varışları iki kayıdın korelasyonundan kolayca seçilebilir. Kayıdın sonundaki alçak frekanslar Love dalgalarıdır.

P boyuna dalgası, SV enine dalgası ve zıt yönde darbe ile oluşan SH enine dalgalarının özellikleri ve varış zamanları şekil 6.7'de görülmektedir.

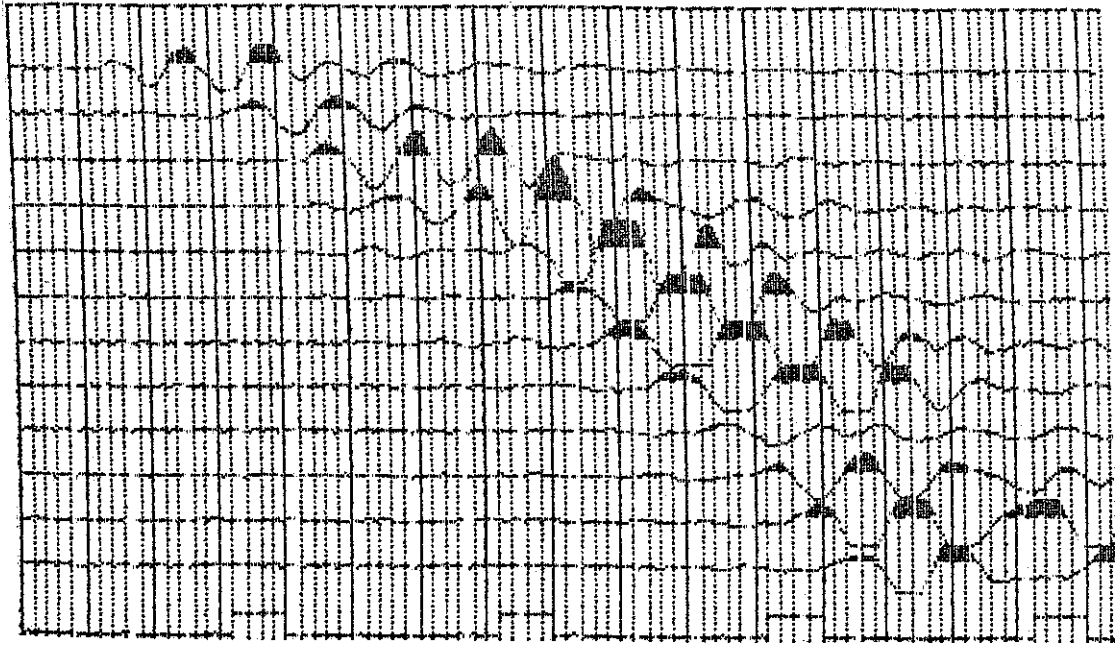
P boyuna dalgalarının kayıdı için 20 Hz. lik düşey jeofonlar ve S enine dalgalarının kayıdı için 14 Hz. lik yatay jeofonlar kullanılmıştır. Jeofon aralıkları S enine dalgalarının kayıdı için 3 m. ye kadar daralırken P boyuna dalgalarının kayıdı için 30 m. ye kadar genişlemiştir.



Şekil 6.5 Isparta-Gölcük yolu pomza ocağı profi-
linde alınan P boyuna dalgalarının kaydı görülmektedir.
(Bir aralık 2 ms.)

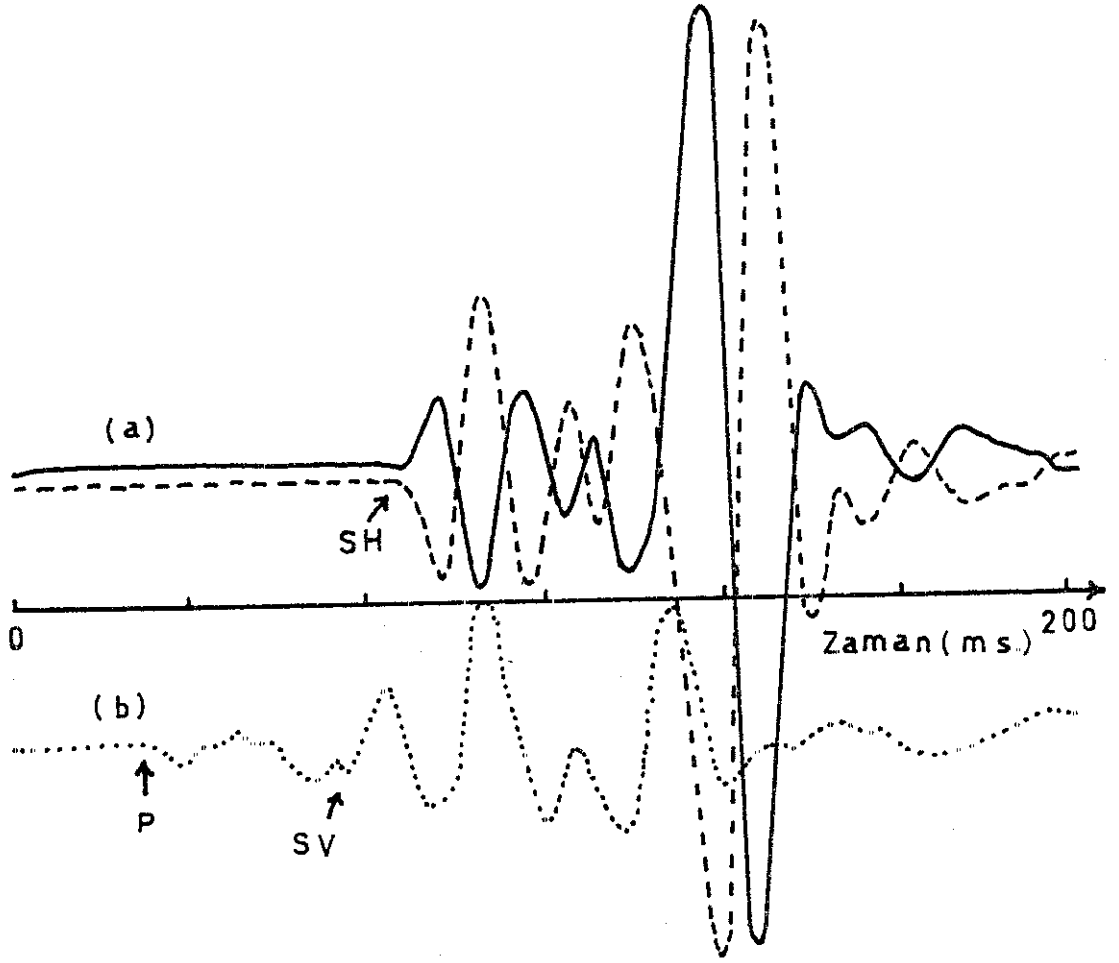


a



b

Şekil 6.6 Isparta-Gölcük yolu pomza ocağı profilinde alınan (a) kaydına göre zıt darbe ile oluşan (b) kaydı SH enine dalgaların polaritesini göstermektedir. (Bir aralık 5 ms.)



Şekil 6.7 P boyuna dalgaların ve S enine dalgaların özellikleri ve varış zamanları.
 (a) Zıt yönde darbe ile oluşan SH enine dalgaları.
 (b) P dalgası.

6.2. ES-1210 F SİSMOGRAFİNİN (NIMBUS ES-1210 F
MULTICHANNEL SIGNAL ENHANCEMENT SEISMOGRAPH)
ÖZELLİKLERİ

Sismik kırılma tekniğiyle yapılan çalışmalarda kayıtlar Amerikan Geometrics Firmasının üretimi, çok gelişmiş, 12 kanallı ve sinyal biriktirmeli sismografi ile alınmıştır. Her bir kanalın "time break'i" (sıfır başlangıç zamanı) darbe anında çekiçteki anahtarla (açık durumda iken kapanıp açılan platinle) elde edilmektedir. Sismik dalgaların kırılmaları 0.5 milisaniye hassasiyetle okunabilmektedir.

(a) Sinyal biriktirici (signal enhancement) :

Hafızanın büyüklüğü her bir kanalda 10 küçük parça ile 1024 sözcükten oluşur. Sinyali örnekler ve tekrarlanmış sinyalleri üst üste biriktirerek kaydeder. Gürültülü gelen rastgele sinyaller silinir veya sınırlanır. 12 kanaldan istenilenlerde hafıza dondurulabilir.

(b) Gain :

Her bir kanalın ayrı ayrı büyütmesini düzenler. Gain, 6 db'lik kademeler halinde (0-66 db) arasında kalibre edilmiştir. Sistemin tüm gain'i bundan çok daha yüksektir.

(c) İz büyüklüğü (trace size) :

Değerlendirme sırasında en iyi iz büyüklüğünü belirlemede kullanılır. Bu kontrol hafızaya girer. Veriler üzerinde herhangi bir etki yapmaz.

(d) Hafıza (memory) :

Bu sistem iz büyüklüğü düğmesinin yukarıya doğru çekilmesiyle çalışmaya başlar. Yaptığı iş tek tek her kanalı veri biriktirmekten veya veriyi silme işlemi yap -

maktan engellemektir.

(e) Hafızayı silme (clear memory) :

Bu sistem kayıdan silinerek aletin yeni bir veriye hazırlanması için kullanılır.

(f) Osilograf (oscillograph) :

Elektroya duyarlı kağıt üzerinde 12 kanalın hepsin de aynı zamanda oluşan sürekli kayıt alır. Kayıt ışıktan kararmaz.

(g) Frekans (frequence) :

Filtrelerin köşe frekansını seçer ve 30 ile 300 Hz arasında ayarlanabilir.

(h) CRT kadranı (CRT display) :

CRT kadranı gün ışığında karartma yapmadan görülebilir. Zaman çizgilerini seçen anahtarla değişik zaman uzunluğundaki bölgelerde sinyal izleri izlenebilir.

(ı) Kayıt zamanı (record time) :

Kayıt uzunluğunun zamanlamasıdır. Bu işlem, sinyallerin örnekleme oranının değiştirilmesiyle yapılır. Kayıt süresi 50 milisaniyeden 2000 milisaniyeye kadar değişir.

Kayıt süresi (record time)	Zaman çizgileri aralığı (time line interval)
50 ms	0.5 ms
100 ms	1.0 ms
200 ms	2.0 ms
500 ms	5.0 ms
1000 ms	10.0 ms
2000 ms	20.0 ms

(i) Gecikme (delay) :

Kayıdın başlamasını zaman içerisinde 9.999 milisaniyeye kadar ertelemek olanaklıdır.

6.3. EKİPMAN

- (a) Sismograf.
- (b) 12 voltluk batarya kutusu.
- (c) Batarya şarj edicisi.
- (d) Güç kablosu (sismograf-batarya arasında).
- (e) Çekiç ve çekiç anahtarı.
- (f) Patlayıcı madde için blaster.
- (g) Kayıt kağıdı.
- (h) Jeofon kablosu (sismograf-jeofon arasında).
- (ı) Jeofonlar.
- (i) Demir döküm koni veya alüminyum plaka).
- (j) Tahta kalas (2 m.x 0.1 m.x 0.3 m.).

7. UYGULAMALAR VE YORUMLAR

Değişik yörelerde çeşitli sedimanter ve volkanik kayalar üzerinde alınan enine ve boyuna dalga hızı ölçülerini kullanarak bu çalışmada geliştirilen zemin emniyet gerilmesi ve nihai taşıma gücü bağıntılarıyla uygulamalar yapılmıştır. Aynı veriler kullanılarak enine dalga hızı ile serbest basınç mukavemeti arasındaki deneysel bağıntıdan hesaplamalar yapılmıştır. Ayrıca bazı yörelerde sismik çalışmaların yanında konik penetrasyon deneyleri(KPT) yapılmış ve serbest basınç mukavemetleri hesaplanmıştır. Bu üç yöntemden elde edilen zemin emniyet gerilmesi ve taşıma gücü değerleri karşılaştırılarak yorumlamaya gidilmiştir. Bu yorumlamalar (KPT) deneyi yapılmayan yörelere genişletilmiştir. Sağlıklı ve güvenilir sonuçlar elde edilmiştir.

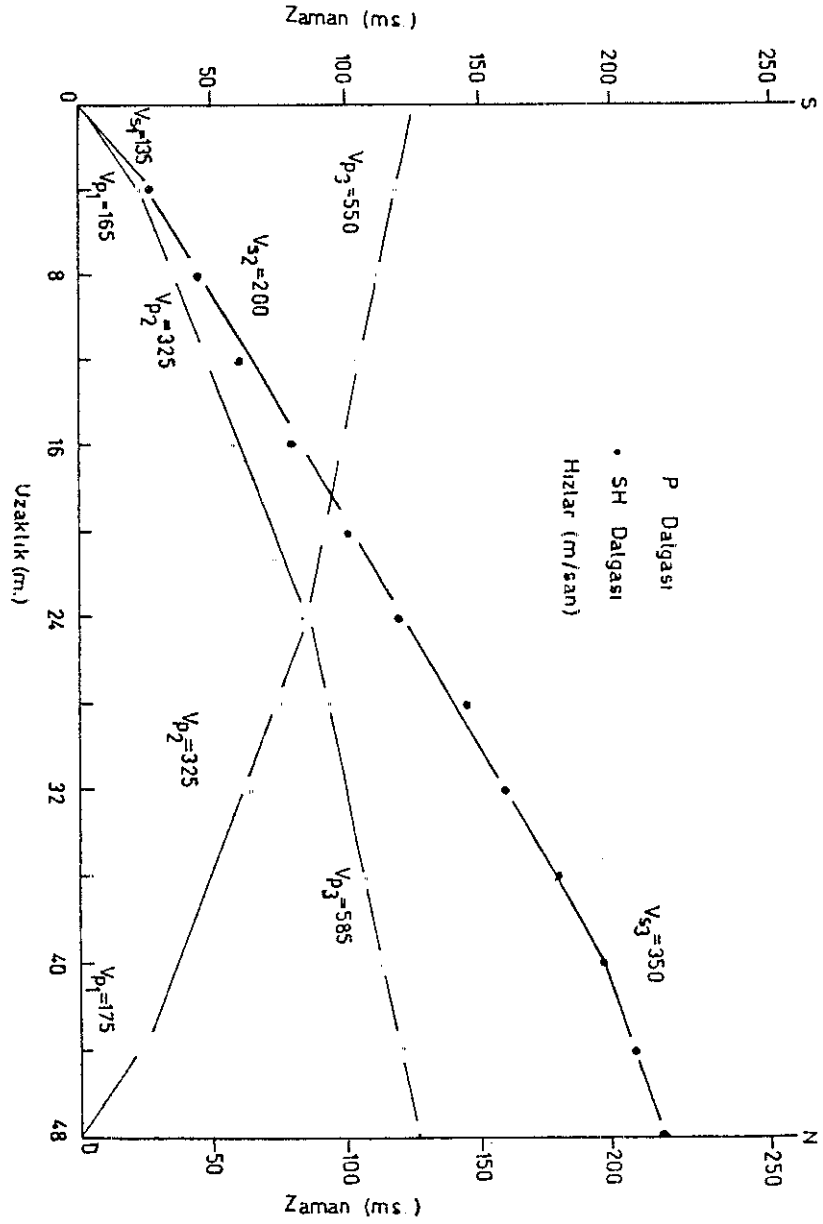
7.1. ISPARTA-BİNBİR EVLER

Bölgede geniş bir yayılım gösteren pomza birkaç seviye halinde kil, killi kum ve tüflerle ardalanmalıdır. Daha altta tüfler ve killi kumlu seviyeler devam etmektedir. Sismik çalışmalar sonucunda elde edilen hız verilerinden düzenlenen tablo 7.1'de üç seviye izlenmektedir.

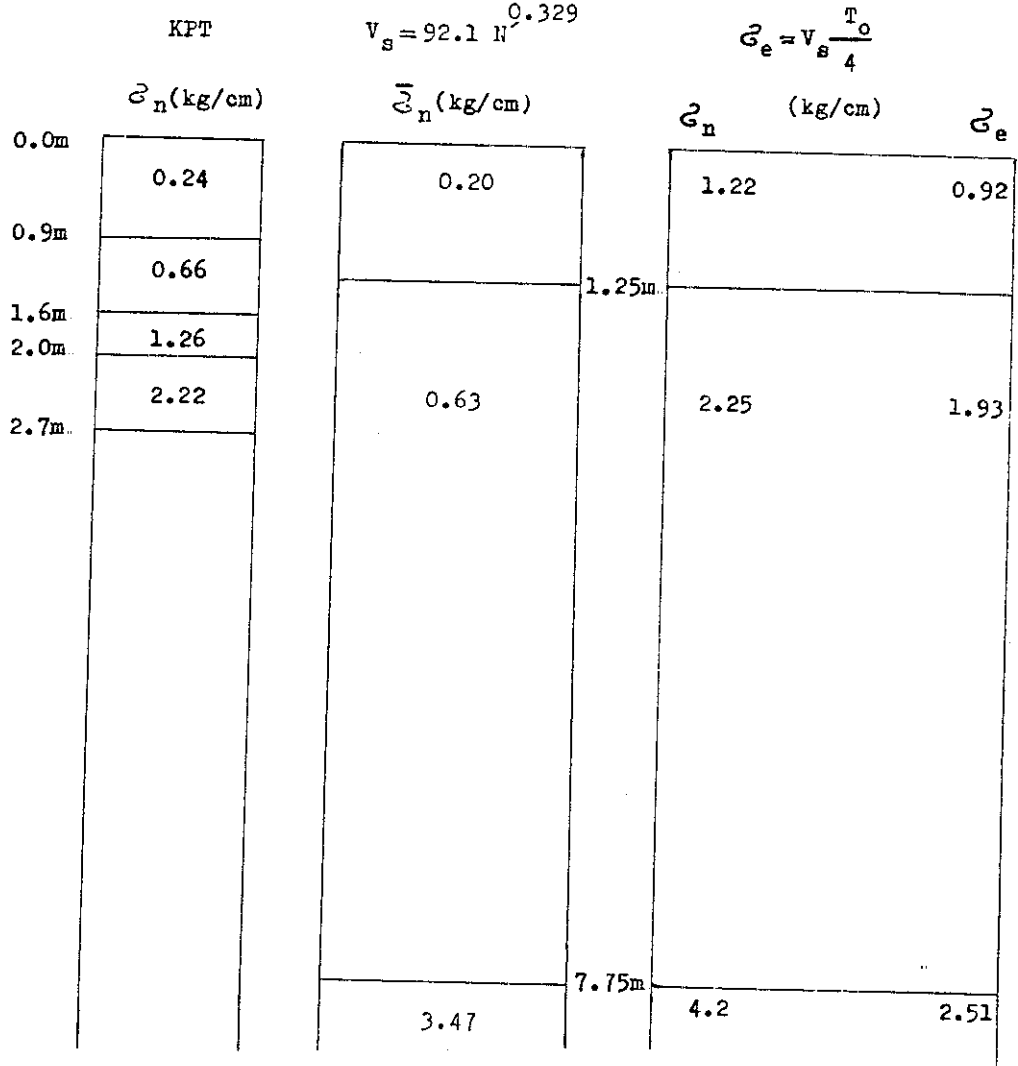
Birinci seviye pomzadır. Hızların düşük oluşu gözenekli yapıya işaret etmektedir. Pomza ve tuf ardalanmalı ikinci seviyenin de hızları düşüktür. V_p/V_s ve μ Poisson oranlarının düşük oluşu kuruluştan ve gözenekli yapıdan dolayıdır. Üçüncü seviye az konsolide olmuş killi kumlu tüflerdir.

Zemin emniyet gerilmesi ve nihai taşıma gücü sismik yöntemin yanında konik penetrasyon deneyi ile saptan-

mıştır. Şekil 7.2`de görüldüğü gibi gerek konik penetras-yon deneyi, gerek enine dalga hızı ile serbest basınç mu-kavemeti arasındaki deneysel bağıntı ve gerekse bu çalış-mada geliştirilen bağıntıyla V_p hızından elde edilen nihai taşıma gücü değerleri arasında büyük bir uygunluk görül -mektedir. Konik penetrasyon deneyinden elde edilen taşı-ma gücünü uygun bir güvenlik sayısına bölersek bu çalışma-da geliştirilen bağıntıyla V_s hızından elde edilen zemin emniyet gerilmesi değerine yaklaşacağı anlaşılmaktadır.



Sekil 7.1 Isparta-Binbir Evler ölçü profili için yol-zaman grafiği.



Şekil 7.2 Isparta-Binbir Evlerde KPT, $V_s = 92.1 N^{0.329}$ ve $G_e = V_s \frac{T_0}{4}$ yöntemleri ile elde edilen taşıma güçlerinin karşılaştırılması.

TABLO 7.1 ISPARTA-BİRBİR EVLER ÖLÇÜ NOKTASI İÇİN HESAPLANAN DEĞERLER.

Tabaka	P Dalga Hızı m/san	S Dalga Hızı m/san	H m	T ₀ san	γ gr/cm ³	μ	E _d ² kg/cm	G _d ² kg/cm	K _d ² kg/cm	V _p /V _s	ϵ_n ² kg/cm	δ_e ² kg/cm	$\bar{\sigma}_n$ ² kg/cm
1	165	135	1.25	0.167	1.63	0.48	897	303	311	1.22	1.22	0.92	0.20
2	325	200	6.50		1.66	0.20	1625	677	903	1.63	2.25	1.39	0.63
3	585	350			1.72	0.22	5239	2147	3118	1.67	4.20	2.51	3.47

7.2. YALVAÇ EMNİYET AMİRLİĞİ LOJMANLARI

İnşaat sahasını etkileyen genç alüvyonlardır. Üst kısmında bitkisel toprak, bunun altında kumlu, killi ve siltli seviyeler yer alır. Yer yer çimentolanmamış çakıllı killi seviyeler izlenmektedir. Daha altta killi ve çakıllı killi seviyeler bulunmaktadır. Isparta Mühendislik Fakültesinin hazırladığı Yalvaç Emniyet Amirliği (Lojmanlı) İnşaatının Zemin Etüdü Rapor'undaki hız verilerinden düzenlenen tablo 7.2'de üç seviye izlenmektedir.

Birinci seviye üstte bitkisel toprağın bulunduğu kumlu killi ve killi siltli seviyelerdir. V_p/V_s ve μ oranlarının yüksek oluşu ıslaklığı işaret etmektedir. Ayrıca V_s hızının çok düşük oluşu konsolide olmayan zeminde dolaydır.

İkinci seviye, içinde çakıllar bulunan çimentolanmamış killi seviyelerdir. μ ve V_p/V_s oranları ıslaklığın azaldığını göstermektedir.

Üçüncü seviye ikinci seviyeye benzemekle beraber V_s hızlarına bakılınca az konsolide olduğu anlaşılmaktadır.

Zemin emniyet gerilmesi ve nihai taşıma gücü sistematik yöntemin yanında konik penetrasyon deneyi ile de saptanmıştır. Şekil 7.3'te görüldüğü gibi gerek konik penetrasyon deneyi ile gerek enine dalga hızı ile serbest basınç mukavemeti arasındaki deneysel bağıntı ve gerekse bu çalışmada geliştirilen bağıntıyla V_p hızından elde edilen taşıma gücü değerleri arasında büyük bir uygunluk görülmektedir. Konik penetrasyon deneyinden elde edilen taşıma gücünü uygun bir güvenlik sayısına bölersek V_s hızından hesaplanan zemin emniyet gerilmesine yakın olacağı anlaşılmaktadır.

	KPT σ_n (kg/cm ²)	$V_s = 92.1 N^{0.329}$ $\bar{\sigma}_n$ (kg/cm ²)	$\sigma_e = V_s \frac{T_0}{4}$ (kg/cm ²)	σ_e
1.20m	0.36	0.03	1.20	0.43
1.80m	0.78	0.46	2.08	1.10
2.35m	1.44			
	2.58	2.52	4.06	2.00

Şekil 7.3 Yalvaç Emniyet Amirliği Lojmanlarında KPT, $V_s = 92.1 N^{0.329}$ ve $\sigma_e = V_s \frac{T_0}{4}$ yöntemleri ile elde edilen taşıma güçlerinin karşılaştırılması.

TABLO 7.2 YALVAÇ ENMİYET AMİRLİĞİ LOJMANLARI ÖLÇÜ NOKTASI İÇİN HESAPLANAN DEĞERLER.

Tabaka	P Dalga Hızı m/san	S Dalga Hızı m/san	H m	T ₀ san	γ gr/cm ³	μ	E _d kg/cm ²	G _d kg/cm ²	K _d kg/cm ²	V _{p/V_s}	$\bar{\sigma}_n$ kg/cm ²	$\bar{\sigma}_e$ kg/cm ²	$\bar{\sigma}_n$ kg/cm ²
1	200	72	1.20	0.146	1.64	0.42	247	87	515	2.78	1.20	0.43	0.03
2	340	180	3.60		1.67	0.30	1435	552	1195	1.89	2.08	1.10	0.46
3	640	315			1.73	0.34	4690	1750	4885	2.03	4.06	2.00	2.52

7.3. DİNAR KÜÇÜK SANAYİ SİTESİ

Bu bölgede Üst Pliosen çökelleri ile karasal Pleistosen çökelleri ve Kuvaterner alüvyonlar yer almaktadır. Ovanın tabanını oluşturan gölsel Pliosen çökeller genellikle marndan ibarettir. Bunun üst seviyelerinde ince tabakalı tebeşirimsi kireçtaşları yer alır. Bunun üzerinde kırmızı renkli plastik kil, silt, kum, çakıl ve blok karmaşığından oluşan Pleistosen çökeller bulunur. Yan derelerin getirdiği alüvyonlar kil, silt, kum, çakıl ve blok karmaşığıdır.

Isparta Mühendislik Fakültesinin hazırladığı Dinar Küçük Sanayi Sitesi Zemin Etüdü Rapor`undaki 732 nolu ölçü noktası için hız verilerinden hesaplanarak düzenlenen tablo 3`te üç seviye izlenmektedir.

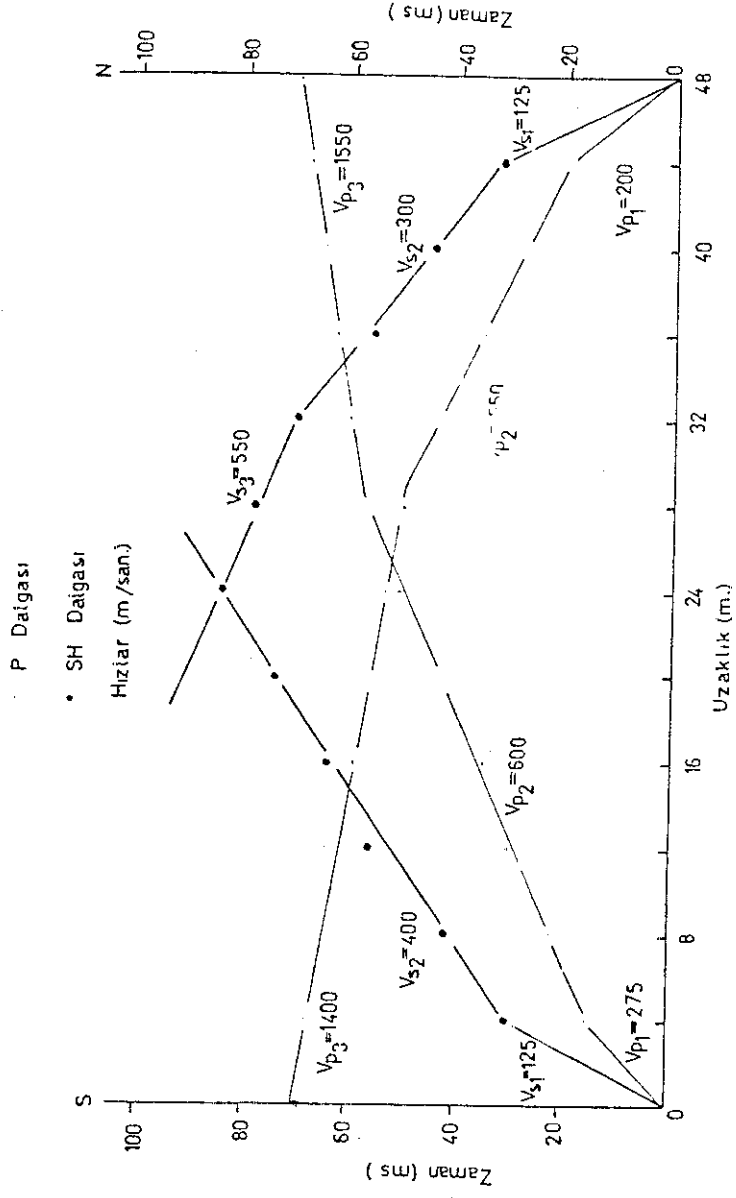
Birinci seviye, zemin emniyet gerilmesi düşük kumlu kildir. Poisson oranının (μ) ve V_p/V_s oranının düşük oluşu kuruluğa işaret eder. Bunun yanında V_s hızının düşük oluşu poroziteden dolayıdır.

İkinci seviye killi kumlu ve yer yer çakıllıdır. V_p/V_s ve μ Poisson oranlarının düşük oluşu bu seviyenin kuruluşunu gösterir.

Üçüncü seviye marn ve tebeşirimsi kireçtaşlarıdır. V_p/V_s ve μ oranlarının büyük oluşu suya doygunluktan dolayıdır.

Zemin emniyet gerilmesi ve nihai taşıma gücü sismik yöntemin yanında konik penetrasyon deneyi ile de saptanmıştır. Şekil 7.5`te görüldüğü gibi konik penetrasyon deneyi sonuçları ile enine dalga hızı ve serbest basınç mukavemeti arasındaki deneysel bağıntıdan elde edilen sonuçları ve bu çalışmada geliştirilen bağıntıyla V_p hızından elde edilen taşıma gücü değerleri arasında büyük bir uygunluk görülmektedir. Kõnik penetrasyondan elde edilen

nihai taşıma gücünü uygun bir güvenlik sayısına bölersek V_s hızından hesaplanan zemin emniyet gerilmesi değerine yaklaştığı anlaşılmaktadır.



Şekil 7.4 Dinar Küçük Sanayi Sitesi ölçü profili için yol-zaman grafiği.

	KPT σ_n (kg/cm ²)	$V_s = 92.1 N^{0.329}$ $\bar{\sigma}_n$ (kg/cm ²)	$\sigma_e = V_s \frac{T_0}{4}$ σ_n (kg/cm ²)	σ_e
0.0m	0.36	0.15	1.01	0.63
0.8m	0.78			
1.8m	1.08			
2.2m	1.62			
2.6m	2.4	2.17	2.90	1.58
		13.72	8.10	3.19

1.35m

7.40m

Şekil 7.5 Dinar Küçük Sanayi Sitesinde KPT, $V_s = 92.1 N^{0.329}$ ve $\sigma_e = V_s \frac{T_0}{4}$ yöntemleri ile elde edilen taşıma güçlerinin karşılaştırılması.

TABLO 7.3 DİNAR KÜÇÜK SAMAYI SİTESİ ÖLÇÜ NOKTASI İÇİN HESAPLANAN DEĞERLER.

Tabaka	P Dalğa Hızı m/san	S Dalğa Hızı m/san	H	T _o san	γ gr/cm ³	μ	E _d kg/cm ²	G _d kg/cm ²	K _d kg/cm ²	V _p /V _s	ξ_n kg/cm ²	ξ_e kg/cm ²	ξ_n kg/cm ²
1	200	125	1.35	0.123	1.64	0.18	616	261	321	1.60	1.01	0.63	0.15
2	550	300	6.05		1.71	0.29	4048	1569	1245	1.83	2.90	1.58	2.17
3	1400	550			1.88	0.41	16347	5797	10735	2.54	8.10	3.19	13.72

7.4 SAMSUN HAVAALANI HEYELANI

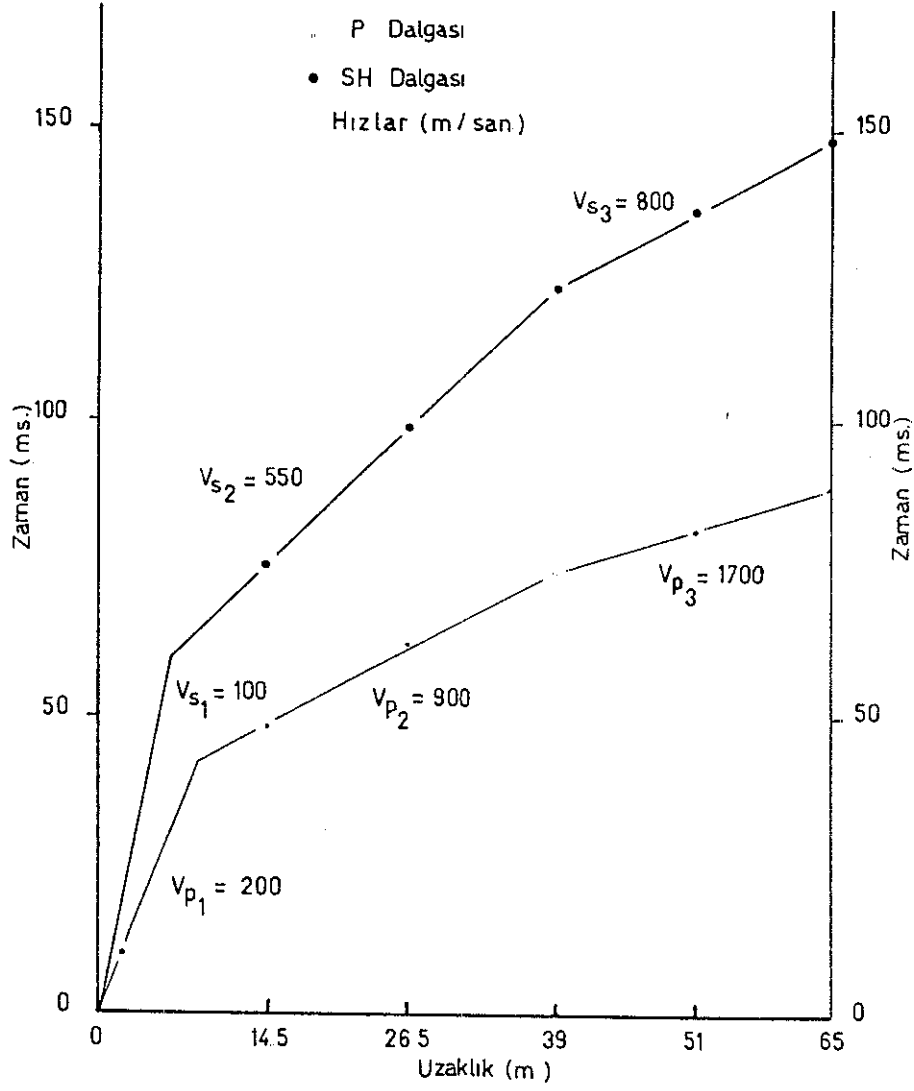
Havaalanı bölgesinde ve Samsun ili yerleşme alanındaki çökeller neojen yaşlıdır. Yörede açılan sondaj verilerine göre üst düzeylerde kil, alt yüzeylerde jips ara bantlı marnlar yer alır. Yamaçlarda da izlenen bu jips ara bantlı sarı renkteki marnların kalınlığı 30 m. ile 40 m. arasındadır. Daha altta mavimsi gri renkli jipssiz marn tabakaları görülür. Samsun ili sınırlarını içindeki aktif heyelanlar bu birimde oluşmaktadır. Jipslerin eriyip gitmesi heyelanları hızlandırmaktadır.

Şekil 7.6`da görülen yol-zaman grafiği sismik kırılma çalışmasının sonucunda hazırlanmıştır. Buradan hesaplanan değerler tablo 7.4`te verilmiştir.

Üstte 4.1 m. kalınlığındaki kil tabakasının zemin emniyet gerilmesi düşüktür. ($\sigma_e = 1.38 \text{ kg/cm}^2$) ve kil için beklenen değerlerdedir. ($V_p/V_s = 2$), ($\mu = 0.33$) değerlerinin ve V_s hızının düşük oluşu zeminin kuruluşundan ve yüzeye yakın poroziteden dolayıdır.

Bunun altında 23.8 m. kalınlığındaki jips ara bantlı marnın zemin emniyet gerilmesi ($\sigma_e = 8.2 \text{ kg/cm}^2$) dir ve iyi bir değerdedir. ($V_p/V_s = 1.65$) ve ($\mu = 0.20$) değerleri tabakanın kuru olduğunu gösterirken V_s hızının artması porozitenin azaldığını göstermektedir. Fakat yörede su ile temastaki jipslerin erimesi heyelanlara neden olmaktadır.

Daha alttaki jipssiz marnın zemin emniyet gerilmesi oldukça iyidir. ($\sigma_e = 13.0 \text{ kg/cm}^2$), ($V_p/V_s = 2.14$) ve ($\mu = 0.36$) değerleri bu tabakanın da kuruluşuna işaret eder. V_s hızının artmasıyla porozite iyice azalmaktadır. Zeminin hakim titreşim periyodu, emniyetli bir sınırdadır.



Şekil 7.6 Samsun Havaalanı Heyelanı EHA-12 ölçü profili için yol-zaman grafiği.

(Kuran, 1977'den alınmıştır.)

TABLO 7.4 SAMSUN HAVAALANI EHA-12 NOLU ÖLÇÜ NOKTASI İÇİN HESAPLANAN DEĞERLER.

Tabaka	P Dalga Hızı m/san	S Dalga Hızı m/san	H m	T ₀ san	γ gr/cm ³	μ	E _d kg/cm ²	G _d kg/cm ²	K _d kg/cm ²	V _p /V _s	ζ_n kg/cm ²	ζ_e kg/cm ²	ζ_n kg/cm ²
1	200	100	4.1	0.337	1.64	0.33	444	167	435	2.00	2.76	1.38	0.08
2	900	550	23.8		1.78	0.20	13173	5488	7318	1.65	13.50	8.20	13.72
3	1700	800			1.94	0.36	34425	12656	40982	2.14	27.80	13.00	42.86

7.5. ÇORUM ŞEKER FABRİKASI

Neojen çökellerin yer aldığı bölgede, üst seviyelerde kil ve jips aralanmasının yanında yanıl geçişler de izlenmektedir. Daha altta marnlar yer almaktadır.

7.5.1. K.3-K.4 Profili:

Şekil 7.7 ve şekil 7.8 kayıtlarından düzenlenen şekil 7.9'daki yol-zaman grafiğinin değerlendirilmesiyle hesaplanan değerlerden tablo 7.5 yapılmıştır. Jipslerin hakim olduğu ince kil bantlı birinci seviyenin zemin emniyet gerilmesi çok düşüktür. K.3 noktasında ($V_p/V_s = 3$) ve ($\mu = 0.43$) değerlerinin yüksek oluşu su ile doymun olduğunu göstermektedir. V_s hızının düşük oluşu poroziteden dolaydır. K.4 noktasına doğru yaklaşıldığında ($V_p/V_s = 2$) ve ($\mu = 0.33$) değerleri K.3 noktasına göre su muhtevasının azaldığını işaret etmektedir.

İkinci seviye kil bantlarının azaldığı ve jipsin hakim olduğu seviyedir. Zemin emniyet gerilmesi oldukça yüksektir. V_s hızlarının yüksek oluşu porozitenin iyice azaldığını gösterir. Bunun yanında (V_p/V_s oranının 1.6 ile 1.3 arasında) ve ($\mu = 0.18$ ile 0.22 arasında) düşük değerler alması, bu seviyenin kuruluşuna işaret etmektedir. Zeminin hakim titreşim periyodu düşüktür.

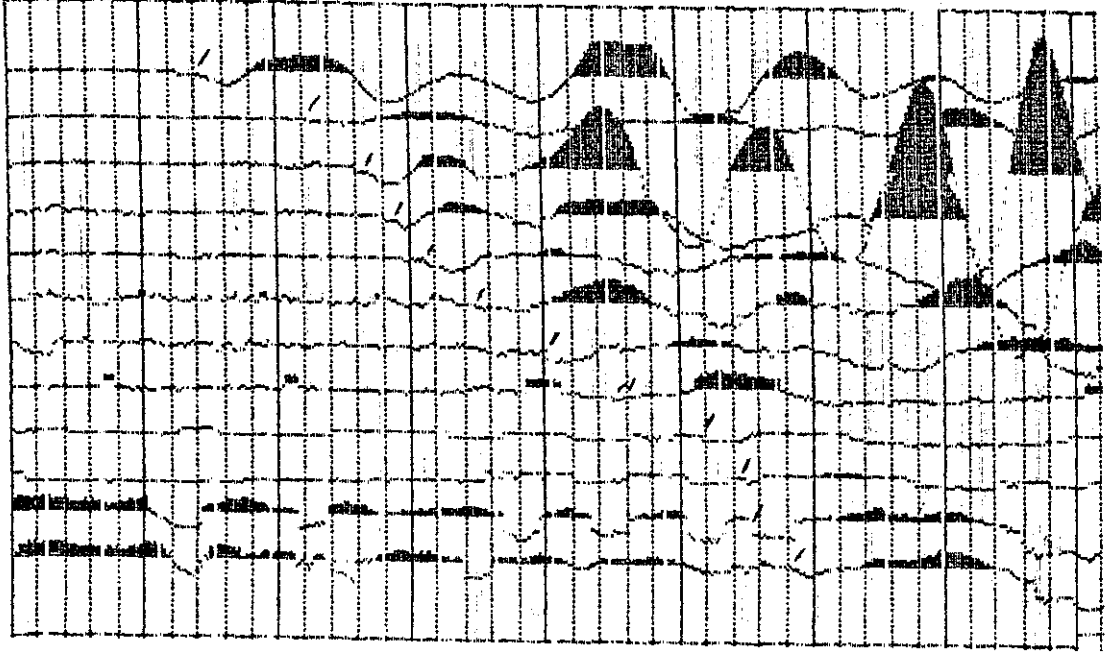
7.5.2. K.4-K.6 Profili:

Şekil 7.10 ve şekil 7.11'deki kayıtlardan düzenlenen şekil 7.12'deki yol-zaman grafiğinin değerlendirilmesiyle tablo 7.6'daki sonuçlar elde edilmiştir. Buna göre K.3-K.4 profilinden farklı olarak altta üçüncü bir seviye ayırt edilmiştir. K.4 noktasında birinci ve ikinci seviyeler için K.3-K.4 profiline benzer durum vardır. En alttaki üçüncü marn seviyesinin zemin emniyet gerilmesi yüksektir. ($V_p/V_s = 1.4$) ve ($\mu = 0.02$) düşük o-

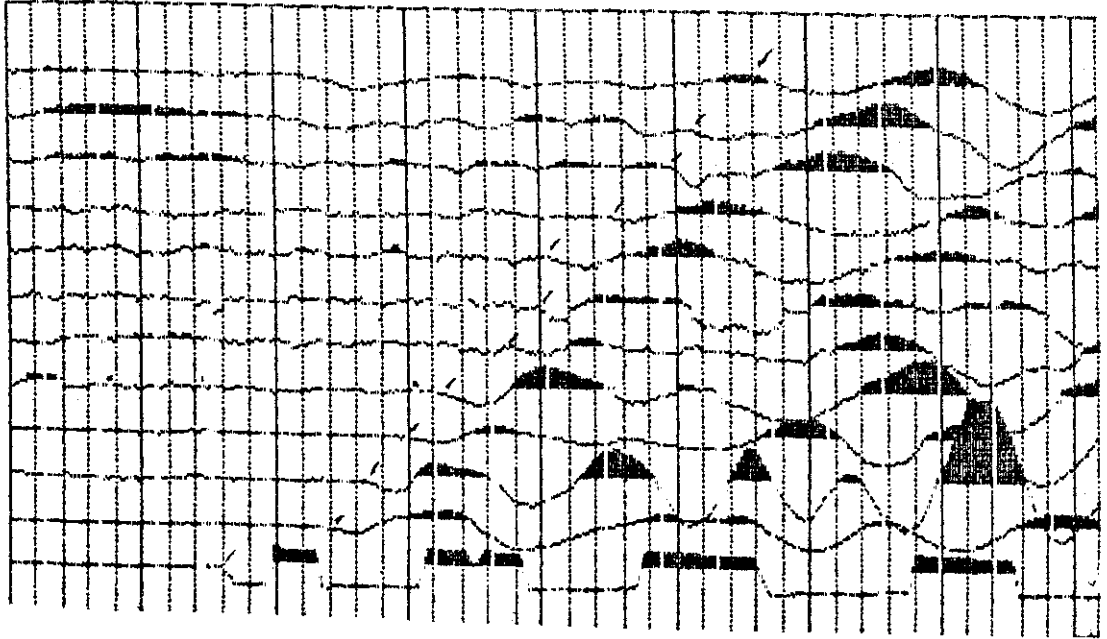
ranlarının yanında yüksek $V_s = 1700$ m/san hızı, porozitenin iyice azalmasının ve kuruluşun sonucudur. K.6 noktasına yaklaşıldığında farklı bir durumla karşılaşılır. Yanal geçiş söz konusudur. Birinci ve ikinci seviyeler benzer şekildedir. Fakat K.6`da en alttaki seviyenin zemin emniyet gerilmesi K.4`e göre çok düşüktür. Bunun da nedeni, K.6`daki seviyenin marn değil sıkışmış kil oluşudur.

7.5.3. K.6-K.7 Profili:

Şekil 7.13 ve şekil 7.14`teki kayıtlardan düzenlenen şekil 7.15`teki yol-zaman grafiğinden elde edilen tablo 7.7`deki değerler, daha önce K.6 için getirilen yorumların benzeridir.

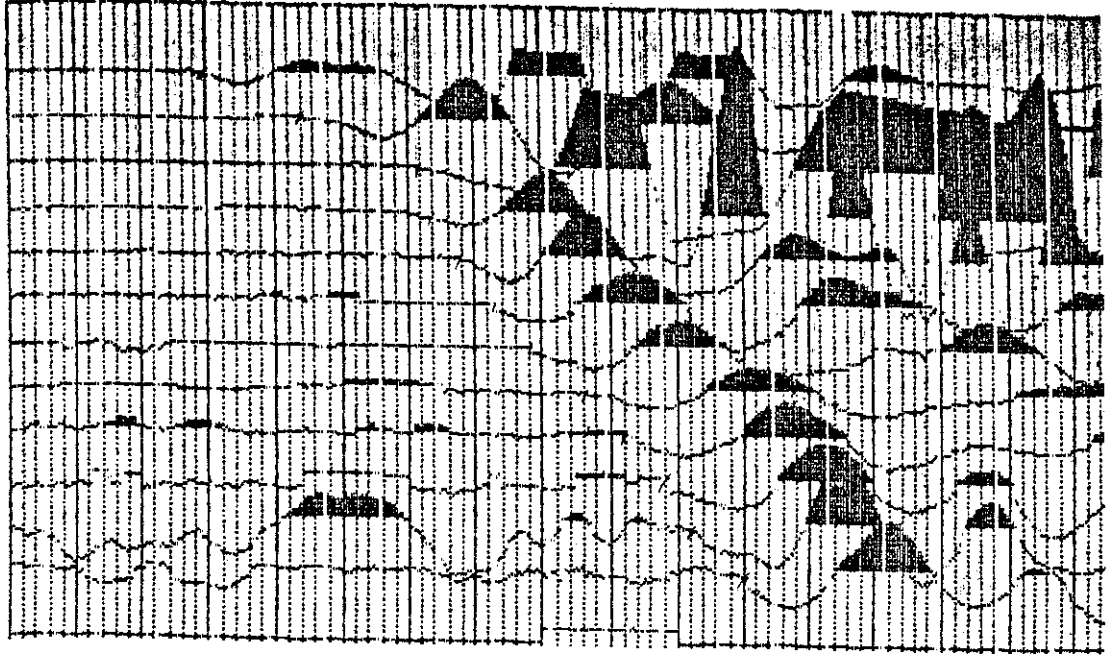


a

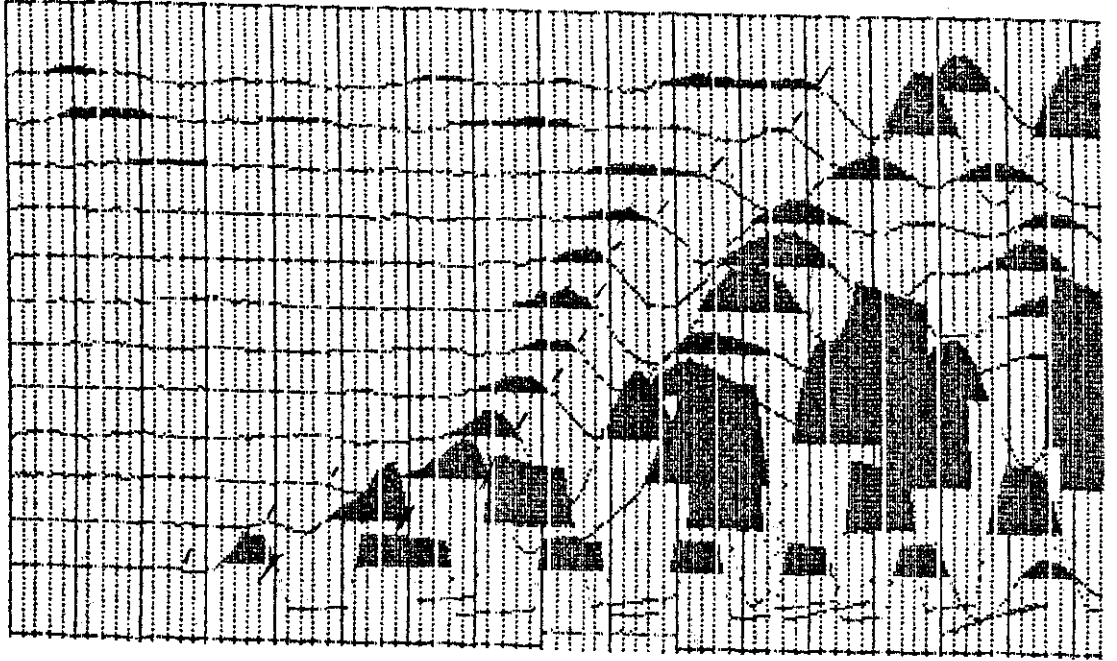


b

Şekil 7.7 Çorum Şeker Fabrikası K.3-K.4 profili kayıtları. (a) P dalgası K.3 atışı kaydı (bir aralık 2 ms). (b) P dalgası K.4 atışı kaydı (bir aralık 2 ms) (Bayer, 1987'den alınmıştır.)

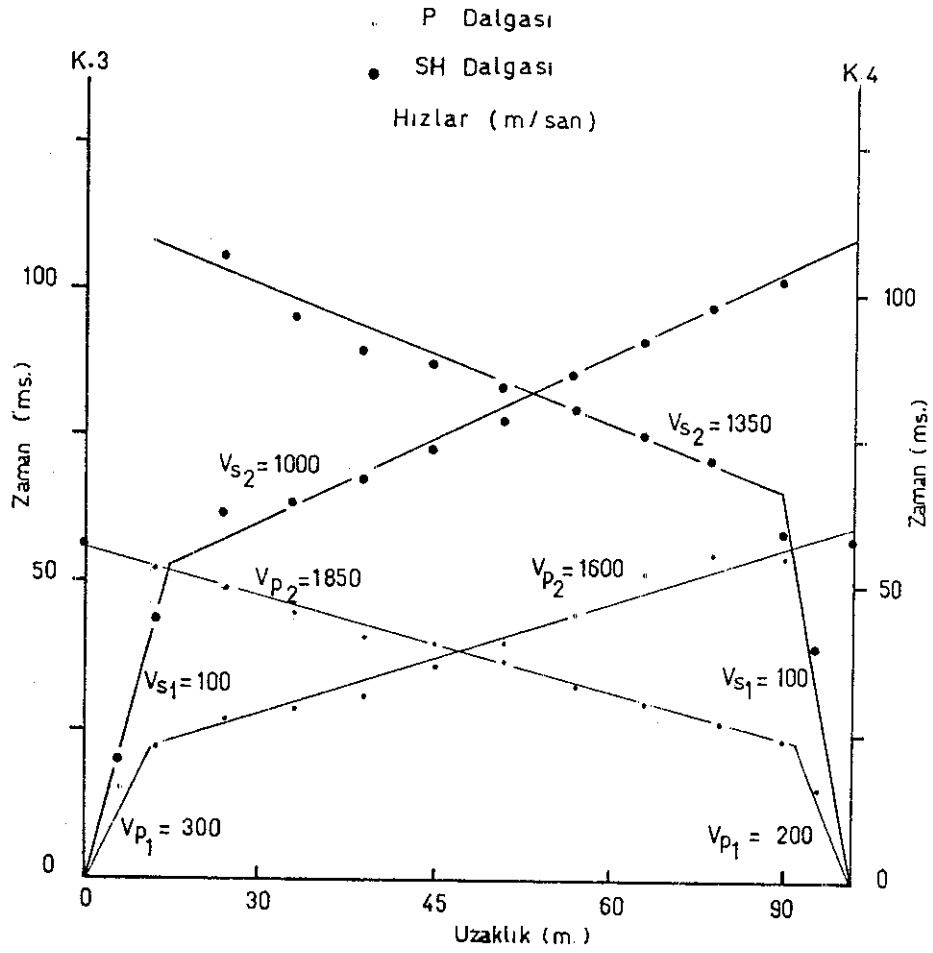


a



b

Şekil 7.8 Çorum Şeker Fabrikası K.3-K.4 profili kayıtları. (a) S dalgası K.3 atışı kaydı (bir aralık 2 ms). (b) S dalgası K.4 atışı kaydı (bir aralık 2 ms). (Bayer, 1987'den alınmıştır.)



Şekil 7.9 Çorum Şeker Fabrikası K.3-K.4 ölçü profili için yol-zaman grafiği.

TABLO 7.5 ÇORUM ŞEKER FAB. K.3 VE K.4 NOLU ÜLÇÜ NOKTALARI İÇİN HESAPLANAN DEĞERLER

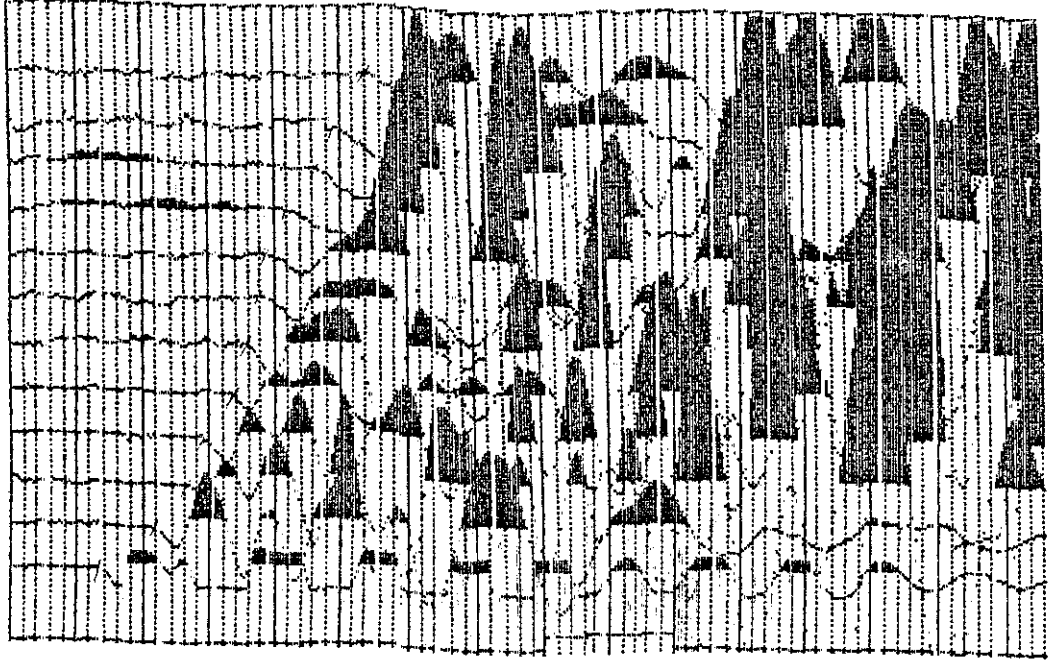
Tabaka	P Dalga Hızı m/san	S Dalga Hızı m/san	H m	T ₀ san	γ gr/cm ³	μ	E _d kg/cm ²	G _d kg/cm ²	K _d kg/cm ²	V _p /V _s	σ_n^2 kg/cm ²	σ_e^2 kg/cm ²	$\bar{\sigma}_n^2$ kg/cm ²
--------	-----------------------------	-----------------------------	--------	-----------------------	--------------------------------	-------	--------------------------------------	--------------------------------------	--------------------------------------	--------------------------------	------------------------------------	------------------------------------	--

K.3

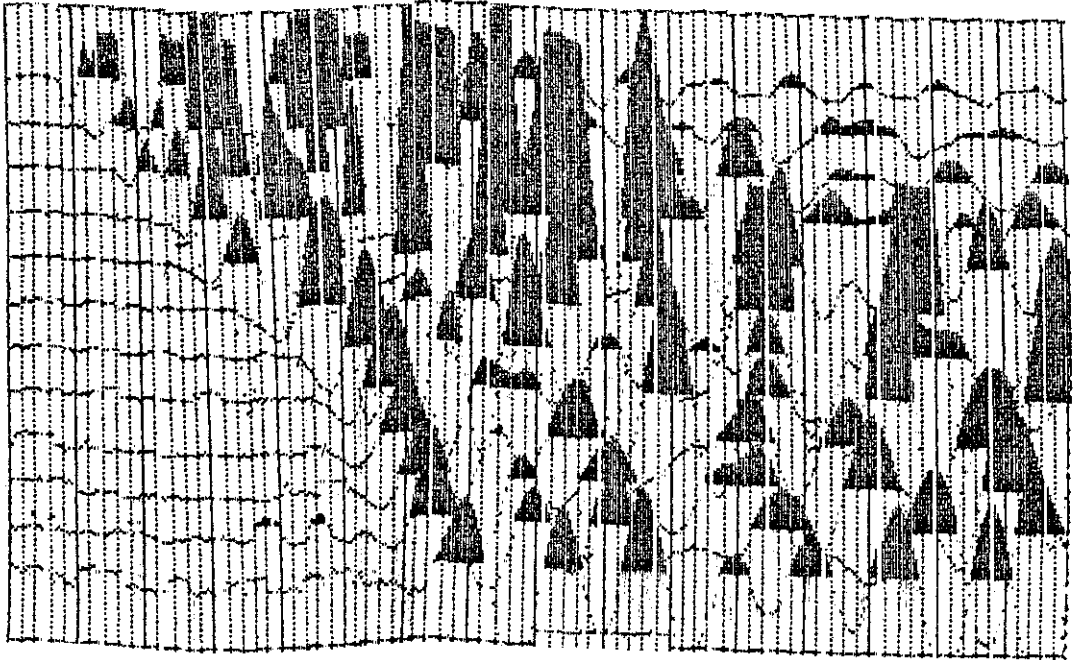
I	300	100	2.9	0.116	1.66	0.43	483	169	1160	3.0	1.40	0.48	0.08
2	1600	1000			1.92	0.18	46187	19571	24056	1.6	8.90	5.56	84.46

K.4

I	200	100	2.1	0.116	1.66	0.33	450	169	440	2.0	0.96	0.48	0.08
2	1850	1350			1.92	0.22	55643	35669	13061	1.3	10.20	7.50	210.30



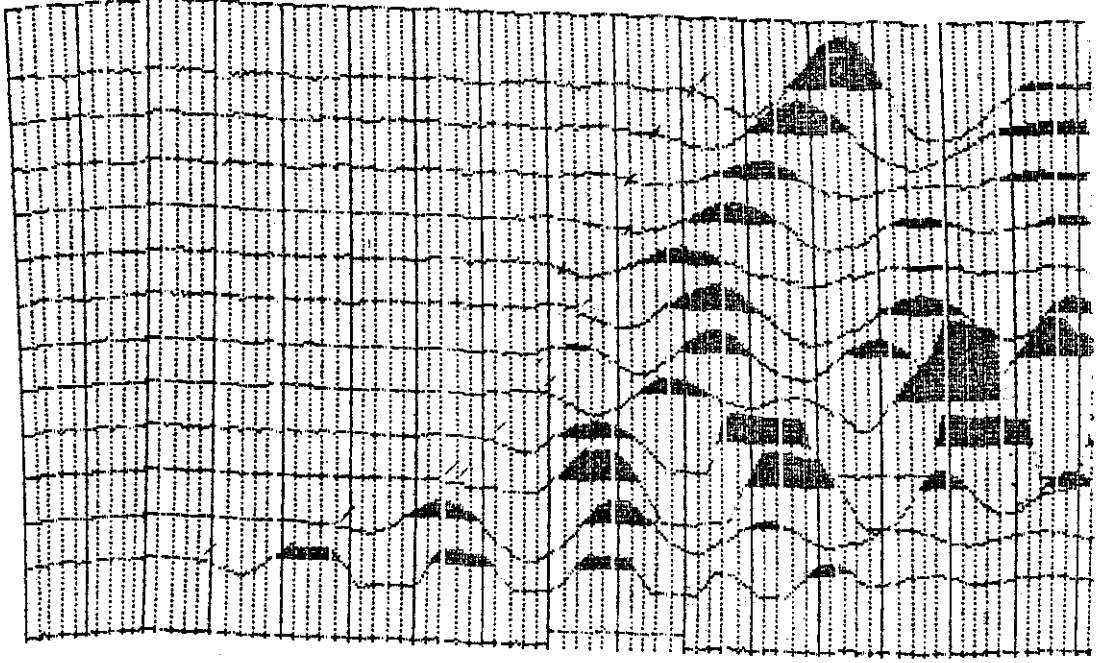
a



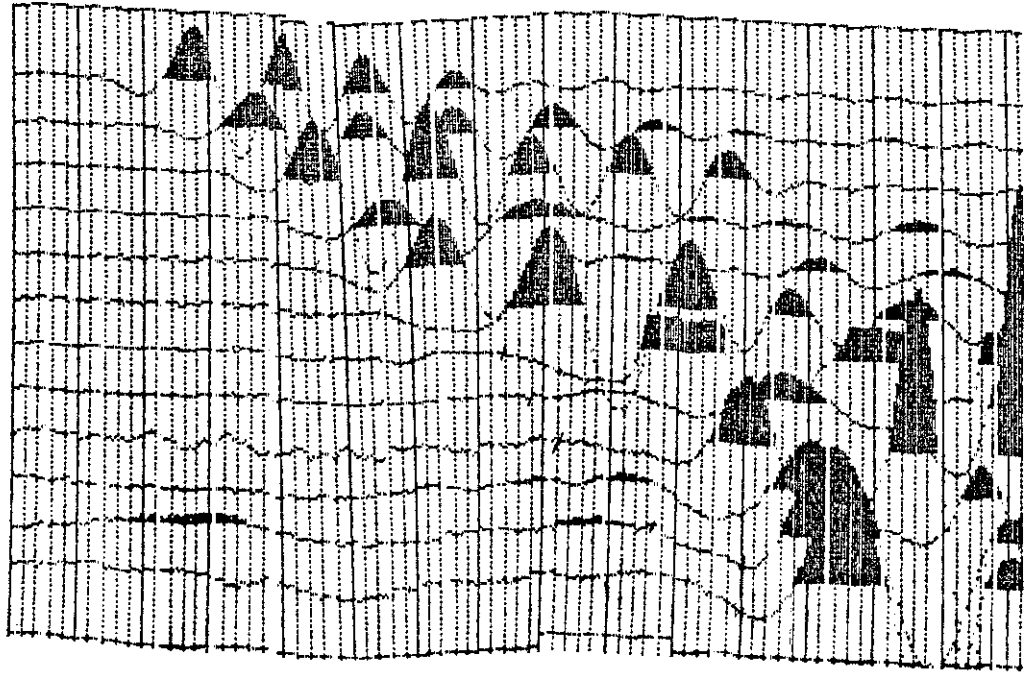
b

Şekil 7.10 Çorum Şeker Fabrikası K.4-K.6 profili kayıtları. (a) P dalgası K.4 atışı kaydı (bir aralık 2 ms). (b) P dalgası K.6 atışı kaydı (bir aralık 2 ms).

(Bayer, 1987'den alınmıştır.)



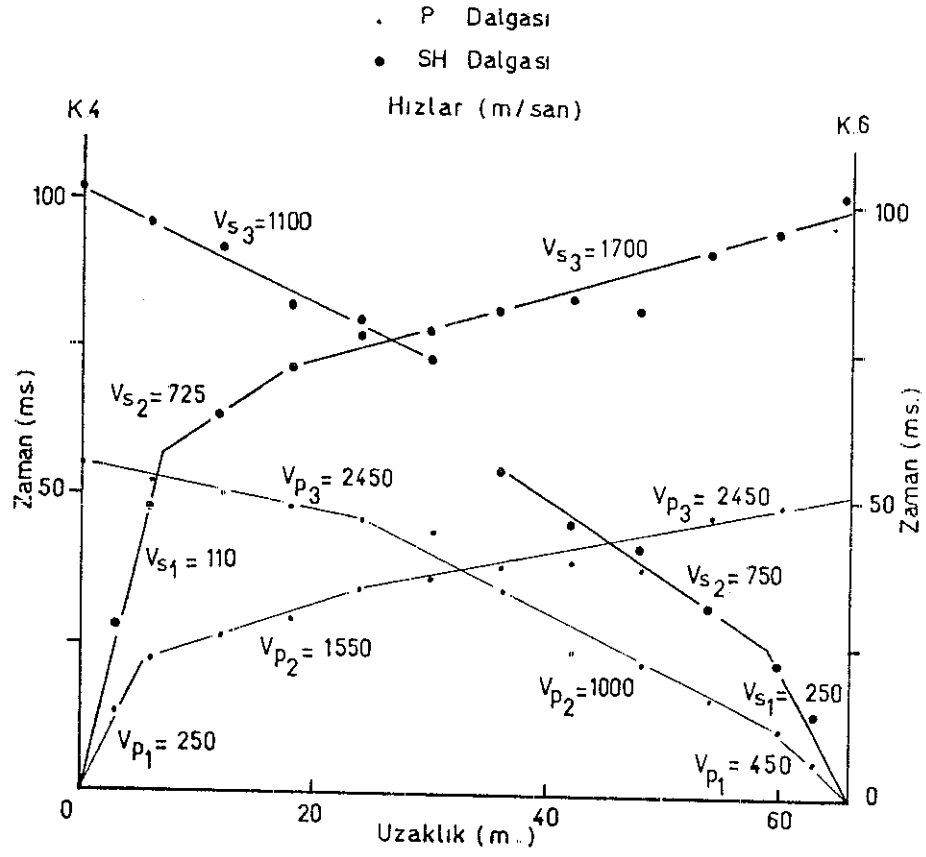
a



b

Şekil 7.11 Çorum Şeker Fabrikası K.4-K.6 profili kayıtları. (a) S dalgası K.4 atışı kaydı (bir aralık 2 ms). (b) S dalgası K.6 atışı kaydı (bir aralık 2 ms).

(Bayer, 1987`den alınmıştır.)



Şekil 7.12 Çorum Şeker Fabrikası K.4-K.6 ölçü profili için yol-zaman grafiği.

TABLO 7.6 ÇORUM ŞEKER FAB. K.4 VE K.6 NOLU ÖLÇÜ NOKTALARI İÇİN HESAPLANAN DEĞERLER.

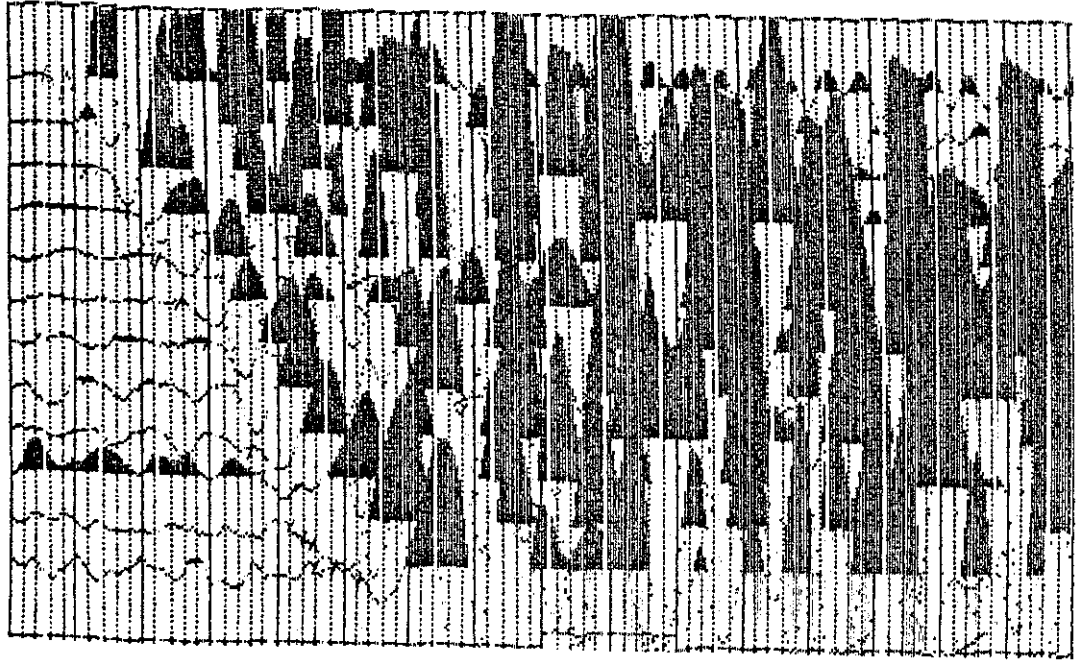
Tabaka	P Dalga Hızı m/san	S Dalga Hızı m/san	H	T ₀ san	γ gr/cm ³	M	E _d ² kg/cm ²	G _d ² kg/cm ²	K _d ² kg/cm ²	V _{p/V_s}	σ_n^2 kg/cm ²	σ_e^2 kg/cm ²	$\bar{\sigma}_n^2$ kg/cm ²
--------	-----------------------------	-----------------------------	---	-----------------------	--------------------------------	---	---	---	---	------------------------------	------------------------------------	------------------------------------	--

K.4

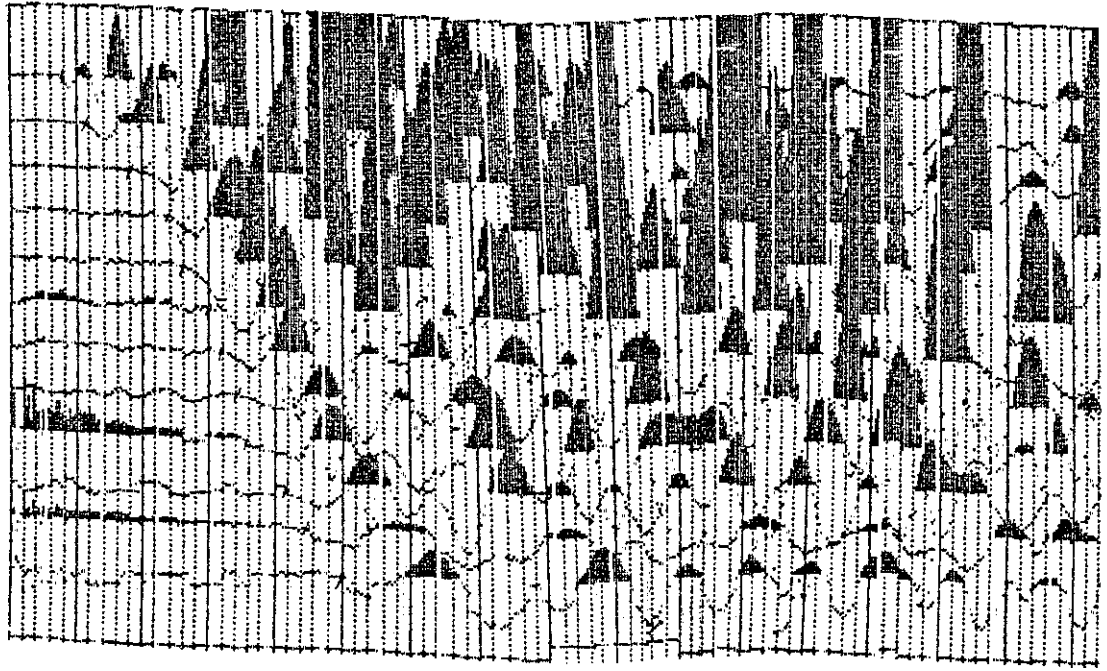
1	250	110	2.3	0.196	1.65	0.37	556	203	712	2.2	2.00	0.89	0.10
2	1550	725	20.4		1.91	0.35	27629	10233	30698	2.1	14.50	6.78	31.78
3	2450	1700			2.09	0.02	99677	61570	41901	1.4	25.00	17.40	423.78

K.6

1	450	250	4.0	0.106	1.69	0.27	2733	1076	1980	1.8	1.98	1.10	1.25
2	1000	750	7.9		1.80	0.22	16100	10321	3726	1.3	4.66	3.57	35.23
3	2450	1100			2.09	0.37	70631	25778	90552	2.2	13.36	6.00	112.85



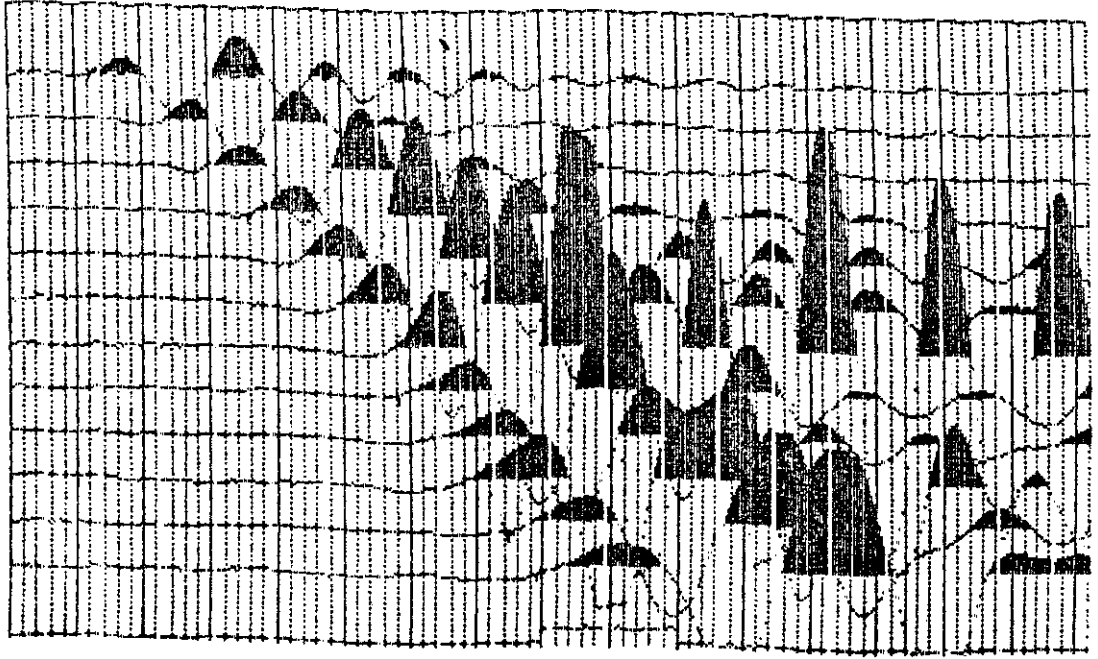
a



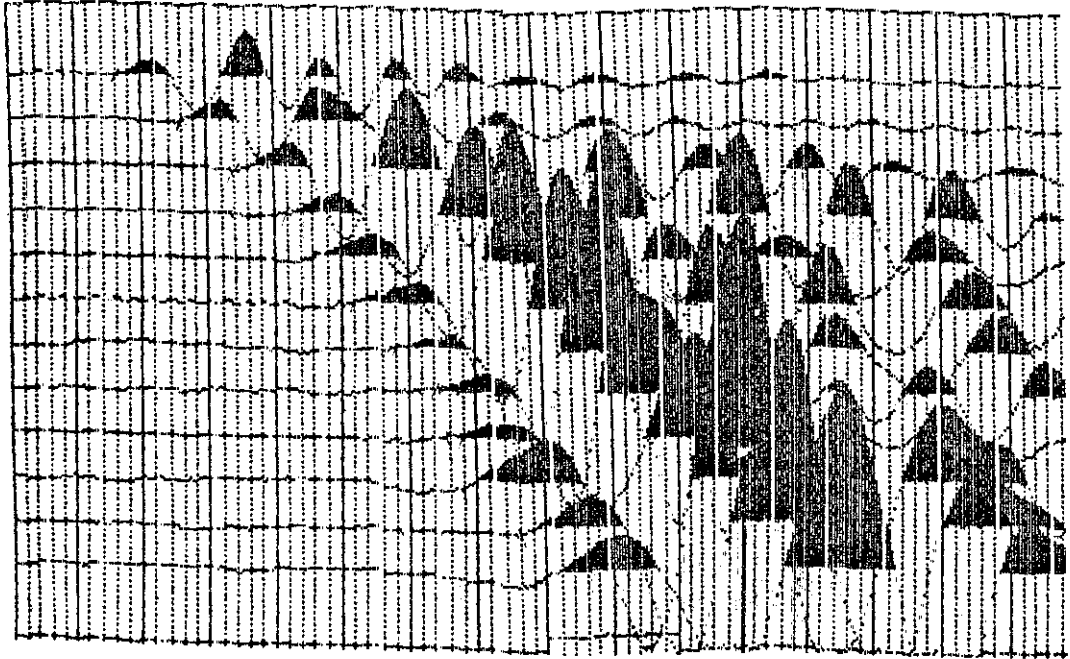
b

Şekil 7.13 Çorum Şeker Fabrikası K.6-K.7 profili kayıtları. (a) P dalgası K.6 atışı kaydı (bir aralık 2 ms). (b) P dalgası K.7 atışı kaydı (bir aralık 2 ms).

(Bayer, 1987'den alınmıştır.)

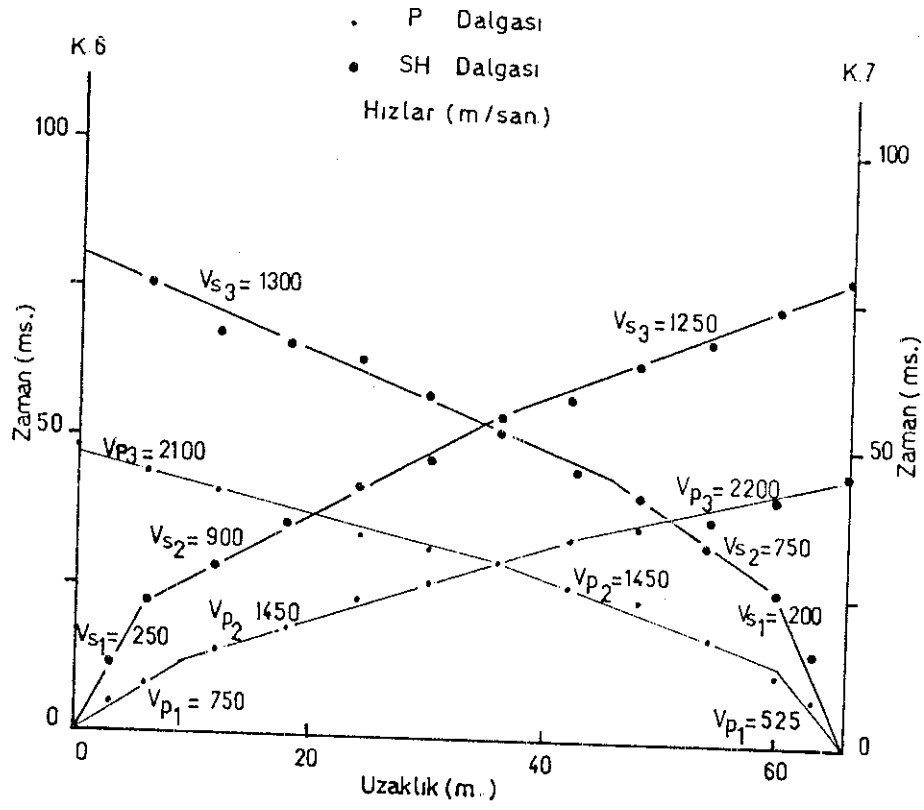


a



b

Şekil 7.14 Çorum Şeker Fabrikası K.6-K.7 profili kayıtları. (a) S dalgası K.6 atışı kayıdı (bir aralık 2 ms). (b) S dalgası K.7 atışı kayıdı (bir aralık 2 ms). (Bayer, 1987'den alınmıştır .)



Şekil 7.15 Çorum Şeker Fabrikası K.6-K.7 ölçü profili için yol-zaman grafiği.

TABLO 7.7 ÇORUM ŞEKER FAB. K.6 VE K.7 NOLU ÖLÇÜ NOKTALARI İÇİN HESAPLANAN DEĞERLER.

Tabaka	P Dalga Hızı m/san	S Dalga Hızı m/san	H m	T ₀ san	γ ³ gr/cm	μ	E ² kg/cm	G ² kg/cm	K ² kg/cm	V _{p/V_s}	\mathcal{E}_n^2 kg/cm	\mathcal{E}_e^2 kg/cm	\mathcal{E}_n^2 kg/cm
--------	-----------------------------	-----------------------------	--------	-----------------------	--------------------------------	-------	-------------------------	-------------------------	-------------------------	------------------------------	----------------------------	----------------------------	----------------------------

K.6

1	750	250	2.6	0.08	1.75	0.43	3186	1116	7585	3.00	2.62	0.87	1.25
2	1450	900	8.8		1.89	0.18	36827	15605	19180	1.60	5.44	3.40	61.32
3	2200	1250			2.04	0.26	86919	34492	60360	1.76	8.97	5.10	166.44

K.7

1	525	200	2.7	0.11	1.75	0.41	1954	693	3618	2.62	2.43	0.93	0.63
2	1450	750	10.6		1.89	0.31	28392	10837	24905	1.93	7.52	3.89	35.23
3	2100	1300			2.04	0.18	82937	35143	43196	1.61	11.74	7.29	187.51

7.6. HANİTABAT DOĞAL GAZ SANTRALI

Bu bölgede pliyosen yaşlı Ergene grubu geniş bir yayılım gösterir. Genellikle üstte kalın bir bitkisel toprak ve bunun altında silt, kil ve kum ardalanması yer alır.

7.6.1. T.13-T.8 Profili:

Sismik kırılma kayıtlarının yer aldığı şekil 7.16 ve şekil 7.17'den elde edilen şekil 7.18'deki yol-zaman grafiğinden hesaplamalarla tablo 7.8 düzenlenmiştir. Üstteki bitkisel toprağın zemin emniyet gerilmesi oldukça düşüktür. V_s hızlarının da çok düşük oluşu porozitenin fazla olduğundanır. (V_p/V_s oranlarının 2.5 ile 2.77) ve (μ oranlarının 0.40 ile 0.42) arasında oluşu formasyonun ıslaklığına işaret eder. Bu sonuç, çalışmanın ilkbahar yağışlarına rastlamasındandır.

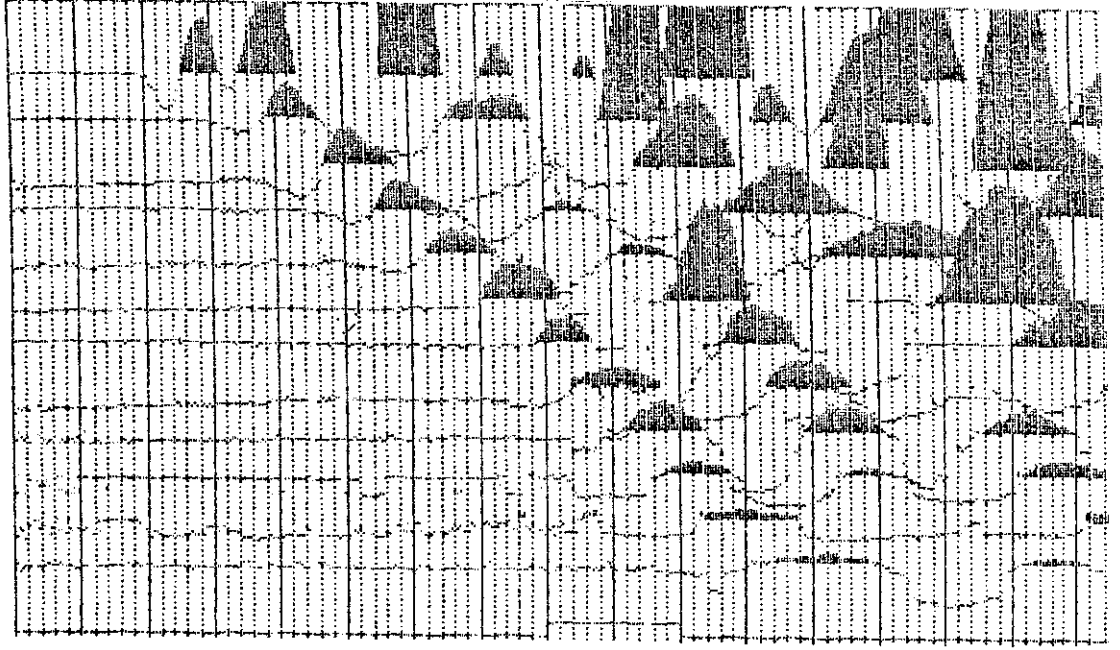
Bitkisel toprağın altındaki ikinci seviye siltli ve killi kum şeklindedir. Zemin emniyet gerilmesi değeri küçüktür. (V_p/V_s 1.64) ve ($\mu=0.24$) gibi düşük değerlerde oluşu kuruluşu gösterir. Nitekim bu yöredeki sondajlarda statik yeraltı su seviyesi 15 ile 20 m. arasında değişmektedir. Mevsim yağışlarının yüzeyi etkilediği ve daha aşağılara etkisinin olmadığı anlaşılmaktadır.

Daha alttaki killi üçüncü seviyenin zemin emniyet gerilmesinin de düşük değerde olduğu görülmektedir. Hız oranının (V_p/V_s 2.0 ile 2.22) ve Poisson oranının ($\mu = 0.33$ ile 0.37) arasında oluşu ıslaklığın başladığını gösterir. V_s hızlarının hala düşük oluşu poroziteden dolaydır.

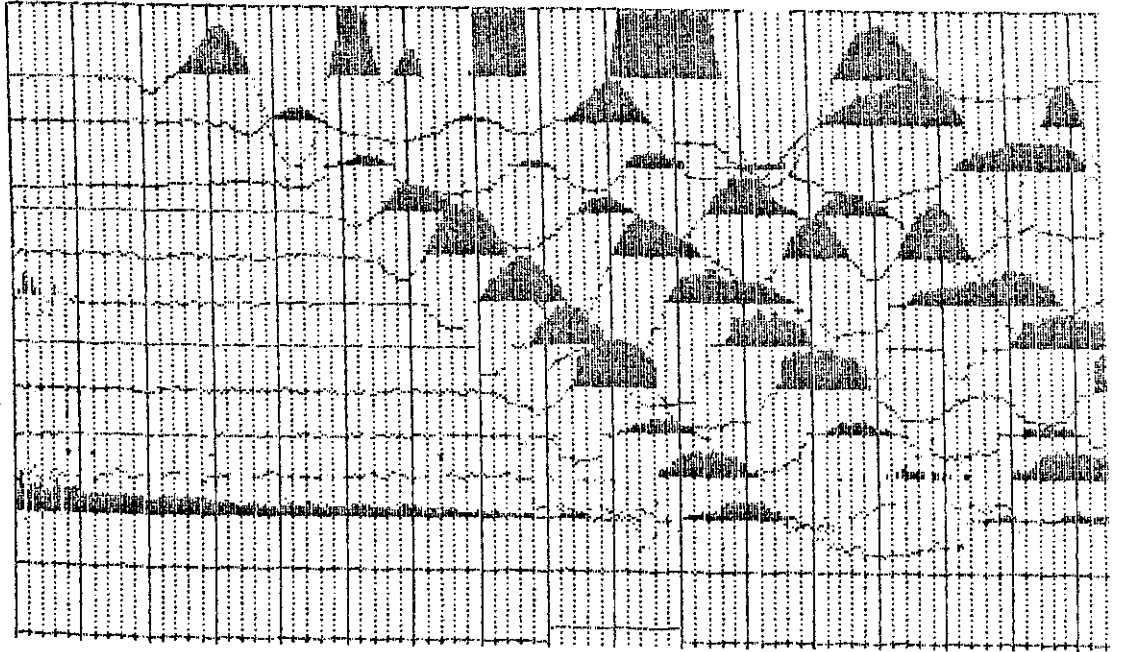
7.6.2. 302-305 Profili:

Şekil 7.19'daki kayıtlardan elde edilen şekil 7.20 deki yol-zaman grafiğinden hesaplanan tablo 7.9'daki değerler için de yukarıdaki aynı yorumlar geçerlidir.

Her iki profilde de zeminin hakim titreşim periyotları güvenli sınırların içerisinde.



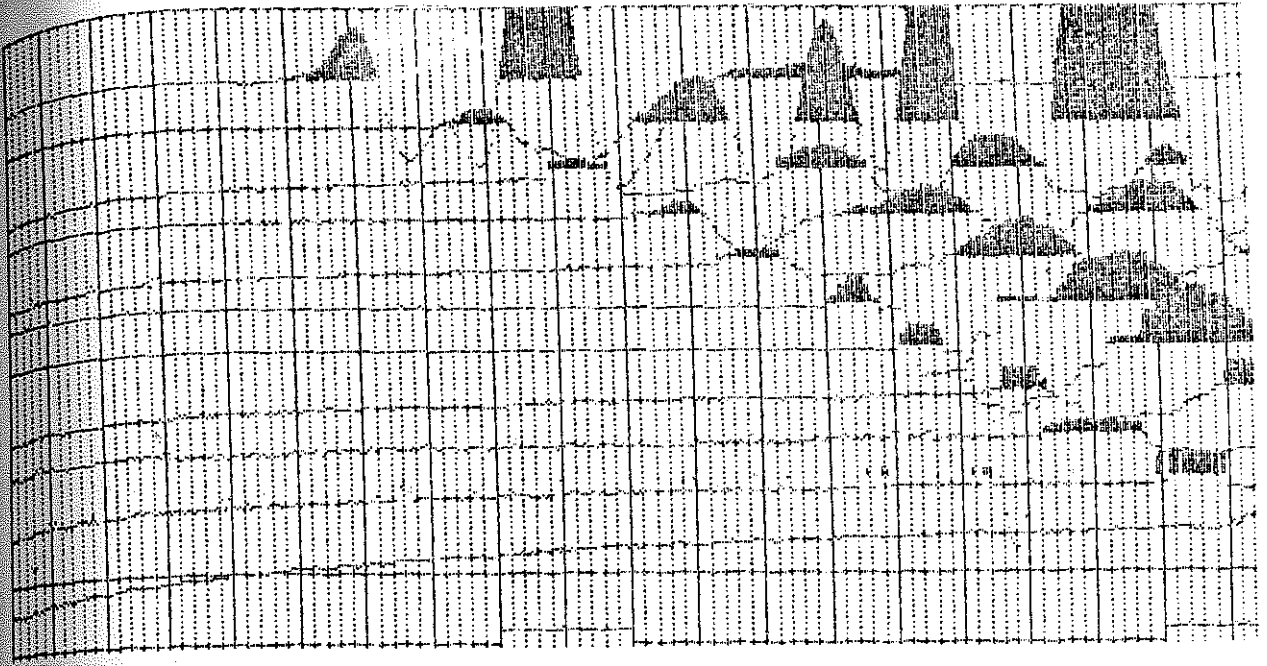
a



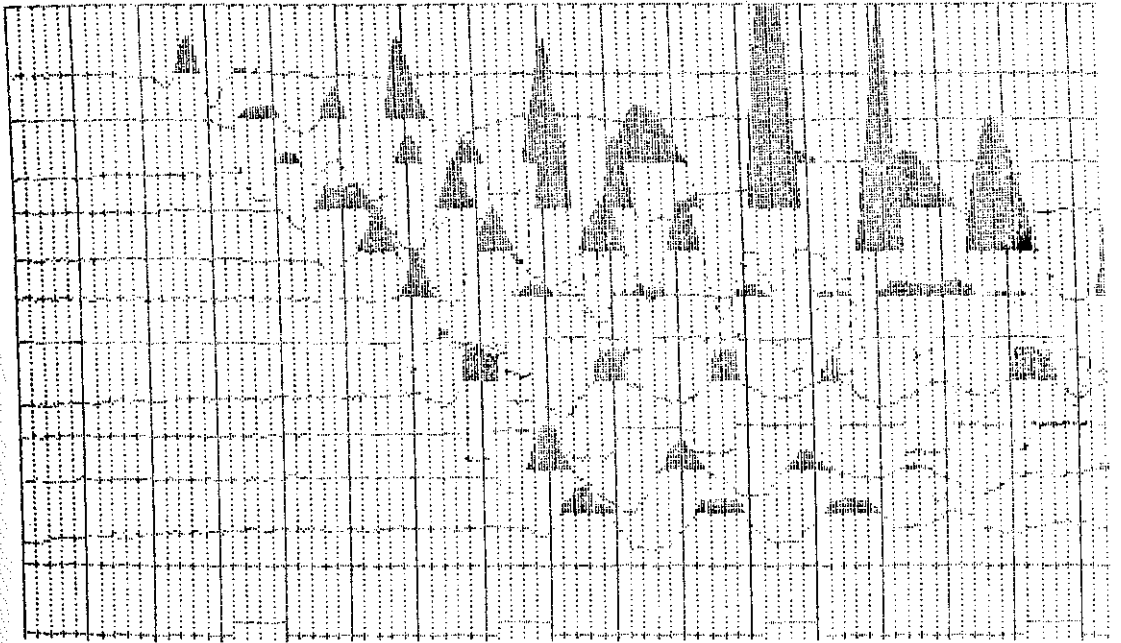
b

Şekil 7.16 Hamitabat Doğal Gaz Santrali T.13-T.8 profili kayıtları. (a) P dalgası T.13 atışı kayıdı (bir aralık 2 ms). (b) P dalgası T.8 atışı kayıdı (bir aralık 2 ms).

(EİE 1984'ten alınmıştır.)



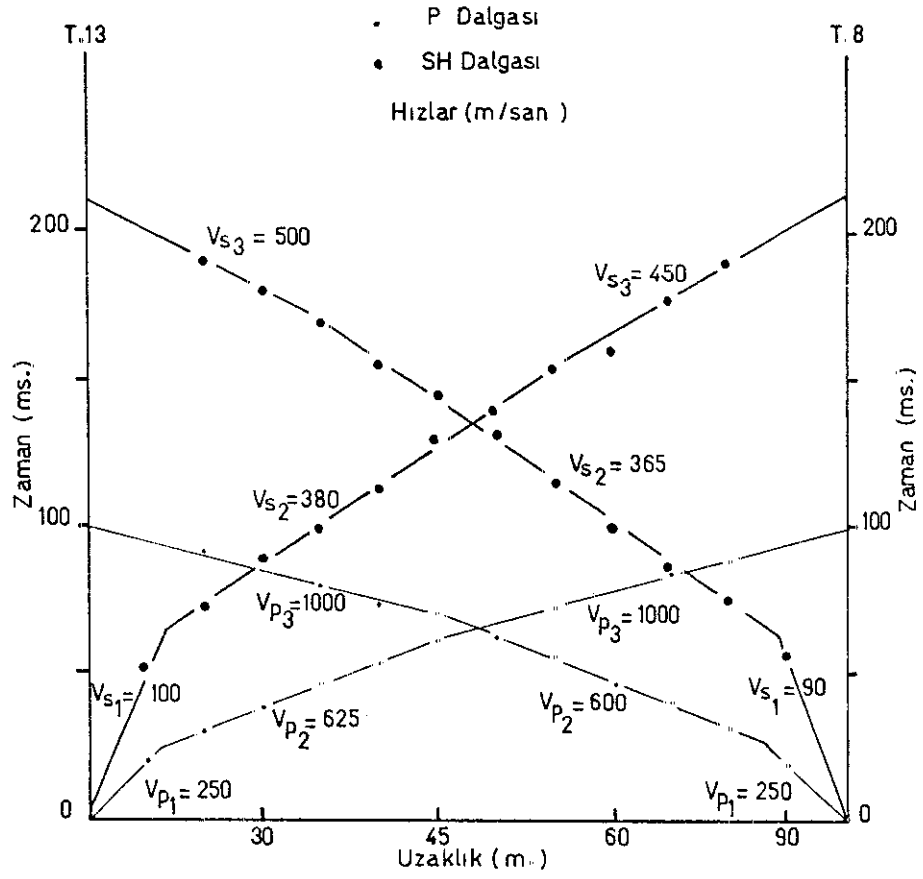
a



b

Şekil 7.17 Hamitabat Doğal Gaz Santrali T.13-T.8 profili kayıtları. (a) S dalgası T.13 atışı kaydı (bir aralık 2 ms). (b) S dalgası T.8 atışı kaydı (bir aralık 5 ms).

(EİE 1984'ten alınmıştır.)



Şekil 7.18 Hamitabat Doğal Gaz Santrali T.13-T.8 ölçü profili için yol-zaman grafiği.

TABLO 7.8 HAMİTABAT T.13 VE T.8 NOLU ÖLÇÜ NOKTALARI İÇİN HESAPLANAN DEĞERLER.

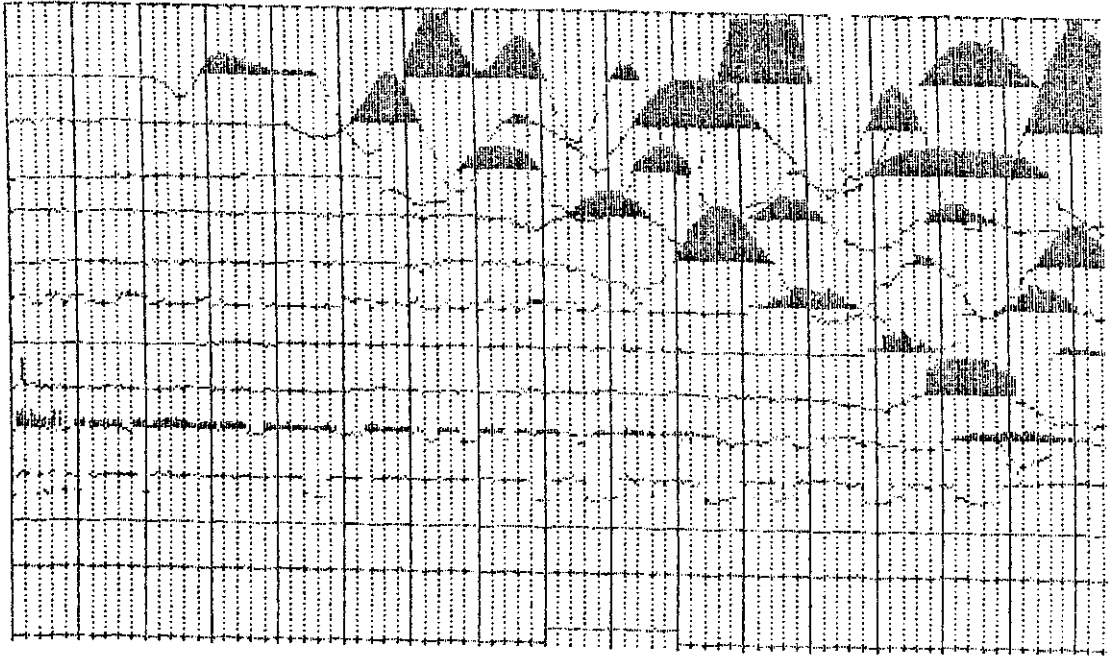
Tabaka	P Dalga Hızı m/san	S Dalga Hızı m/san	H	T ₀ san	γ gr/cm ³	μ	E _d kg/cm ²	G _d kg/cm ²	K _d kg/cm ²	V _{p/V_s}	σ_n kg/cm ²	σ_e kg/cm ²	$\bar{\sigma}_n$ kg/cm ²
--------	-----------------------------	-----------------------------	---	-----------------------	--------------------------------	-------	--------------------------------------	--------------------------------------	--------------------------------------	------------------------------	----------------------------------	----------------------------------	--

T.13

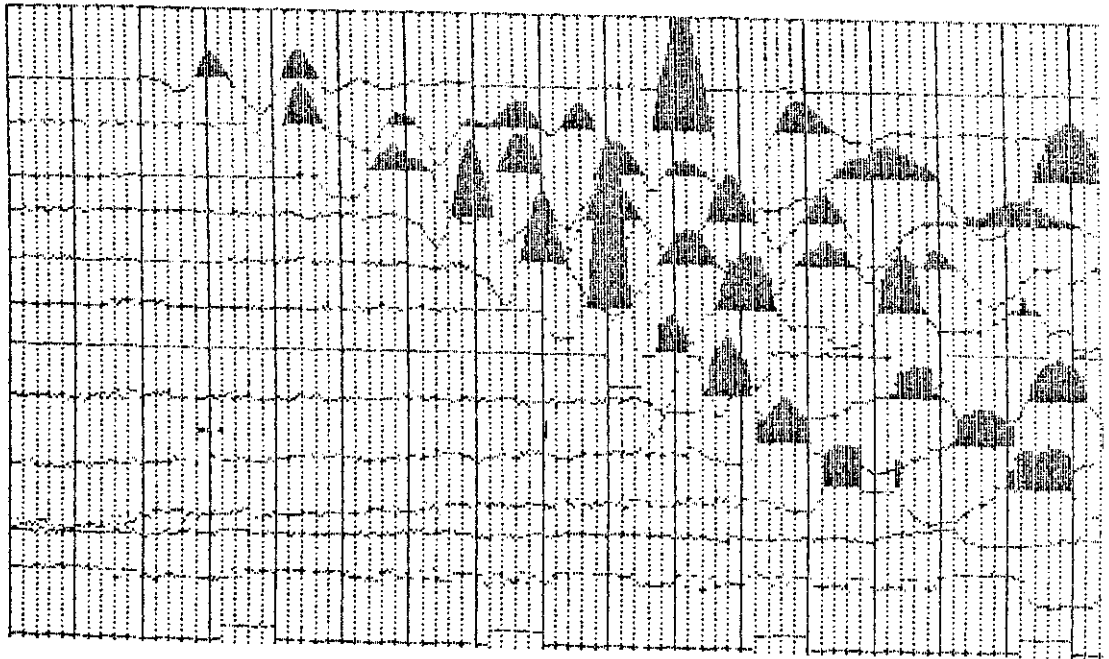
1	250	100	1.9	0.158	1.65	0.40	470	168	784	2.50	1.62	0.65	0.08
2	625	380	7.8		1.72	0.20	6076	2531	3375	1.64	4.23	2.58	4.46
3	1000	450			1.80	0.37	10180	3715	13052	2.22	7.00	3.19	7.46

T.8

1	250	90	2.0	0.188	1.65	0.42	386	136	806	2.77	1.90	0.69	0.06
2	600	365	9.1		1.72	0.20	5606	2335	3114	1.64	4.80	2.95	3.90
3	1000	500			1.80	0.33	12568	4587	16113	2.00	8.46	4.23	10.27



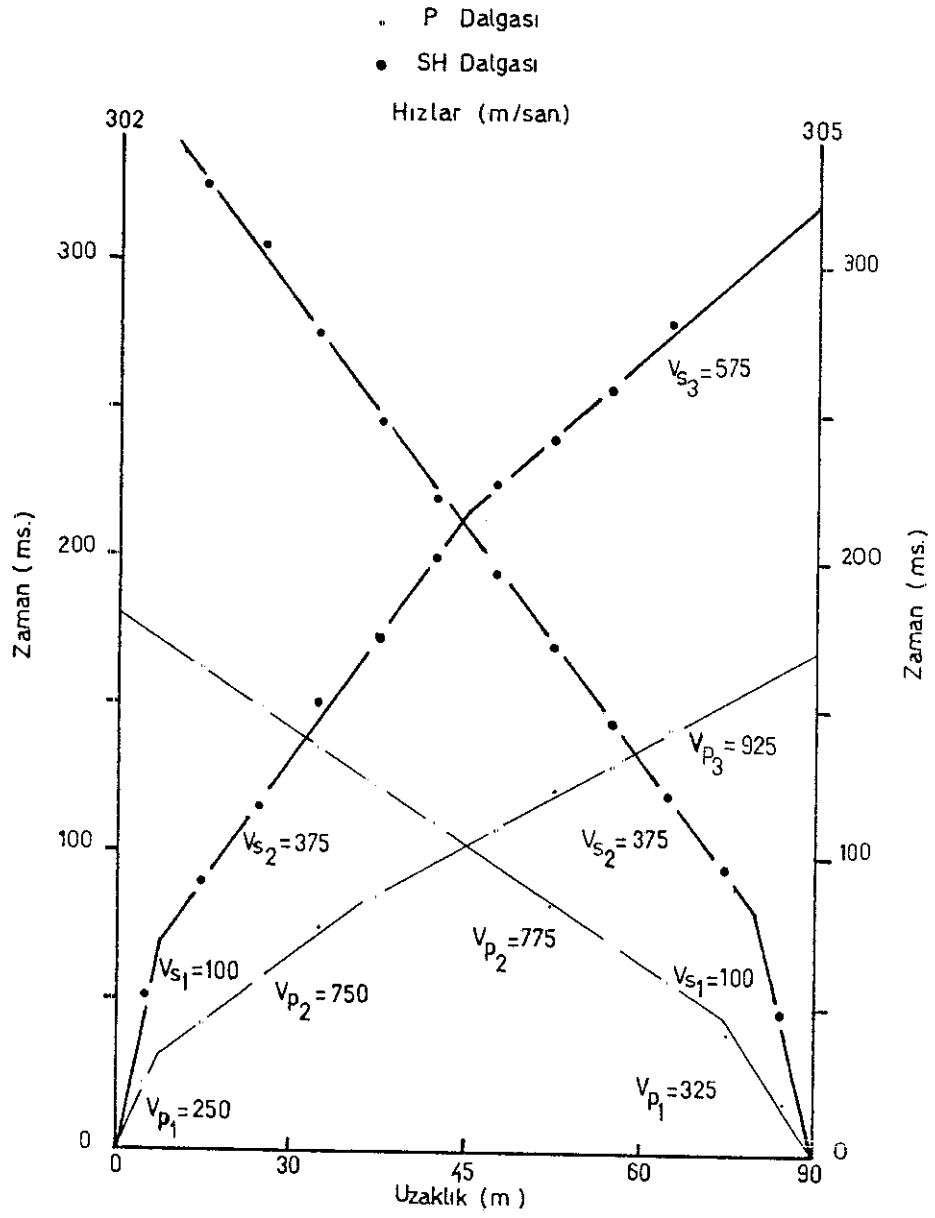
a



b

Şekil 7.19 Hamitabat Doğal Gaz Santrali 302-305 profili kayıtları. (a) P dalgası 302 atışı kaydı (bir aralık 2 ms). (b) S dalgası 302 atışı kaydı (bir aralık 5 ms).

(EİE 1984'ten alınmıştır.)



Şekil 7.20 Hamitabat Doğal Gaz Santrali 302-305 ölçü profili için yol-zaman grafiği.

TABLO 7.9 HALİTABAT 302 VE 305 NOLU ÖLÇÜ NOKTALARI İÇİN HESAPLANAN DEĞERLER.

Tabaka	P Dalga Hızı m/san	S Dalga Hızı m/san	H m	T ₀ san	γ gr/cm	M	E _d kg/cm	G _d kg/cm	K _d kg/cm	V _{p/V_s}	σ'_n kg/cm	σ_e kg/cm	$\bar{\sigma}_n^2$ kg/cm ²
--------	-----------------------------	-----------------------------	--------	-----------------------	-------------------	---	-------------------------	-------------------------	-------------------------	------------------------------	----------------------	---------------------	--

302

I	250	100	2.6	0.30	1.65	0.40	470	168	784	2.5	3.00	1.23	0.08
2	750	375	18.5		1.75	0.33	6671	2508	6540	2.0	9.80	4.90	4.28
3	925	575			1.78	0.18	14157	5999	7373	1.6	12.10	7.60	15.71

305

I	325	100	4.6	0.30	1.65	0.44	483	168	1006	3.25	4.00	1.23	0.08
2	775	375			1.75	0.33	6671	2508	6540	2.00	9.80	4.90	4.28

7.7. MİLAS-YENİKÖY TERMİK SANTRALI

Termik santral sahasında taban kayayı yer yer oldukça sert görünümde olan kristalize triyas kireçtaşları oluşturmaktadır. Bu kireçtaşlarının üzerinde breşik yapıda taban çakılları yer almaktadır. Elemanlarını triyas yaşlı kireçtaşlarının oluşturduğu bu çakıllarının çimentosu yer yer oldukça killidir. Bunların üzerinde neojen yaşlı marnlı kireçtaşları bulunmaktadır. Yer yer erime boşluklu olan bu seriler yörede doğudan batıya doğru incelenerek kaybolmaktadır. Bu seviyelerin üzerinde kalınlığı 5 ile 40 m. arasında değişen kuvaterner yaşlı gölsel çökeller vardır. Kil, kum, çakıl, kiltası, tüfit, kumtaşı serilerinin oluşturduğu bu kuvaterner yaşlı birim ince bir bitkisel toprağın altındadır.

7.7.1. B.3 Profili:

E.İ.E. 1981 Milas-Yeniköy Termik Santrali jeofizik etüt raporundaki sismik hız verilerine göre B.3 ölçü noktası için hesaplanarak düzenlenen tabl 7.10`da üç seviyenin varlığı gözlenmektedir.

Birinci seviye, bitkisel toprakla birlikte gölsel çökellerin killi kumlu seviyeleridir. V_s hızının düşük ve ($\mu=0.38$) değerinin yüksek oluşu bu seviyenin konsolide olmadığını göstermektedir. Zemin emniyet gerilmesi düşüktür.

İkinci seviye konsolide olan gölsel çökelleri içerir. Zemin emniyet gerilmesi değeri nispeten yüksektir. V_s hızının artması porozitenin azaldığına gösterir. μ ve V_p/V_s oranlarına bakarsak birimin kuru olduğu izlenimini vermektedir.

Üçüncü seviye, zemin emniyet gerilmesi değeri yüksek breşik çakıllardır.

7.7.2. C.6 Profili:

E.İ.E. raporundaki sismik hız verilerine göre C.6 ölçü noktası için hesaplanarak düzenlenen tablo 7.11 de iki seviyenin varlığı izlenmektedir. Birinci seviye bitkisel toprakla birlikte konsolide olmayan gölssel çökellerdir. Zemin emniyet gerilmesinin değeri düşük değildir. Fakat V_s hızının düşük oluşu porozitenin varlığını gösterir.

İkinci seviye, zemin emniyet gerilmesi yüksek olan breşik çakıltaşlarıdır.

7.7.3. F.6 Profili:

E.İ.E. raporundaki verilere göre F.6 ölçü noktası için hesaplanarak düzenlenen tabl 7.12`de iki seviyenin varlığı izlenmektedir.

Birinci seviye, zemin emniyet gerilmesi yüksek konsolide olmuş gölssel çökellerdir.

İkinci seviye, yine yüksek zemin emniyet gerilmesi değeri taşıyan neojen yaşlı marnlı kireçtaşlarıdır.

B.3; C.6; F.6 ölçü noktalarında zeminin hakim titreşim periyotları güven taşıyan sınırların içindedir.

TABLO 7.10 MILAS-YENİKÖY TERLİK SANTRALI B-3 NOLU ÖLÇÜ NOKTASI İÇİN HESAPLANAN DEĞERLER.

Tabaka	P Dalga Hızı m/san	S Dalga Hızı m/san	H m	T ₀ san	γ gr/cm ³	M	E _d kg/cm ²	G _d kg/cm ²	K _d kg/cm ²	V _p /V _s	σ_n kg/cm ²	σ_e kg/cm ²	$\bar{\sigma}_n$ kg/cm ²
1	750	325	3.5	0.25	1.75	0.38	5200	1884	7222	2.3	8.20	3.55	2.77
2	1500	750	21.5		1.90	0.33	28979	10894	28411	2.0	17.80	8.90	35.23
3	2000	950	22.0		2.00	0.35	49678	18399	55198	2.10	25.0	11.90	72.27

TABLO 7.11 MILAS-YENİKÖY TERMİK SANTRALI C-6 NOLU ÖLÇÜ NOKTASI İÇİN HESAPLANAN DEĞERLER.

Tabaka	P Dalga Hızı m/san	S Dalga Hızı m/san	H m	T ₀ san	γ ³ gr/cm	μ	E _d ² kg/cm	G _d ² kg/cm	K _d ² kg/cm	V _p /V _s	σ_n ² kg/cm	σ_e ² kg/cm	$\bar{\sigma}_n$ ² kg/cm
1	800	350	12	0.329	1.76	0.38	6065	2197	8424	2.3	11.6	5.0	3.47
2	1900	1000	48		1.98	0.30	52477	20183	43730	1.9	30.9	16.3	84.46

TABLO 7.12 MİLAS-YENİKÖY TERMİK SANTRALI F-6 NOLU ÖLÇÜ NOKTASI İÇİN HESAPLANAN DEĞERLER

Tabaka	P Dalga Hızı m/san	S Dalga Hızı m/san	H m	τ_0 san	γ ³ gr/cm	μ	E_d ² kg/cm	G_d ² kg/cm	K_d ² kg/cm	V_{p/V_s}	G_n ² kg/cm	G_e ² kg/cm	\bar{G}_n ² kg/cm
1	950	400	12.0	0.547	1.79	0.39	8116	2919	12297	2.4	23.2	9.8	5.21
2	1400	750	80.0		1.88	0.30	28027	10779	23356	1.9	36.0	19.3	35.23

7.8. BEYŞEHİR TERMİK SANTRALI

Bu bölgede ana kayayı mesozoyik yaşlı kristalize kireçtaşları oluşturmaktadır. Bunun üzerine uyumsuz olarak neojen çökelleri yerleşmiştir. Neojenin tabanında çakıltaşları ve çakıllı killer bulunmaktadır. Bu taban çakıltaşlarının üzerine uyumlu olarak linyit içeren marn, marn-kireçtaşı-silttaşı ardalanmaları ve kireçtaşları gelmektedir. Daha üstte ise uyumsuz olarak kuvaterner yaşlı siltli, kumlu, çakıllı, killi alüvyon bulunur.

7.8.1. 21 Nolu Profil:

E.İ.E. 1984 Beyşehir Termik Santrali jeofizik araştırma raporundaki sismik hız verilerinden 21 nolu ölçü noktası için hesaplanarak düzenlenen tablo 7.13'te üç seviye izlenmektedir.

Birinci seviye siltli, kumlu, çakıllı ve killi alüvyon seviyesidir. Zemin emniyet gerilmesi düşük değildir. ($V_p/V_s = 2.29$) ve ($\mu = 0.38$) oranlarının yüksek oluşu gözeneklerin kısmen su ile doymun olduğunu göstermektedir. V_s hızının yüksek oluşu da porozitenin azlığına işaret eder.

İkinci seviye neojenin silttaşı-marn, marnlı kireçtaşı seviyesidir. Zemin emniyet gerilmesi düşük değildir. V_s hızının değeri porozitenin azlığını gösterirken ($V_p/V_s = 2.52$) ve ($\mu = 0.40$) değerlerinin yüksek oluşu gözeneklerin su ile doymun olduğuna işaret eder.

Üçüncü seviye zemin emniyet gerilmesi yüksek olan kristalize kireçtaşlarıdır.

7.8.2. 66 Nolu Profil:

E.İ.E. raporundaki sismik hız verilerinden hesaplanarak düzenlenen tablo 7.14'te üç seviye için 21 nolu

ölçü noktasındaki benzer yorumlar yapılabilir.

7.8.3. 64 Nolu Profil:

64 nolu ölçü noktası için düzenlenen tablo 7.15 te iki seviye izlenmektedir. Birinci seviye alüvyon seviyesidir. İkinci seviye ise kristalize kireçtaşı seviyesidir. Daha önce yapılan yorumlara benzer yorumlar yapılabilir.

Her üç profil için zeminin hakim titreşim periyodu değeri düşüktür.

TABLO 7.13 BEYŞEHİR TERMİK SANTRALI 2İ NOLU ÖLÇÜ NOKTASI İÇİN HESAPLANAN DEĞERLER.

Tabaka	P Dalga Hızı m/san	S Dalga Hızı m/san	H	T ₀ san	γ gr/cm ³	μ	E _d kg/cm ²	G _d kg/cm ²	K _d kg/cm ²	V _{p/V_s}	σ kg/cm ²	σ _e kg/cm ²	$\bar{\sigma}$ _n kg/cm ²
1	1600	700	17	0.162	1.92	0.38	26468	9590	36762	2.29	12.44	5.44	28.56
2	2020	800	13		2.0	0.40	36534	13047	60890	2.52	16.36	6.48	42.86
3	3300	1700			2.27	0.31	175208	66873	153691	1.94	30.34	15.63	423.78

TABLO 7.14 BEYŞEHİR TERMİK SANTRALI 66 NOLU ÖLÇÜ NOKTASI İÇİN HESAPLANAN DEĞERLER.

Tabak	P Dalga Hızı m/san	S Dalga Hızı m/san	H m	T ₀ san	γ gr/cm ³	μ	E _d ² kg/cm ²	G _d ² kg/cm ²	K _d ² kg/cm ²	V _{p/V_s}	σ_n^2 kg/cm ²	σ_e^2 kg/cm ²	$\bar{\sigma}_n$ kg/cm
1	1700	750	15	0.13	1.94	0.37	30479	11123	39076	2.27	10.72	4.73	35.23
2	2500	800	10		2.10	0.44	39456	13700	109602	3.12	17.06	5.46	42.86
3	3000	1700			2.20	0.25	162028	64811	108019	1.76	21.45	12.15	423.78

TABLO 7.15 BEYŞEHİR TERLİK SANTRALI 64 NOLU ÖLÇÜ NOKTASI İÇİN HESAPLANAN DEĞERLER.

Tabaka	P Dalga Hızı m/san	S Dalga Hızı m/san	H	T_0	γ	μ	E_d	G_d	K_d	V_p/V_s	σ_n	σ_e	$\bar{\sigma}_n$
			m	san	gr/cm		kg/cm	kg/cm	kg/cm		kg/cm	kg/cm	kg/cm
1	2100	750	22	0.117	2.0	0.42	32568	11467	67851	2.8	12.28	4.38	35.23
2	3000	1700			2.20	0.25	162028	64811	108019	1.76	19.30	10.94	423.78

7.9. BİNGÖL-KARLIOVA TERMİK SANTRALI

Bu bölgede en yaşlı birim kömür içeren gölssel kiltaş ve marn seviyesidir. Kömürlü kiltaş biriminin üzerine bazalt akıntısı gelmiştir. Soğumadan dolayı yapraklı, gözenekli ve kompakt olarak değişik yapılar gösterir. Bunun üzerinde tüfit-aglomera-tüf ar dalanması yer alır.

7.9.1. SK.7 Profili:

E.İ.E. 1986 Bingöl-Karlıova Termik Santrali jeofizik etüt raporundaki sismik hız verilerine göre SK.7 ölçü noktası için hesaplanarak düzenlenen tablo 7.16`da iki seviye izlenmektedir.

Birinci seviye, tüfit-aglomera-tüf ar dalanmasıdır. Zemin emniyet gerilmesi düşük değildir. V_s hızının düşük oluşu birimin porozlu olduğunu, ($V_p/V_s = 2$) ve ($\mu = 0.33$) değerleri ise kum olduğunu gösterir.

İkinci seviye, zemin emniyet gerilmesi yüksek bazalt seviyesidir. Fakat yinede beklenen değere ulaşmamaktadır. V_s hızı da bazalt için düşüktür. Bunun yanında ($V_p/V_s = 2.5$) ve ($\mu = 0.40$) değerlerinin büyük oluşu gözenekli yapının suya doyunluğundandır.

7.9.2. SK.5 Profili:

E.İ.E. raporundaki sismik hız verilerinden SK.5 ölçü noktası için hesaplanarak düzenlenen tablo 7.17`deki seviyelere yukarıdaki benzer yorumlar yapılabilir.

Bingöl-Karlıova Termik Santral sahasında zeminin hakim titreşim periyodu güvenlik sınırları içerisindedir.

TABLO 7.16 BINGÖL-KARLIOVA TERMİK SANTRALI SK-7 NOLU ÖLÇÜ NOKTASI İÇİN HESAPLANAN DEĞERLER.

Tabaka	P Dalga Hızı m/san	S Dalga Hızı m/san	H m	T ₀ san	γ ³ gr/cm	μ	E _d ² kg/cm	G _d ² kg/cm	K _d ² kg/cm	V _{p/V_s}	ξ_n^2 kg/cm	ξ_e^2 kg/cm	ξ_n^2 kg/cm
1	600	300	19.0	0.323	1.72	0.33	4197	1577	4115	2.0	8.33	4.16	2.17
2	3000	1200	40.0		2.20	0.40	90422	32293	150703	2.5	53.30	21.32	147.00

TABLO 7.17 BİNGÖL-KARLIOVA TERMİK SANTRALI SK-5 NOLU ÜLÇÜ NOKTASI İÇİN HESAPLANAN DEĞERLER

Tabaka	P Dalga Hızı m/san	S Dalga Hızı m/san	H m	T ₀ san	γ ³ gr/cm	μ	E _d ² kg/cm	G _d ² kg/cm	K _d ² kg/cm	V _p /V _s	σ_n^2 kg/cm	σ_e^2 kg/cm	$\bar{\sigma}_n^2$ kg/cm
1	600	300	8.0	0.24	1.72	0.33	4197	1577	4115	2.0	6.2	3.1	2.17
2	3000	1200	40.0		2.20	0.40	90422	32293	150703	2.5	39.6	15.8	147.00

7.10. III. DEVLET MAHALLESİ

Yerleşimalanında ana kaya grovak ve şistlerdir. Şistler yeşilimsi bej renklidir. 1-2 cm.lik çok ince katmanlar içerir. Kalkşistlerden talkşistlere geçiş görülmür. Grovaklar açık gri renkli, çok kırıklı ve ufalanabilir özelliktedir. Bunların ayrışmasıyla temel kaya üzerinde bir seviye oluşmuştur. Grovakların çok fazla ayrışmasıyla killi-siltli seviyeler oluşmuştur. En üstteki seviye bu killi-siltli seviyelerle toprak örtüsünü içerir.

7.10.1. SZ-1 Profili:

Büyükköse,1983`ün III. Devlet Mahallesi zemin etüdü raporundaki sismik hız verilerine göre SZ-1 ölçü noktası için yapılan hesaplarla tablo 7.18 düzenlenmiştir. Burada üç seviye izlenmektedir.

Birinci seviye toprak örtüsü ve killi siltli seviyedir. Zemin emniyet gerilmesi düşüktür. Bunun yanında V_s hızının da düşük oluşu porozitenin çok olduğunu gösterir. ($V_p/V_s = 3.22$) ve ($\mu=0,44$) gibi yüksek değerler birimin su taşıdığını gösterir.

İkinci seviye ayrışmış grovaktır. Zemin emniyet gerilmesi düşüktür. V_s hızının düşük oluşu porozlu olduğunu gösterir. ($V_p/V_s = 4.73$) ve ($\mu=0.47$) gibi çok büyük değerler alması suya doymun olduğunu gösterir.

Üçüncü seviye ana kayadır. Zemin emniyet gerilmesi düşük değildir. ($V_p/V_s = 4.13$) ve ($\mu=0.46$) oranlarının yüksekliği suya doymunluğun sonucudur.

7.10.2. SZ-2 ve SB-2 Profilleri:

SZ-2 ölçü noktası için düzenlenen tablo 7.19 ve SB-2 ölçü noktası için düzenlenen tablo 7.20`deki üç seviye için SZ-1`deki benzer yorumlar yapılabilir.

TABLO 7.18 III. DEVLET MAHALLESİ SZ-I(MS-I) NOLU ÖLÇÜ NOKTASI İÇİN HESAPLANAN DEĞERLER.

Tabaka	P Dalga Hızı m/san	S Dalga Hızı m/san	H	T _o san	γ ³ gr/cm	μ	E _d ² kg/cm	G _d ² kg/cm	K _d ² kg/cm	V _p /V _s	ϵ_n^2 kg/cm	ϵ_e^2 kg/cm	ϵ_n^2 kg/cm
1	350	108	2.2	0.107	1.995	0.44	683	237	1897	3.22	1.87	0.58	0.10
2	1700	359	2.3		2.08	0.47	8033	2732	44633	4.73	9.46	2.0	3.78
3	2750	667			2.16	0.46	28633	9795	119181	4.13	15.90	3.85	24.66

TABLO 7.19 III. DEVLET MAHALLESİ SZ-2 NOLU ÖLÇÜ NOKTASI İÇİN HESAPLANAN DEĞERLER.

Tabaka	P Dalga Hızı m/san	S Dalga Hızı m/san	H m	T ₀ san	γ gr/cm ³	μ	E _d kg/cm ²	G _d kg/cm ²	K _d kg/cm ²	V _{p/V_s}	ϵ_n^2 kg/cm ²	ζ_e^2 kg/cm ²	$\bar{\zeta}_n^2$ kg/cm ²
1	375	108	3.0	0.129	1.995	0.45	739	255	2465	3.49	2.41	0.69	0.10
2	1900	530	2.4		2.08	0.45	17272	5955	57573	3.54	12.74	3.60	12.26
3	2500	871			2.16	0.42	47439	16704	98832	2.87	17.41	6.07	55.51

TABLO 7.20 III. DEVLET MAHALLESİ SB-2 NOLU ÖLÇÜ NOKTASI İÇİN HESAPLANAN DEĞERLER.

Tabaka	P Dalga Hızı m/san	S Dalga Hızı m/san	H	T ₀ san	γ gr/cm ³	μ	E _d kg/cm ²	G _d kg/cm ²	K _d kg/cm ²	V _p /V _s	σ_n^2 kg/cm ²	σ_e^2 kg/cm ²	$\bar{\sigma}_n^2$ kg/cm ²
1	455	110	2.0	0.11	1.99	0.46	716	245	2986	4.15	2.49	0.60	0.10
2	1475	610	5.8		2.05	0.39	21616	7775	32752	2.42	8.31	3.44	18.80
3	2800	1016			2.16	0.42	64549	22728	134477	2.76	16.63	6.03	88.40

7.11. İKİNCİ BOĞAZ KÖPRÜSÜ

İstanbul 2. Boğaz Köprüsü çevre yolunun Levent ile Mahmutbey arasında viyadüklerle geçilecek kesiminde paleozoyik yaşlı grovaklar yer almaktadır. Trakya formasyonu olarak adlandırılan grovaklar; silttaşı, kiltası, kumtaşı ardalanmasından oluşmuştur. İnce tabakalı ve kırıklı bir yapıya sahip bu formasyon yer yer diyabaz ve andezit daykları ile kesilmiştir. Bunun üzerinde pliyosen yaşlı Belgrat formasyonu; tutturulmamış kil, kum ve çakıl ile gölsel kireçtaşı katmanları görülür. Kağıthane deresinin geniş ve derin vadisinde alüvyona rastlanır.

7.11.1. K.3-K.4 Profili:

E.İ.E. 1985 sismik ölçü kayıtlarına göre K.4 ölçü noktası için hesaplanıp düzenlenen tablo 7.21'de grovak içerisinde üç seviye görülmektedir.

Birinci seviye zemin emniyet gerilmesi düşük, çok bozunmaya uğramış grovaktır. ($V_p/V_s=1.87$) ve ($\mu=0.29$) değerleri birimin kuru olduğunu gösterir.

İkinci seviye kısmen bozunmaya uğramış kırıklı grovaktır. Zemin emniyet gerilmesi düşüktür. ($V_p/V_s=1.88$) ve ($\mu=0.30$) değerleri kırıklı grovak yapısının kuru olduğunu gösterir.

Üçüncü seviye sağlam grovaktır. Zemin emniyet gerilmesi değeri yüksektir. ($V_p/V_s=3.6$) ve ($\mu=0.45$) gibi yüksek değerler birimin suya doygunluğuna işaret eder.

7.11.2. K.7-K.8 Profili:

E.İ.E. sismik ölçü kayıtlarından hesaplanarak K.7 ve K.8 ölçü noktaları için düzenlenen tablo 7.22'de

üç seviye izlenmektedir.

Birinci seviye, zemin emniyet gerilmesi düşük alüvyondur. V_s hızlarının düşük oluşu poroziteden dolayıdır. V_p/V_s ve μ oranlarının değerleri birimin kuru olduğu izlenimini vermektedir.

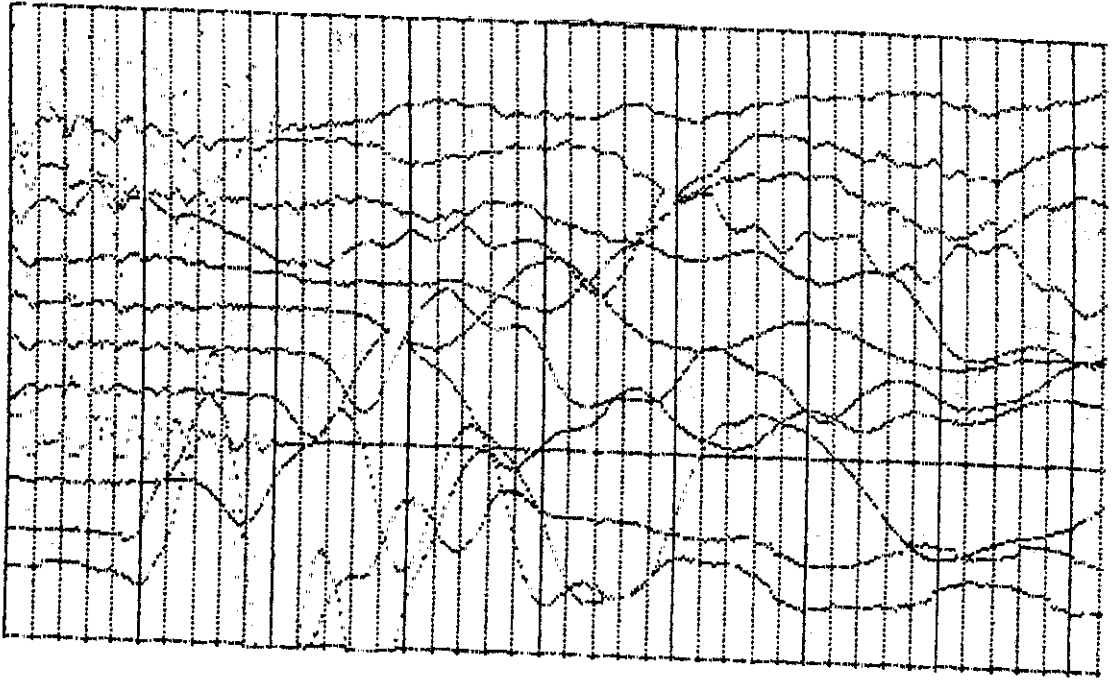
İkinci seviye bozunmaya uğramış grovaktır. Zemin gerilmesi düşük değildir. K.8'in K.7'ye göre daha az kırıklı yapıdadır.

Üçüncü seviye sağlam grovaktır. Zemin emniyet gerilmesi yüksektir. V_p/V_s ve μ oranlarına bakılırsa suya doygun olduğu anlaşılmaktadır.

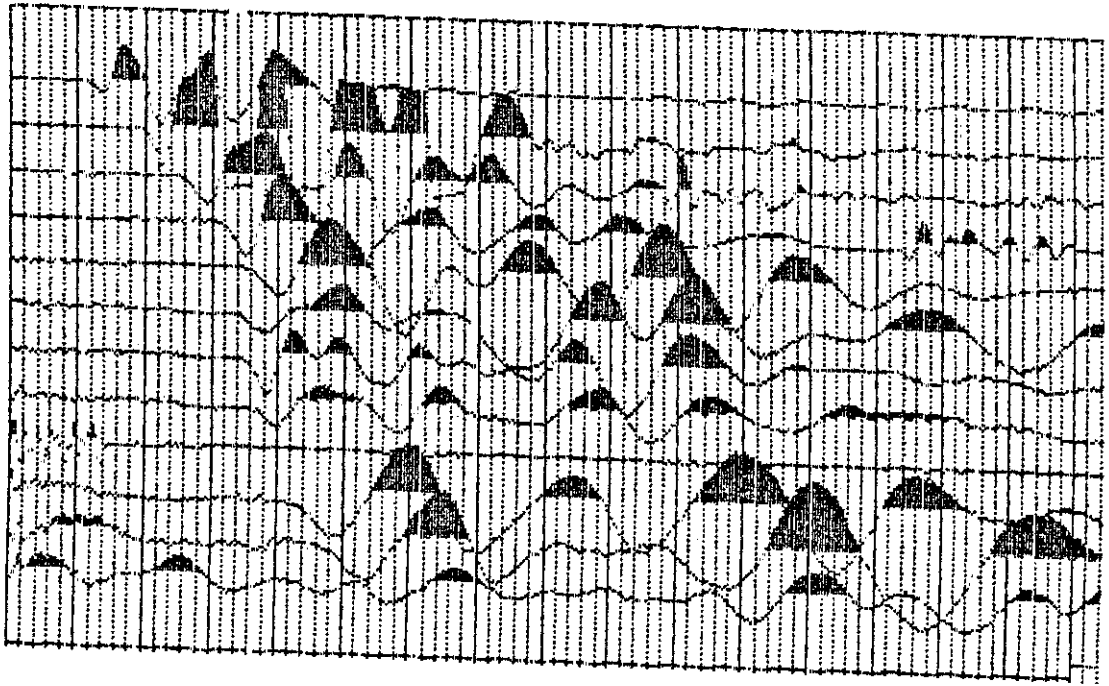
7.11.3. K.9-K.10 Profili:

K.9 ve K.10 nolu ölçü noktaları için düzenlenen tablo 7.23'teki yorumlar K.7 ve K.8'e benzer şekildedir.

Her üç profildeki zemin hakim titreşim periyotları sınır değerlerdedir.

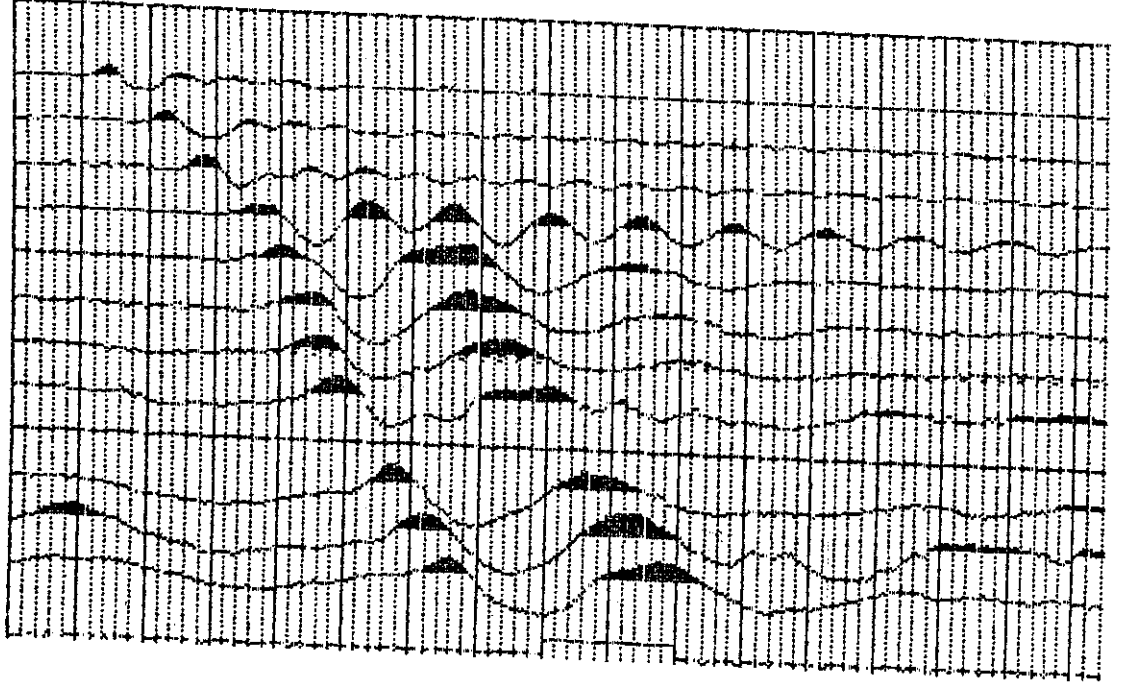


a



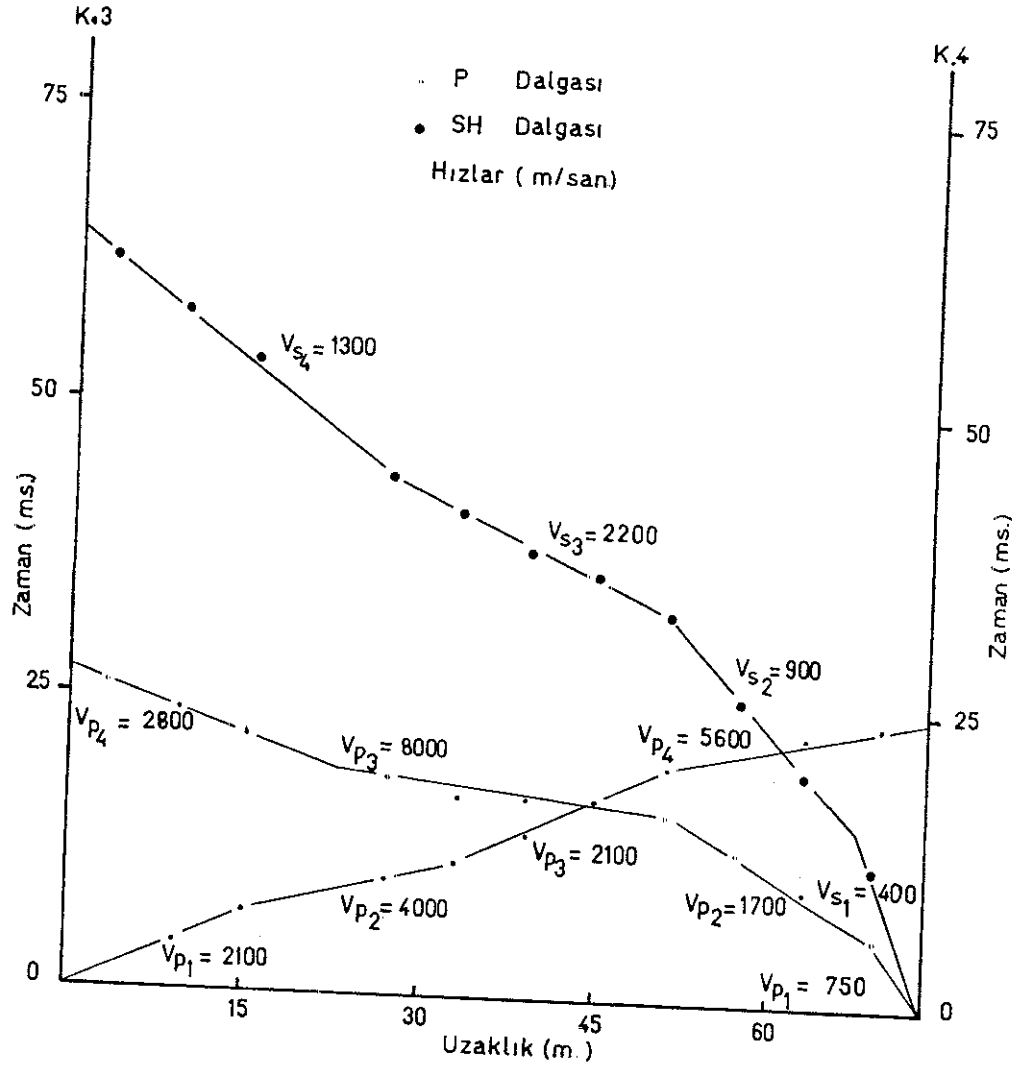
b

Şekil 7.21 2. Boğaz Köprüsü K.3-K.4 profili kayıtları. (a) P dalgası K.3 atışı kaydı (bir aralık 1 ms). (b) P dalgası K.4 atışı kaydı (bir aralık 1 ms). (EİE 1985'ten alınmıştır.)



a

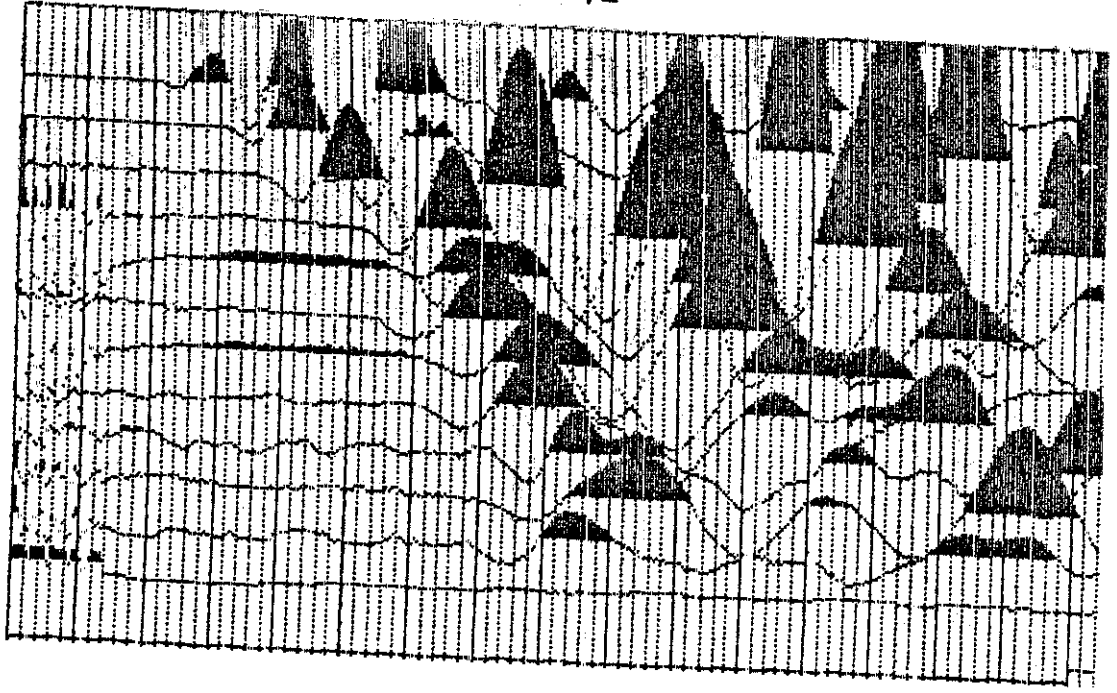
Şekil 7.22, 2. Boğaz Köprüsü K.3-K.4 profili kaydı. (a) S dalgası K.4 atışı kaydı (bir aralık 2 ms). (EİE 1985'ten alınmıştır.)



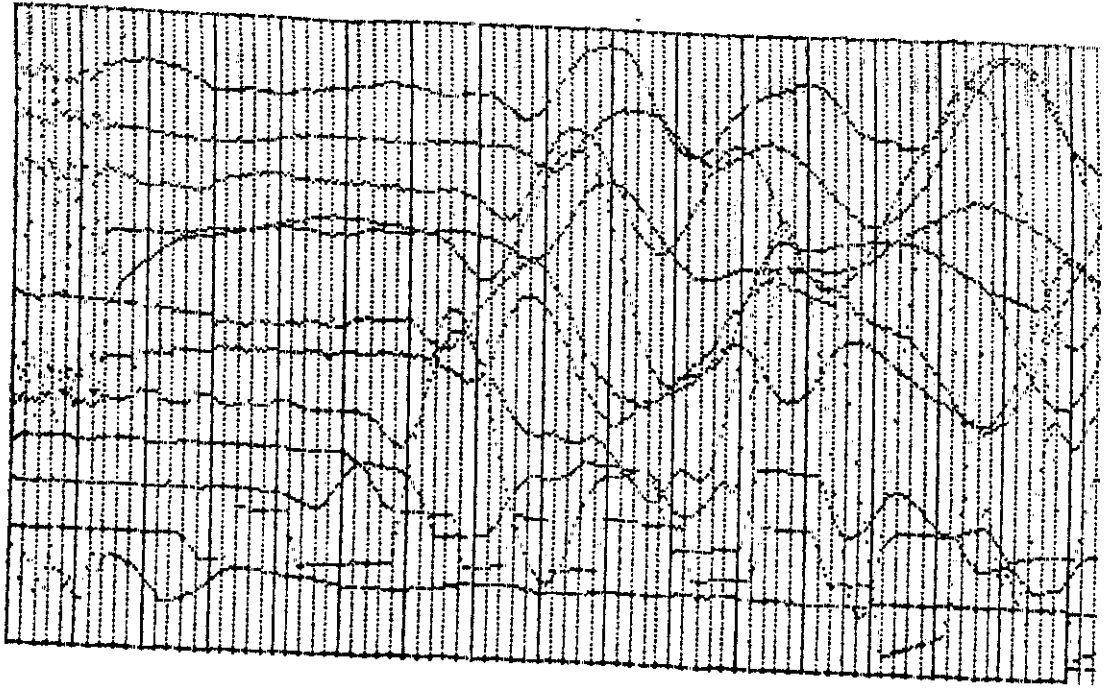
Şekil 7.23, 2. Boğaz Köprüsü K.3 - K.4 ölçü profili için yol-zaman grafiği.

TABLO 7.21 2. BOĞAZ KÖPRÜSÜ K.4 NOLU ÖLÇÜ NOKTASI İÇİN HESAPLANAN DEĞERLER.

Tabaka	P Dalga Hızı m/san	S Dalga Hızı m/san	H m	T ₀ san	γ ³ gr/cm	μ	E _d ² kg/cm	G _d ² kg/cm	K _d ² kg/cm	V _p /V _s	G _n ² kg/cm	G _e ² kg/cm	$\bar{\epsilon}_n$ ² kg/cm
1	750	400	1.6	0.13	1.75	0.29	7363	2854	5844	1.87	4.10	2.20	5.21
2	1700	900	25.0		1.94	0.30	41647	16018	34706	1.88	10.30	5.50	61.32
3	8000	2200			3.20	0.45	457851	157879	926170	3.60	80.20	22.30	927.87

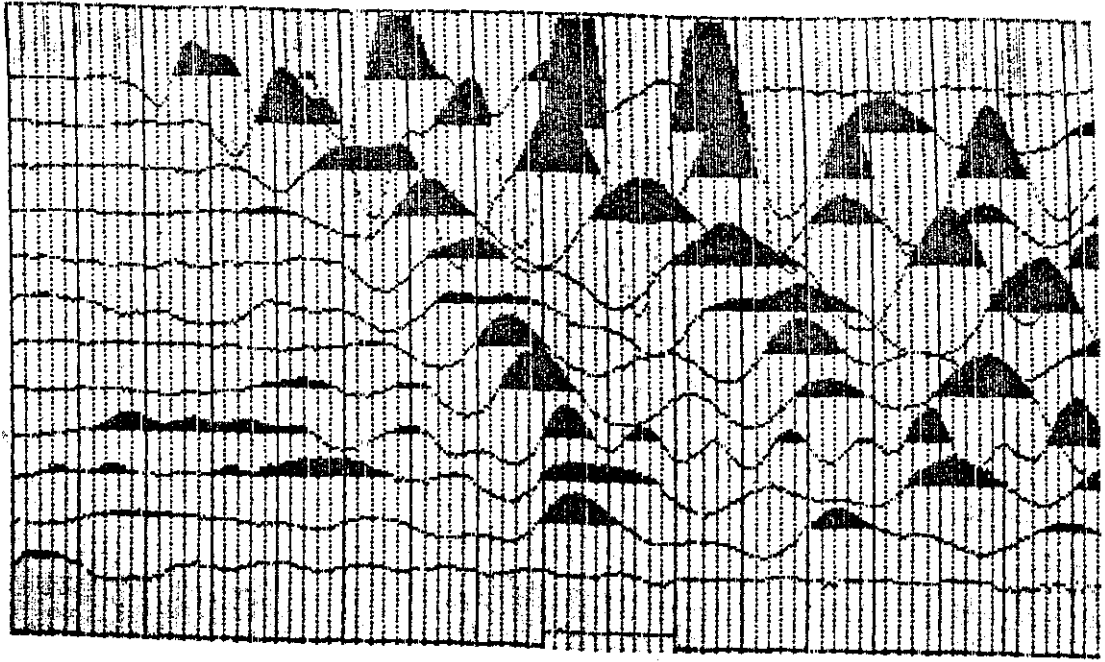


a

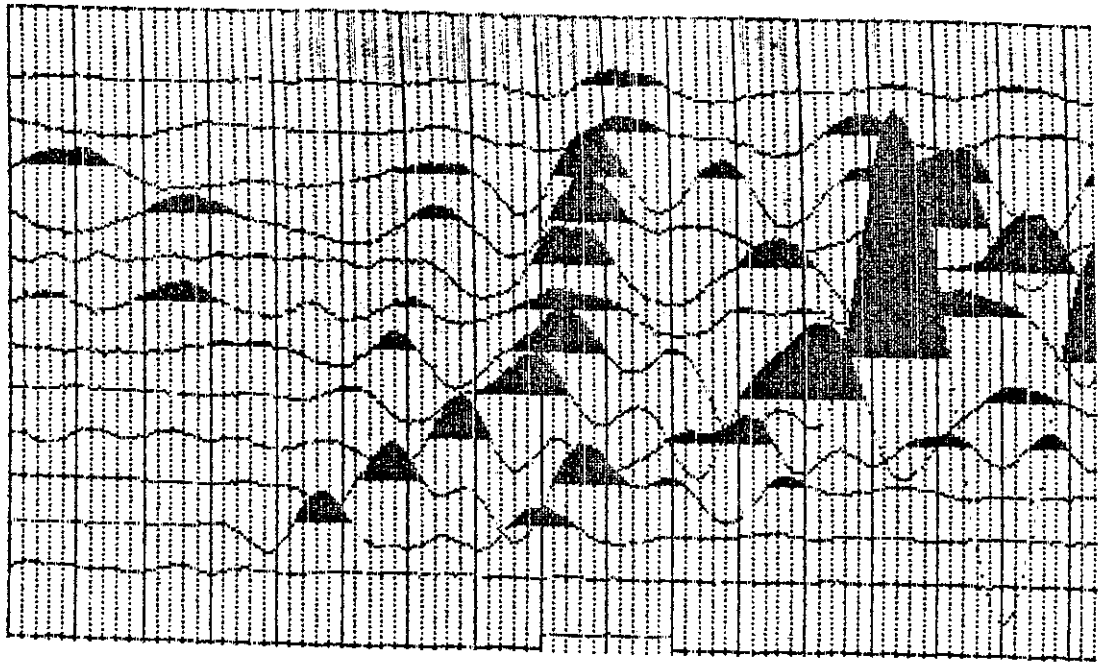


b

Şekil 7.24, 2. Boğaz Köprüsü K.7-K.8 profili kayıtları. (a) P dalgası K.7 atışı kaydı (bir aralık 1 ms). (b) P dalgası K.8 atışı kaydı (bir aralık 1 ms). (EİE 1985'ten alınmıştır.)

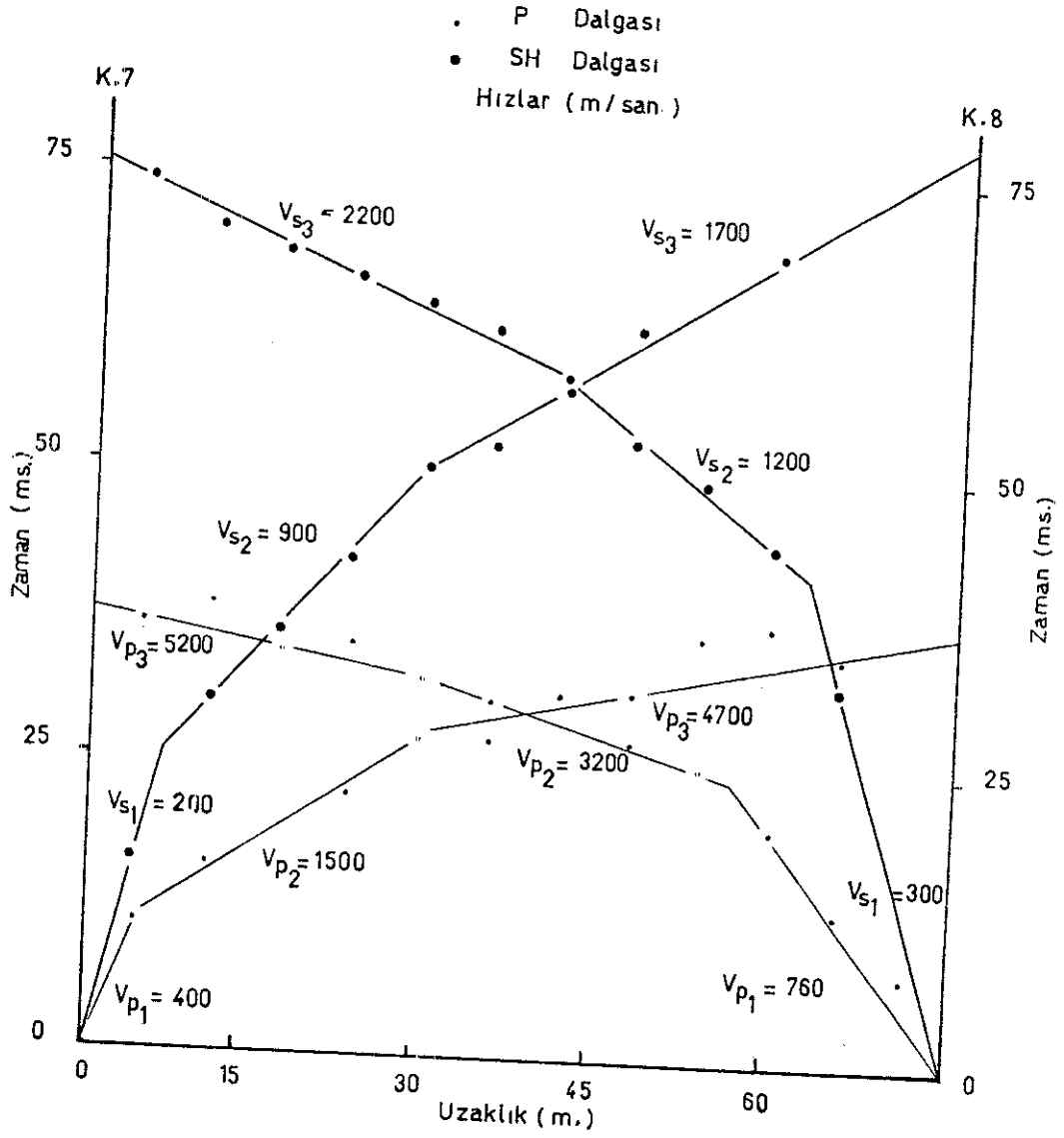


a



b

Şekil 7.25, 2. Boğaz Köprüsü K.7-K.8 profili kayıtları. (a) S dalgası K.7 atışı kaydı (bir aralık 1 ms). (b) S dalgası K.8 atışı kaydı (bir aralık 2 ms). (EİE 1985'ten alınmıştır.)



Şekil 7.26, 2. Boğaz Köprüsü K.7 -- K.8 ölçü profili için yol-zaman grafiği.

TABLO 7.22 2. BOĞAZ KÖPRÜSÜ K.7 VE K.8 NOLU ÖLÇÜ NOKTALARI İÇİN HESAPLANAN DEĞERLER.

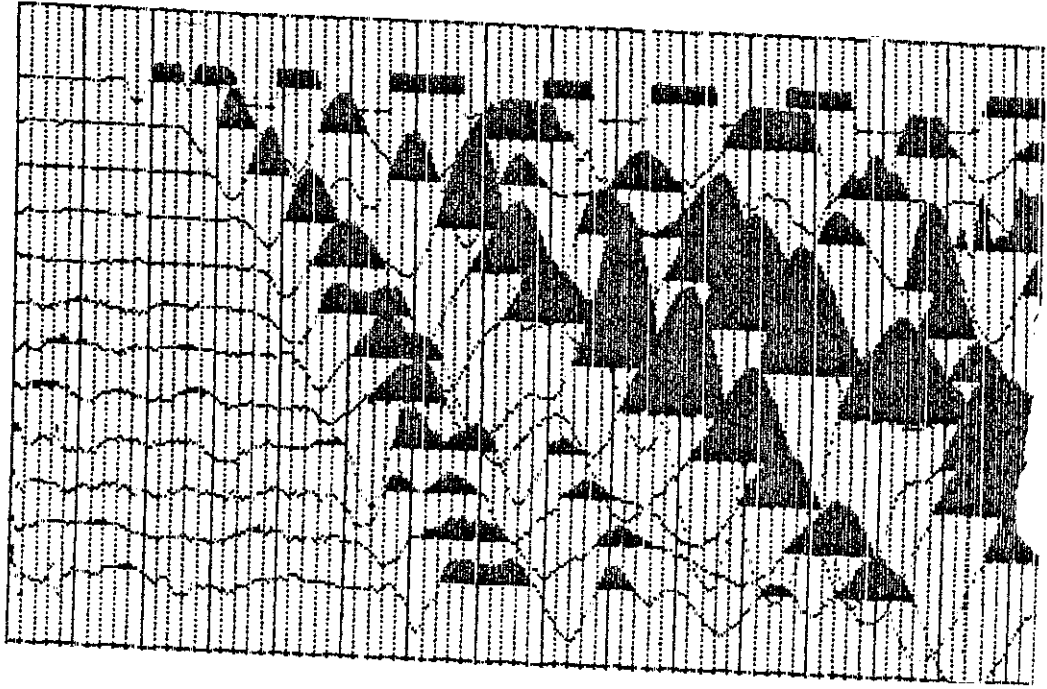
Tabaka	P Dalga Hızı m/san	S Dalga Hızı m/san	H m	T ₀ san	γ gr/cm ³	μ	E _D kg/cm ²	G _D kg/cm ²	K _D kg/cm ²	V _p /V _s	σ_n kg/cm ²	σ_e kg/cm ²	ξ_n kg/cm ²
--------	-----------------------------	-----------------------------	--------	-----------------------	--------------------------------	-------	--------------------------------------	--------------------------------------	--------------------------------------	--------------------------------	----------------------------------	----------------------------------	-------------------------------

K.7

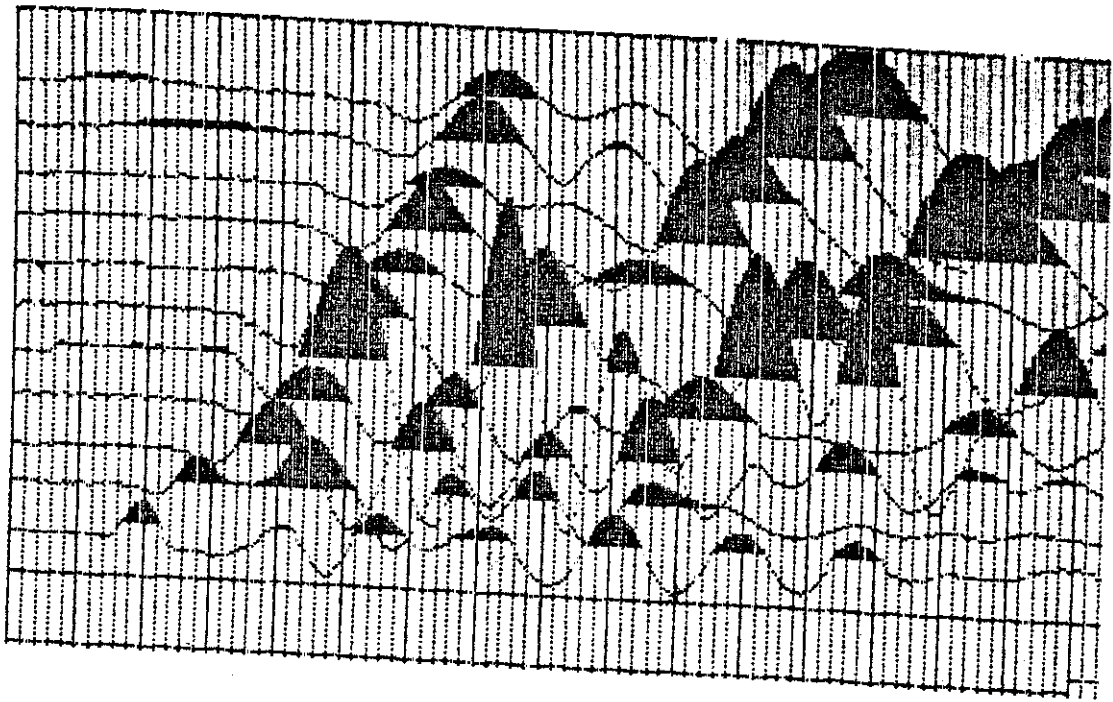
1	400	200	1.7	0.21	1.68	0.33	1822	685	1786	2.00	3.50	1.76	0.63
2	1500	900	14.0		1.90	0.21	37965	15688	21819	1.66	14.90	8.90	61.32
3	4700	1700			2.54	0.42	212510	74827	442730	2.76	62.50	22.60	423.78

K.8

1	760	300	7.0	0.29	1.75	0.40	4495	1605	7492	2.53	9.60	3.80	2.17
2	3200	1200	34.0		2.24	0.41	92723	32880	171710	2.66	51.80	19.40	147.00
3	5200	2200			2.64	0.38	387540	140413	538250	2.36	99.00	42.00	927.87

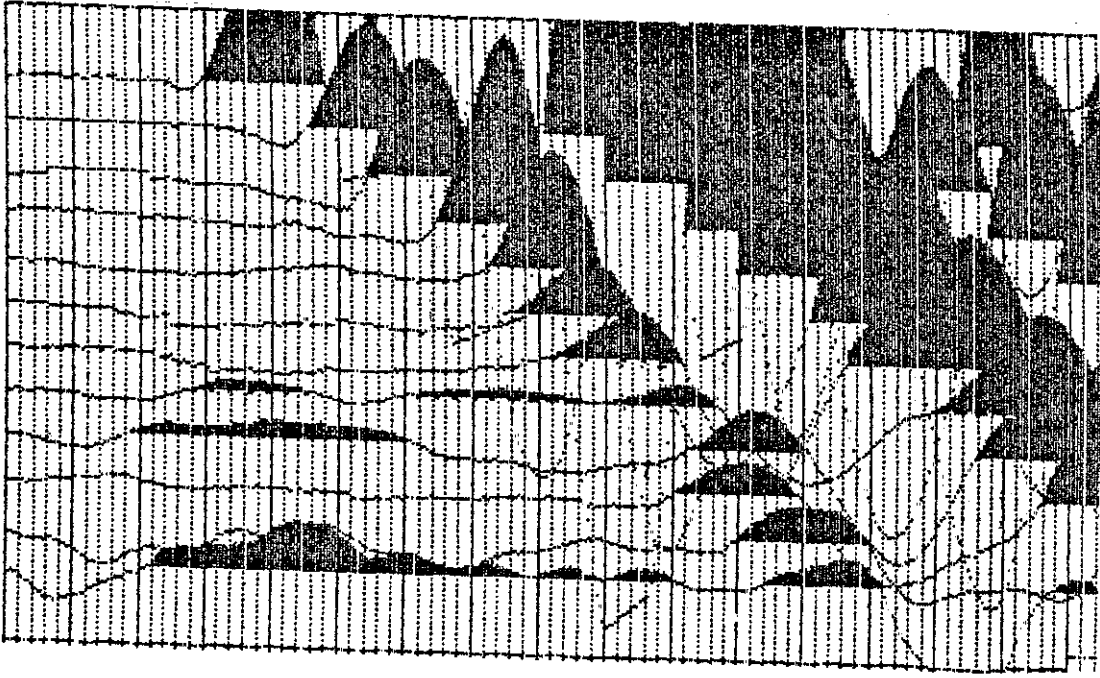


a

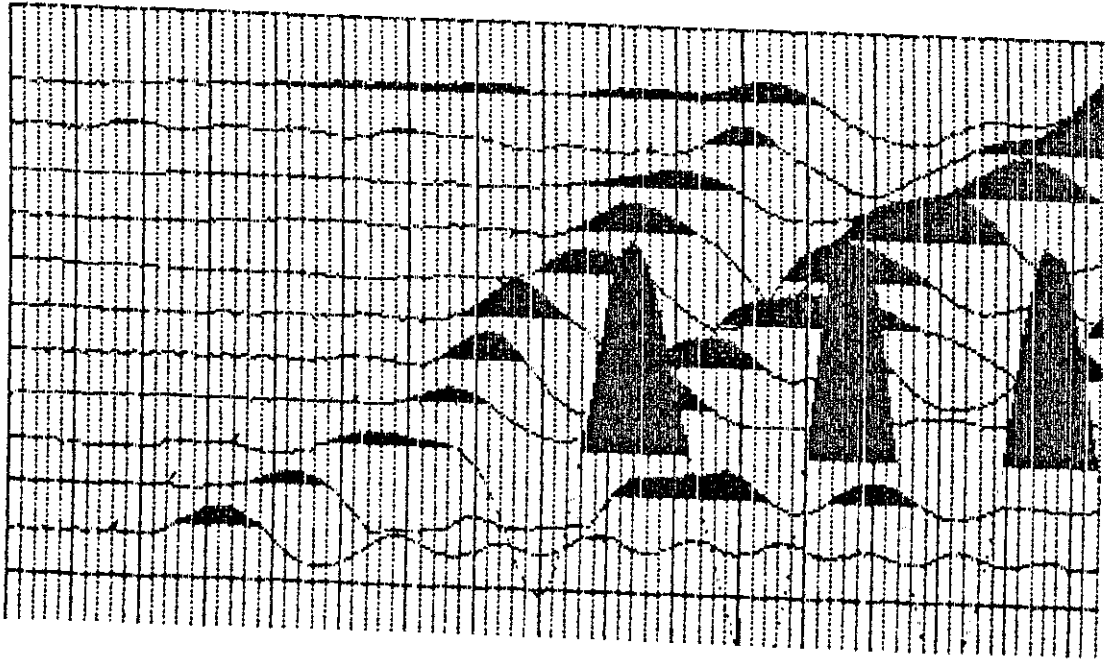


b

Şekil 7.27, 2. Boğaz Köprüsü K.9-K.10 profili kayıtları. (a) P dalgası K.9 atışı kaydı (bir aralık 1 ms). (b) P dalgası K.10 atışı kaydı (bir aralık 1 ms). (EİE 1985'ten alınmıştır.)

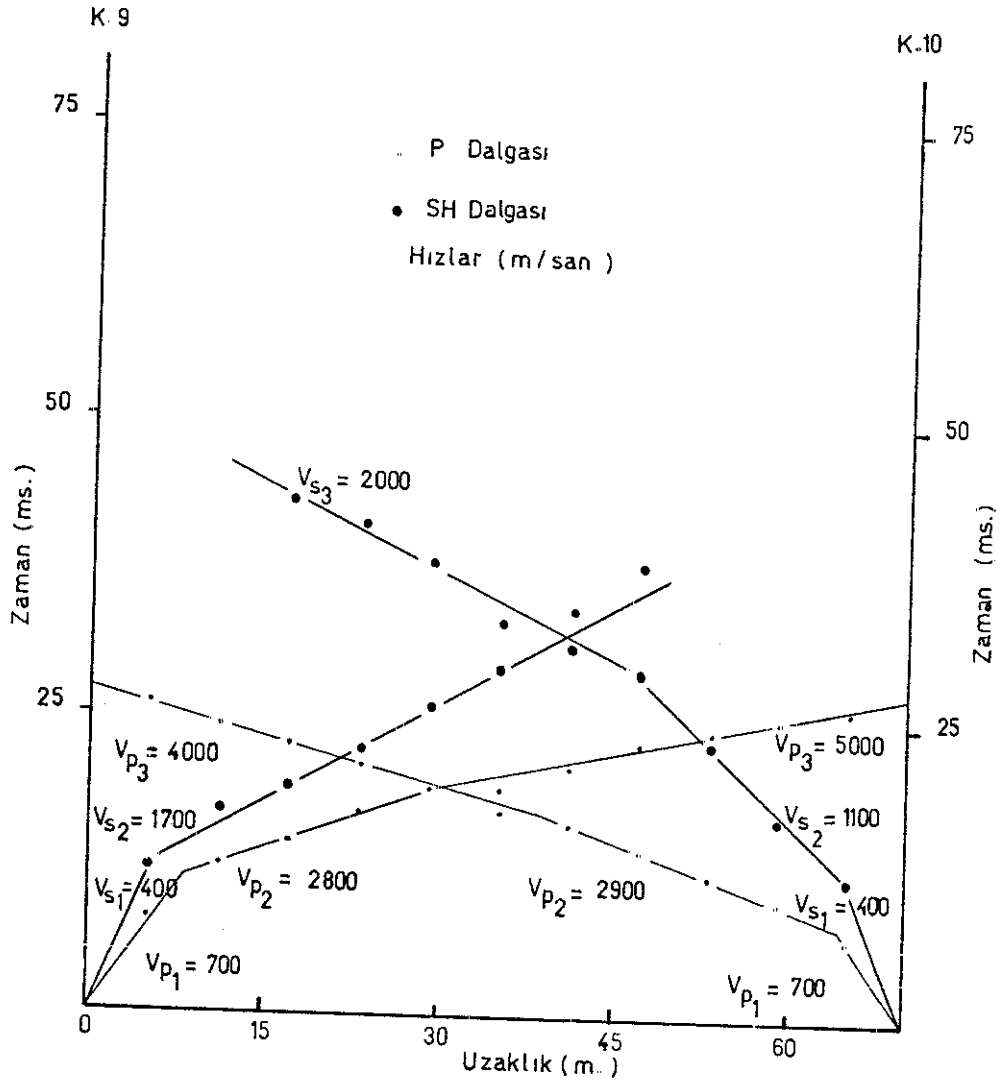


a



b

Şekil 7.28, 2. Boğaz Köprüsü K.9-K.10 profili kayıtları. (a) S dalgası K.9 atışı kaydı (bir aralık 1 ms). (b) S dalgası K.10 atışı kaydı (bir aralık 1 ms) (EİE 1985'ten alınmıştır.)



Şekil 7.29, 2. Boğaz Köprüsü K.9 - K.10 ölçü profili için yol-zaman grafiği.

TABLO 7.23 2. BOĞAZ KÖPRÜSÜ K.9 VE K.10 NOLU ÖLÇÜ NOKTALARI İÇİN HESAPLANAN DEĞERLER.

Tabaka	P. Dalga Hızı m/san	S Dalga Hızı m/san	H m	T ₀ san	γ ³ gr/cm	μ	E _d ² kg/cm	G _d ² kg/cm	K _d ² kg/cm	V _{p/Vs}	G _n ² kg/cm	G _e ² kg/cm	\bar{c}_n ² kg/cm
--------	---------------------	--------------------	-----	--------------------	-----------------------------	-------	-----------------------------------	-----------------------------------	-----------------------------------	-------------------	-----------------------------------	-----------------------------------	--------------------------------

K.9

1	700	400	3.0	0.167	1.74	0.25	7094	2837	4729	1.75	5.00	2.90	5.21
2	2800	1700	16.0		2.16	0.20	152719	63633	84844	1.64	25.00	15.30	423.78

K.10

1	700	400	2.1	0.174	1.74	0.25	7094	2837	4729	1.75	5.25	3.00	5.21
2	2900	1100	14.7		2.16	0.41	75131	26642	139131	2.60	26.80	10.30	112.85
3	4000	2000			2.40	0.33	260305	97859	255201	2.00	41.60	20.80	694.50

7.12. HENNESSEY SHALE`İ

Türkarşlan, 1979'un çalışmasından alınan yol-zaman grafiklerini kullanarak bu bölümdeki işlemler yapılmıştır.

7.12.1. BİRİNCİ BÖLGE

Birinci bölge çok ince pleistosen yaşlı konsolide olmamış teras depozitleri ile örtülüdür. Teras depozitleri; kum cepleri, silt, kil ve çakıldaşlarından oluşur. Altta silttaşları ve kumtaşlarının hakim olduğu Hennessey Shale`i yer alır. Yol-zaman grafiklerinden hesaplanarak hazırlanan tablo 7.24`te iki seviye izlenmektedir.

Birinci seviye, zemin emniyet gerilmesi düşük teras depozitleridir. V_s hızının, V_p/V_s ile μ oranlarının düşük oluşu porozlu ve kuru yapıdan dolayıdır.

İkinci seviye Hennessey Shale`idir. Bu birimin zemin emniyet gerilmesi düşük değildir. V_p/V_s ve μ oranlarının yüksek oluşu suya doygunluktan kaynaklanmaktadır. Formasyonun zemin hakim titreşim periyodu düşüktür.

7.12.2. DÖRDÜNCÜ BÖLGE

Dördüncü bölgede üstteki toprak örtüsünün altında Hennessey Shale`inin Cedar Kumtaşı üyesi yer alır. Bunun üst seviyeleri konsolide olmamıştır. Bir havalanma zonu görülür. Kumtaşı üyesinin alt seviyelerinde porozite azalmakta ve sağlam kumtaşı su ile doygun hale gelmektedir. Türkarşlan, 1979`dan alınan yol-zaman grafiklerinden hesaplanan değerlerle tablo 7.25 düzenlenmiştir. Bu tabloda üç seviye izlenmektedir.

Üstte zemin emniyet gerilmesi düşük toprak örtüsü yer alır. V_p/V_s ve μ oranları bu birimin kuru olduğunu gösterir.

İkinci seviye, zemin emniyet gerilmesi değerinin yüksek olduğu kumtaşlarının havalanma zonudur. V_p/V_s ve μ oranları bu seviyenin kuru olduğunu gosterir.

Üçüncü seviye, zemin emniyet gerilmesinin çok yüksek olduğu kumtaşlarıdır. Bu bölgede zemin hakim titreşim periyodu düşük değerdedir.

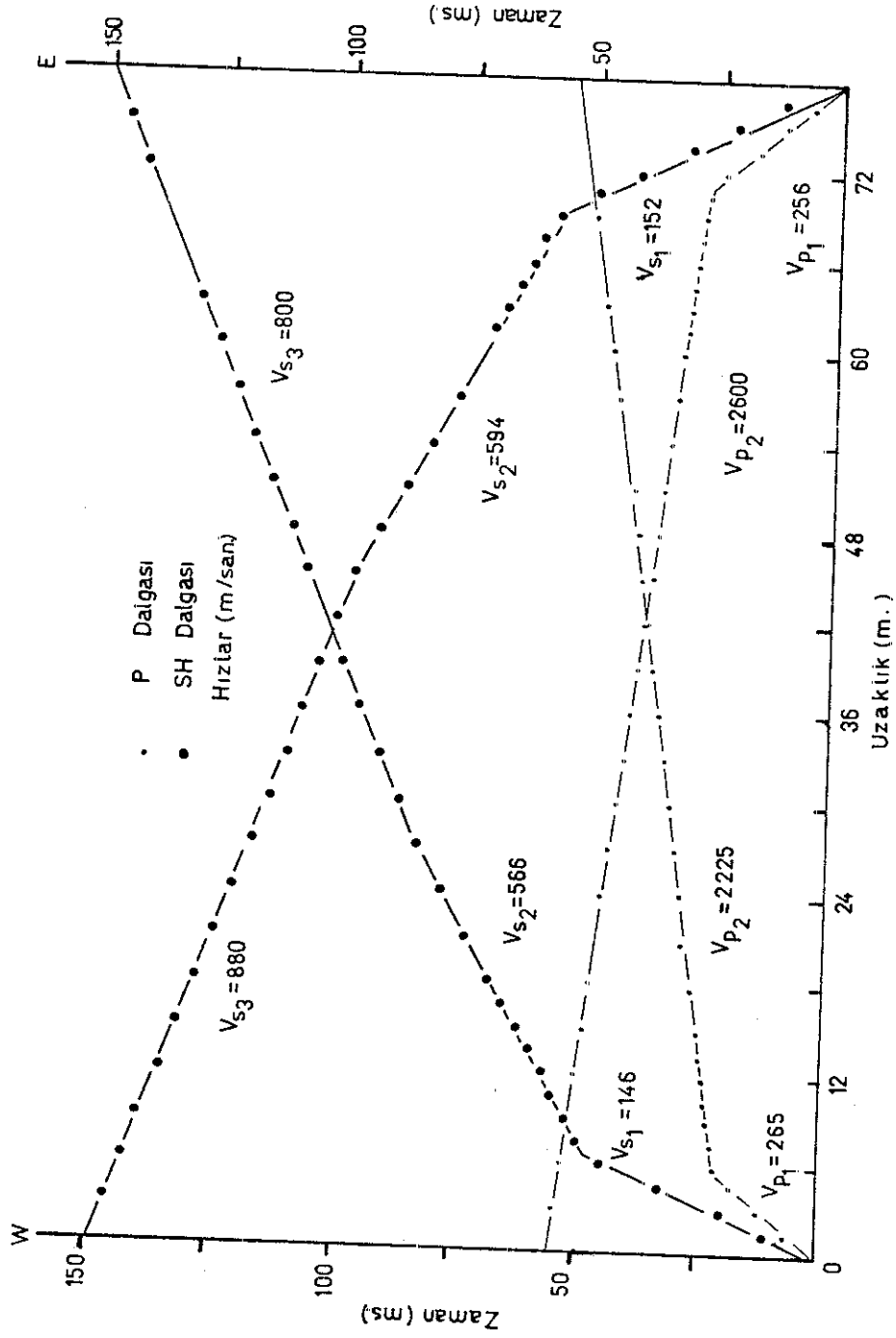
7.12.3. BEŞİNCİ BÖLGE

Beşinci bölgede alüvyonun altında Hennessey Shale`i yer alır. Bu birimin üst seviyelerinde havalanma zonu vardır. Türkarıslan, 1979`dan alınan yol-zaman grafiklerinden hesaplanarak düzenlenen tablo 7.26`da dört seviye izlenmektedir.

Birinci seviye, zemin emniyet gerilmesi düşük alüvyon seviyesidir. V_p/V_s ve μ oranları bu seviyenin kuruluşuna işaret eder. V_s hızının düşük oluşu porozitenin dolaydır.

İkinci ve üçüncü seviyeler farklı derecede bozunmaya uğramış iki seviyedir. Zemin emniyet gerilmeleri düşük değildir ve birbirine yakındır. V_p/V_s ve μ oranları suya doygun olduğuna işaret etmektedir.

Dördüncü seviye, zemin emniyet gerilmesi yüksek, sağlam Hennessey Shale`idir. V_s hızının yüksek oluşu porozitenin de azaldığını gosterir. Bu bölgede zemin hakim titreşim periyodu güvenli sınırlar içerisindedir.



Şekil 7.30 Hennessey Shale'i I. bölgedeki W-E profili için yol-zaman grafiği.

(Türkerşlan, 1979'dan alınmıştır.)

TABLO 7.24 HENNESSEY SHALE' I I. BÖLGEDEKİ W-E PROFİLİ İÇİN HESAPLANAN DEĞERLER.

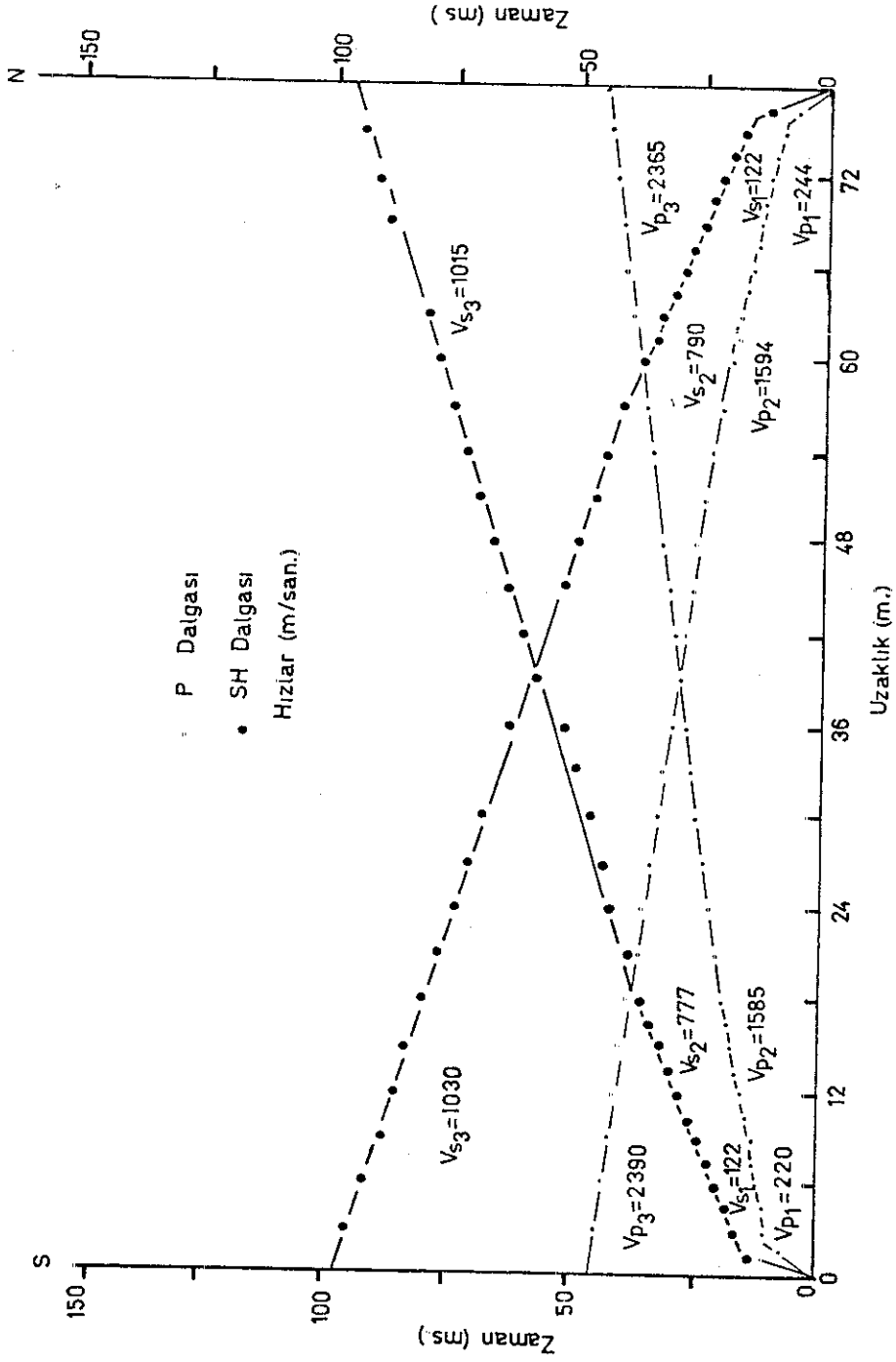
Tabaka	P Dalga Hızı m/san	S Dalga Hızı m/san	H m	T ₀ san	γ gr/cm ³	μ	E _d kg/cm ²	G _d kg/cm ²	K _d kg/cm ²	V _{p/V_s}	σ_n kg/cm ²	σ_e kg/cm ²	$\bar{\sigma}_n$ kg/cm ²
--------	-----------------------------	-----------------------------	--------	-----------------------	--------------------------------	-------	--------------------------------------	--------------------------------------	--------------------------------------	------------------------------	----------------------------------	----------------------------------	--

W

I	265	146	2.56	0.057	1.65	0.27	910	358	659	1.81	1.38	0.76	0.24
2	2225	566	8.10		2.12	0.46	20215	6923	84230	3.93	14.90	3.80	14.97

E

I	256	152	3.29	0.063	1.65	0.22	948	388	564	1.68	1.56	0.93	0.27
2	2600	594	9.40		2.12	0.46	22264	7624	92770	4.37	20.40	4.69	17.34



Şekil 7.31 Hennessey Shale'i 4. bölgedeki S-N profili için yol-zaman grafiği.

(Türkarıslan, 1979'dan alınmıştır.)

TABLO 7.25 HENNESSEY SHALE'İ 4. BÖLGEDEKİ S-N PROFİLİ İÇİN HESAPLANAN DEĞERLER.

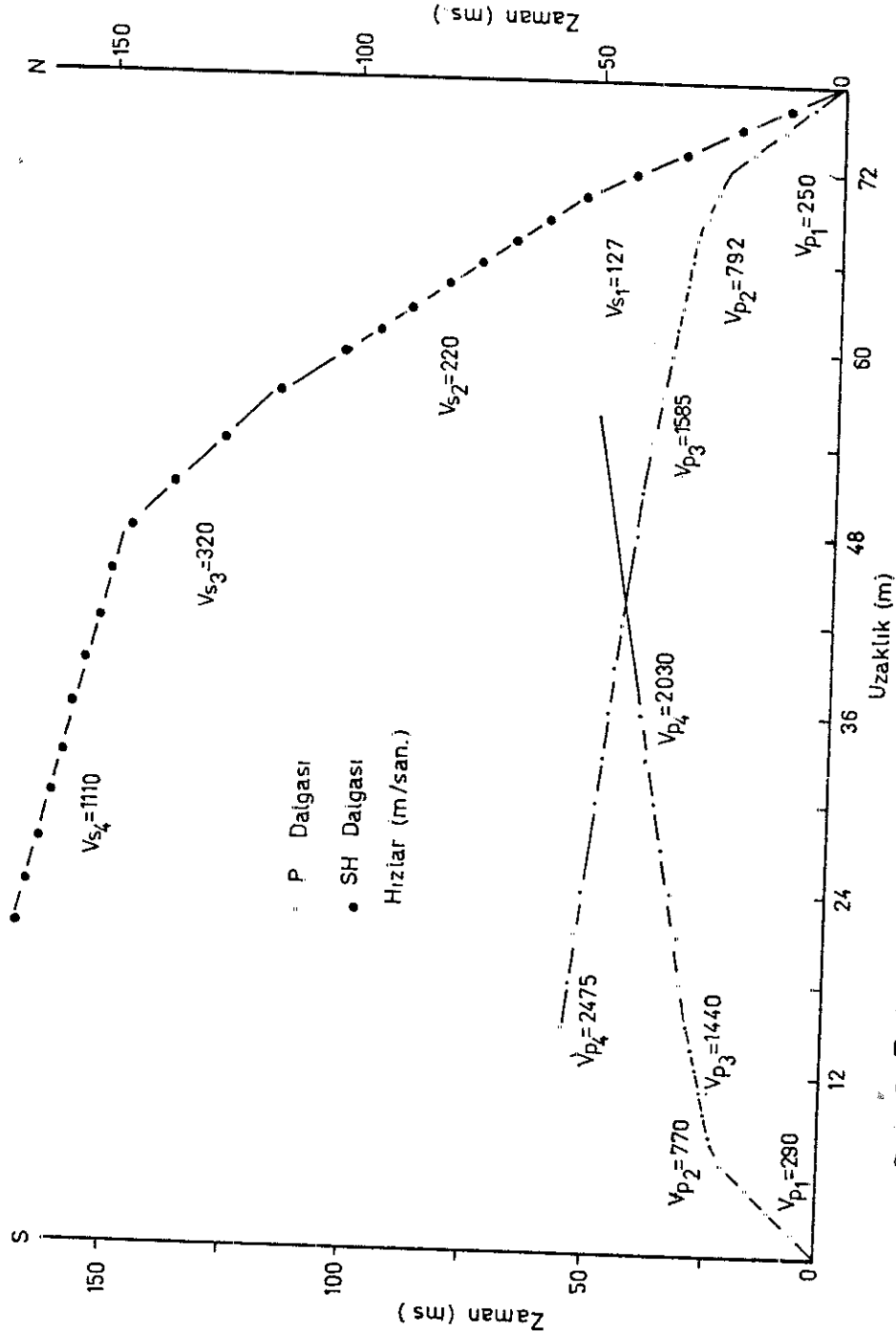
Tabaka	P Dalga Hızı m/san	S Dalga Hızı m/san	H	T ₀	γ ³ gr/cm	μ	E _d ² kg/cm	G _d ² kg/cm	K _d ² kg/cm	V _p /V _s	σ_n^2 kg/cm	σ_e^2 kg/cm	$\bar{\sigma}_n^2$ kg/cm
--------	-----------------------------	-----------------------------	---	----------------	--------------------------------	-------	--------------------------------------	--------------------------------------	--------------------------------------	--------------------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------------------

S

1	220	122	0.94	0.056	1.64	0.27	632	248	458	1.8	5.00	2.80	0.14
2	1585	777	5.15		1.91	0.33	31267	11754	30654	2.0	41.40	20.70	39.23
3	2365	1015			2.07	0.38	59998	21738	83331	2.3	67.60	29.40	88.38

N

1	244	122	1.00	0.058	1.64	0.33	659	248	646	2.0	5.60	2.80	0.14
2	1594	790	5.12		1.91	0.33	32322	12151	31688	2.0	42.00	21.00	42.00
3	2390	1030			2.07	0.38	59998	21738	83331	2.3	68.60	29.80	92.40



Şekil 7.32 Hennessey Şale' i 5. bölgedeki S-N profili için yol-zaman grafiği.

(Türkarlan, 1979'dan alınmıştır.)

TABLO 7.26 HENNESSEY SHALE'I 5. BÖLGEDEKİ ÖLÇÜ NOKTASI İÇİN HESAPLANAN DEĞERLER.

Tabaka	P Dalga Hızı m/san	S Dalga Hızı m/san	H m	T ₀ san	γ gr/cm ³	μ	E _d kg/cm ²	G _d kg/cm ²	K _d kg/cm ²	V _p /V _s	σ_n^2 kg/cm ²	σ_e^2 kg/cm ²	$\bar{\sigma}_n^2$ kg/cm ²
1	250	127	4.9	0.38	1.65	0.28	808	315	612	1.82	3.90	2.10	0.16
2	792	220	7.0		1.75	0.45	2503	863	8346	3.60	13.10	3.65	0.85
3	1585	320	8.8		1.89	0.47	5800	1972	32223	4.94	28.38	5.74	2.75
4	2475	1110			2.00	0.37	68826	25119	88239	2.22	46.80	21.00	112.95

7.13. ISPARTA MÜH. FAK. KAMPÜS SAHASI

Kampüs sahası ve civarında, üstte yamaç molozlu ince bir toprak örtüsünün altında konsolide olmamış kil, killi silt, killi kum yer alır. Daha altta konsolide olmuş kil, killi silt, killi kum ve tuf bulunur.

7.13.1. Makro Gelişme Bölgesi:

Süpür, 1984'ten alınan şekil 7.33'teki sismik kayıtlardan yararlanarak şekil 7.34'teki yol-zaman grafiği çizilmiş ve buradan hesaplamalarla tablo 7.27 düzenlenmiştir. Tabloda üç seviye izlenmektedir.

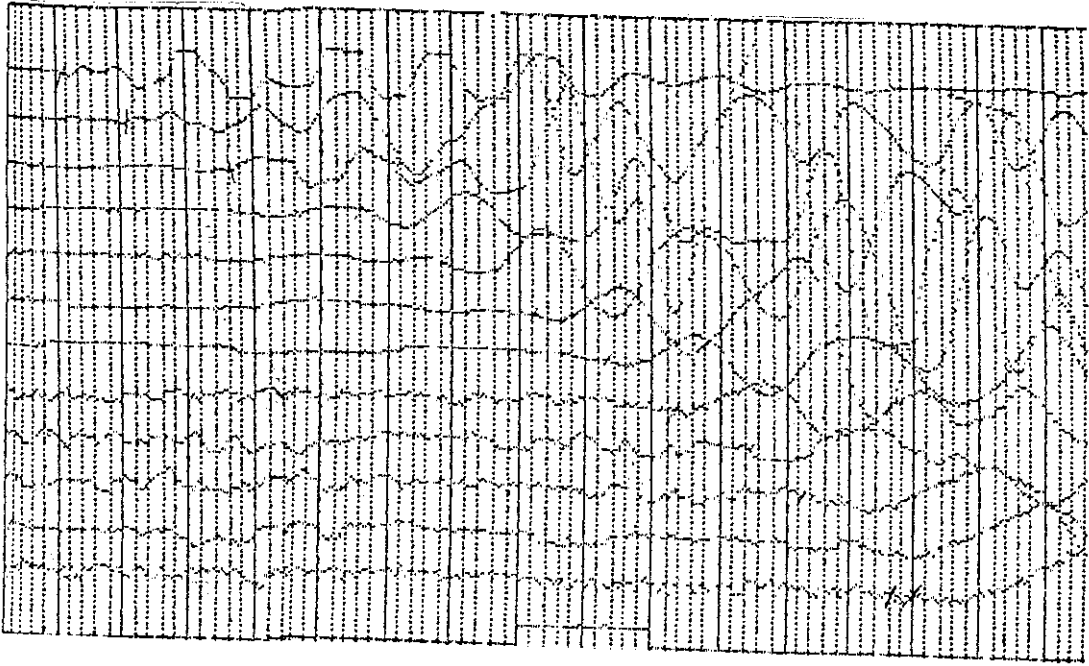
Birinci seviye zemin emniyet gerilmesi düşük yamaç molozlu bitkisel topraktır. V_p/V_s ve μ oranlarının düşük oluşu kuruluğa işaret eder. Bunun yanında V_s hızlarının oluşu poroziteden dolayıdır.

İkinci seviye konsolide olmamış kil, killi silt, killi kum seviyeleridir. Bu seviyenin zemin emniyet gerilmesi düşük değildir. V_p/V_s ve μ oranlarının çok düşük olması bu seviyenin kuru olduğunu gösterir.

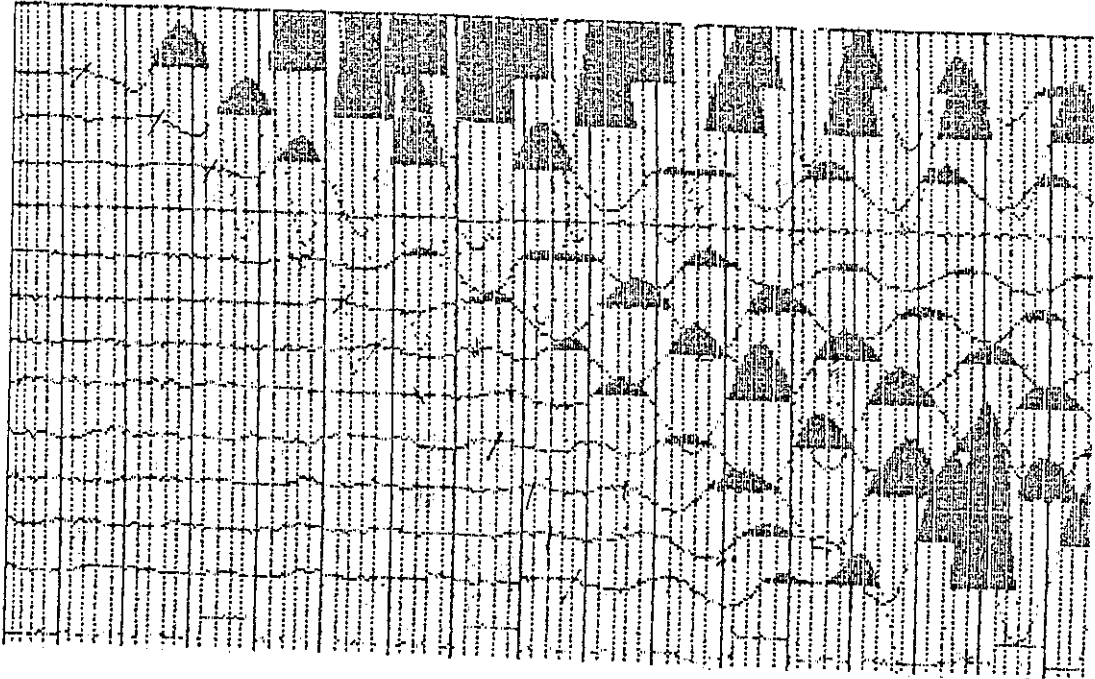
Üçüncü seviye zemin emniyet gerilmesi düşük olmayan konsolide olmuş kil, killi silt, killi kum ve tuf seviyeleridir. V_p/V_s ve μ oranları birimin kuru olduğunu işaret eder.

7.13.2. Yurt Geliştirme Bölgesi:

Süpür, 1984'ten alınan şekil 7.35'teki sismik kayıtlardan yararlanarak şekil 7.36'daki yol-zaman grafiği çizilmiştir. Bu grafikten hesaplamalarla tablo 7.28 düzenlenmiştir. Yurt Geliştirme Bölgesindeki üç seviye için Makro Gelişme Bölgesindeki benzer yorumlar yapılabilir.



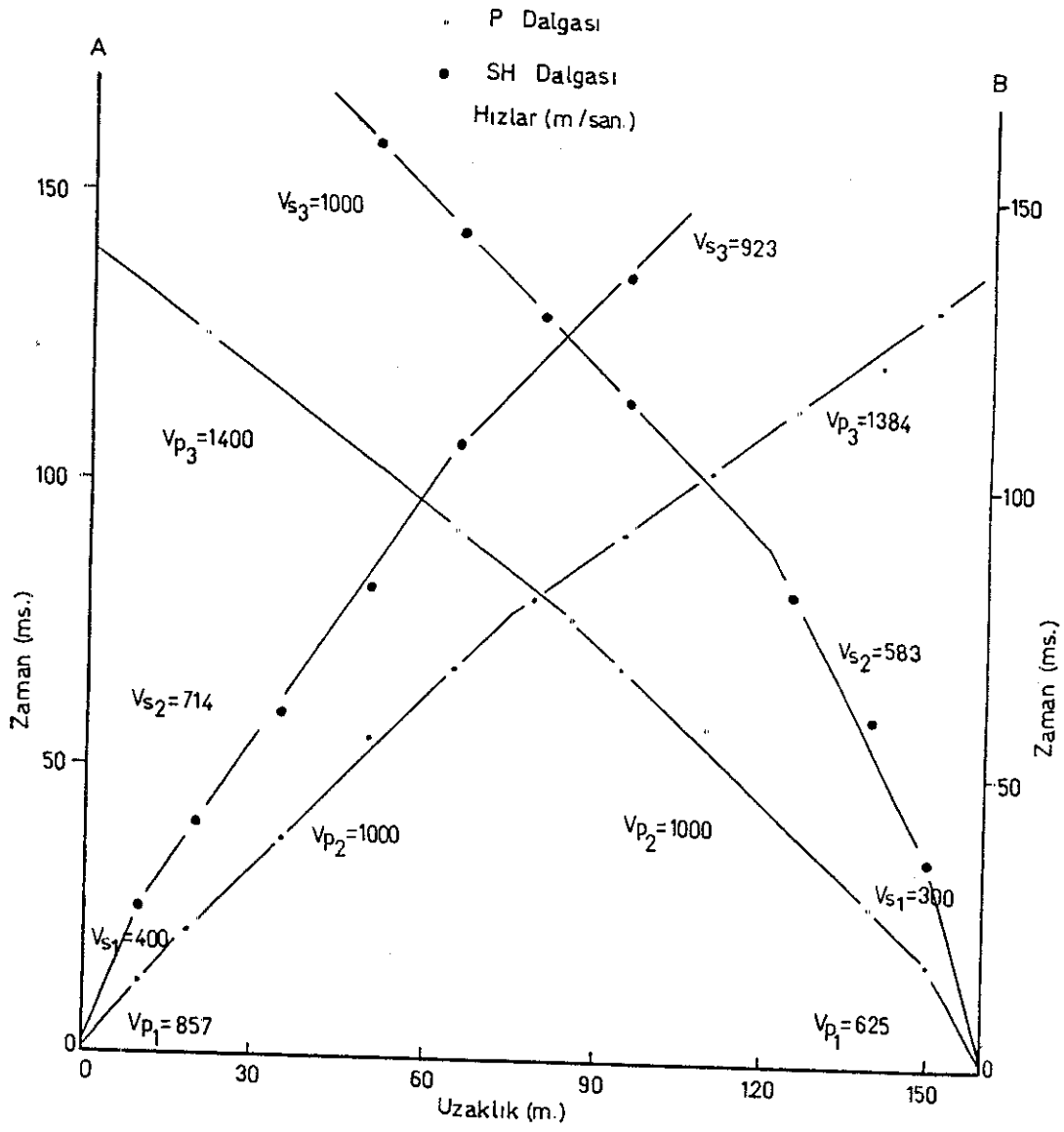
a



b

Şekil 7.33 Isparta Müh. Fak. kampüsü makro gelişme bölgesinde alınan kayıtlar. (a) P dalgası A atışı kayıdı (bir aralık 2 ms). (b) S dalgası B atışı kayıdı (bir aralık 5 ms).

(Süpür, 1984'ten alınmıştır.)



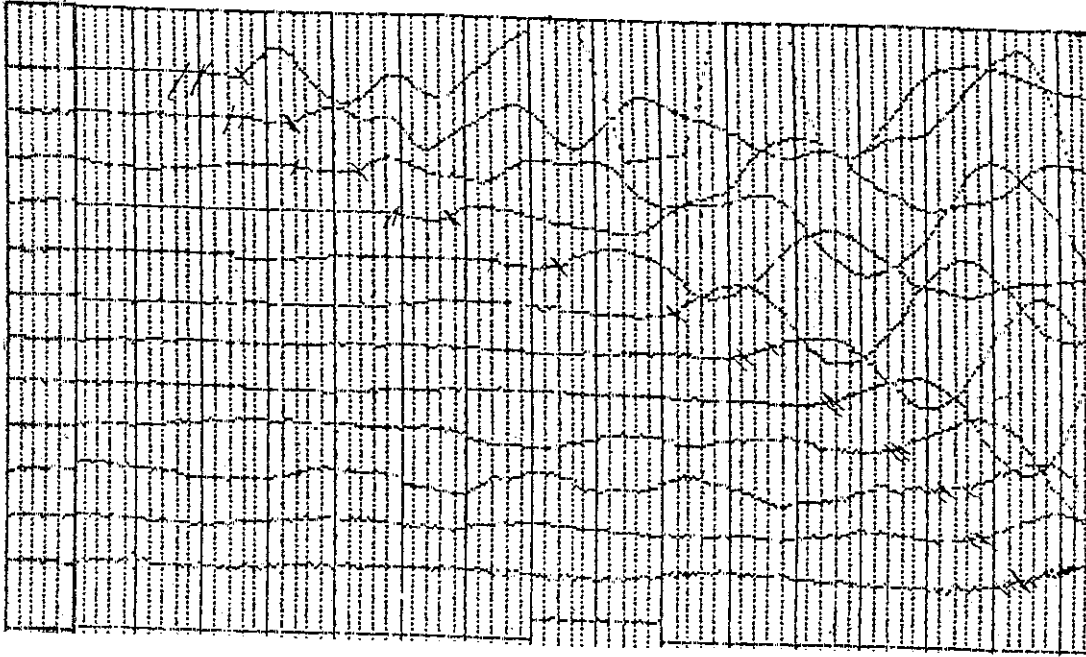
Şekil 7.34 Isparta Müh. Fak. kampüsü makro gelişme bölgesi A-B profili için yol-zaman grafiği.

TABLO 7.27 ISPARTA MÜH. FAK. MAKRO GELİŞME ÖLÇÜ NOKTASI İÇİN HESAPLANAN DEĞERLER.

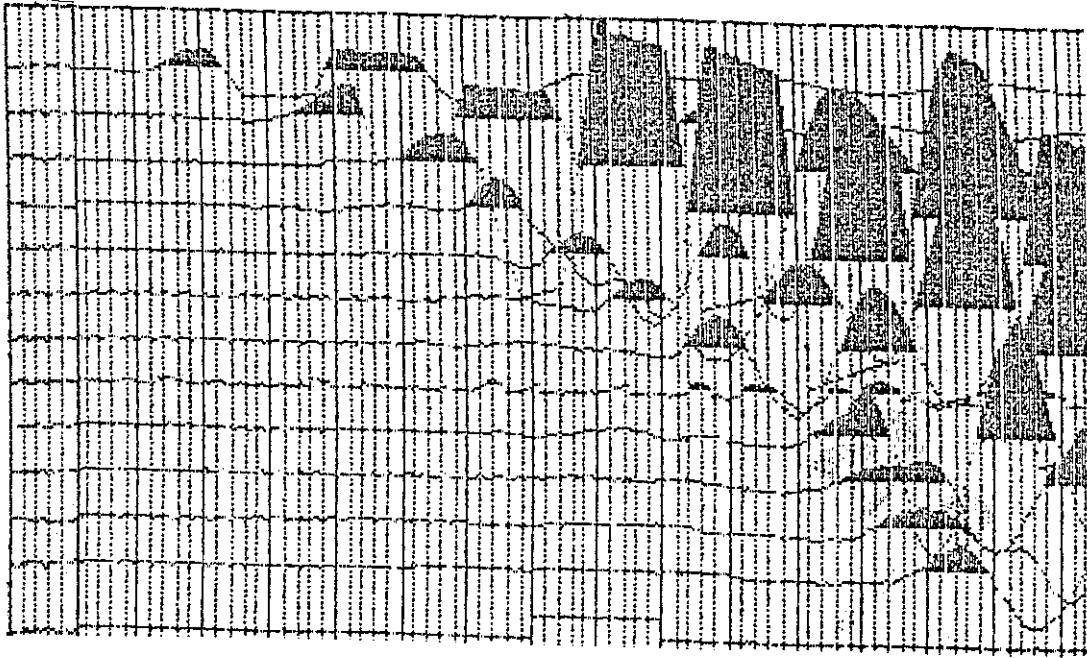
Tabaka	P Delga Hızı m/san	S Delga Hızı m/san	H	T ₀ san	γ ³ gr/cm	μ	E _d ² kg/cm	G _d ² kg/cm	K _d ² kg/cm	V _p /V _s	σ_n^2 kg/cm	σ_e^2 kg/cm	$\bar{\sigma}_n^2$ kg/cm
--------	-----------------------------	-----------------------------	---	-----------------------	--------------------------------	-------	--------------------------------------	--------------------------------------	--------------------------------------	--------------------------------	-----------------------	-----------------------	-----------------------------

1	857	400	1.7	0.100	1.77	0.35	7794	2886	8660	2.1	3.79	1.77	5.21
2	1000	715	15.0		1.80	0.01	18760	9380	6253	1.4	4.50	3.20	30.47
3	1380	920			1.88	0.10	35686	16220	14868	1.5	6.49	4.32	65.55

1	625	300	3.6	0.106	1.73	0.35	4286	1580	4761	2.1	2.86	1.38	2.17
2	1000	580	8.4		1.80	0.23	15184	6172	9373	1.7	4.77	2.77	16.13
3	1400	1000			1.88	0.01	38328	19164	12776	1.4	6.97	4.98	84.46



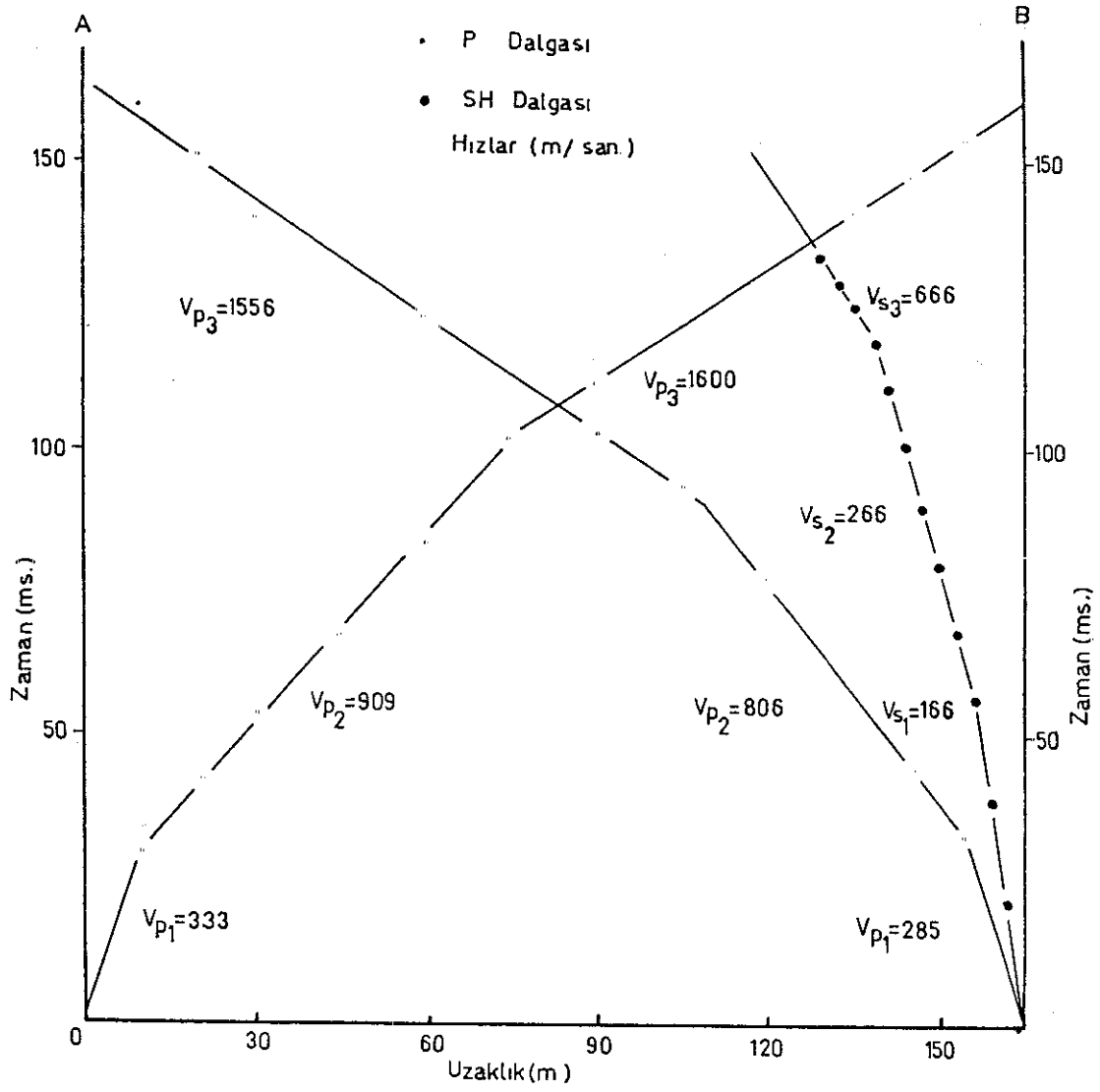
a



b

Şekil 7.35 Isparta Müh. Fak. kampüsü yurt geliş -
tirme bölgesinde alınan kayıtlar. (a) P dalgası A atışı
kayıdı (bir aralık 2 ms). (b) S dalgası B atışı kayıdı
(bir aralık 2 ms).

(Süpür, 1984'ten alınmıştır.)



Şekil 7.36 Isparta Müh. Fak. kampüsü yurt geliş - tirme bölgesi A-B profili için yol-zaman grafiği.

TABLO 7.28 ISPARTA LÜH. FAK. YURT SAHASI ÖLÇÜ NOKTASI İÇİN HESAPLANAN DEĞERLER.

Tabaka	P Dalga Hızı m/san	S Dalga Hızı m/san	H m	τ_0 san	γ gr/cm^3	μ	E_d kg/cm^2	G_d kg/cm^2	K_d kg/cm^2	V_p/V_s	σ_n kg/cm^2	σ_e kg/cm^2	$\bar{\sigma}_n$ kg/cm^2
1	286	166	3.06	0.29	1.66	0.23	1147	466	708	1.7	3.46	2.01	0.38
2	806	267	14.60		1.76	0.43	3657	1278	8709	3.0	10.35	3.43	1.53
3	1560	667			1.91	0.38	23904	8661	33200	2.3	21.75	9.30	24.66

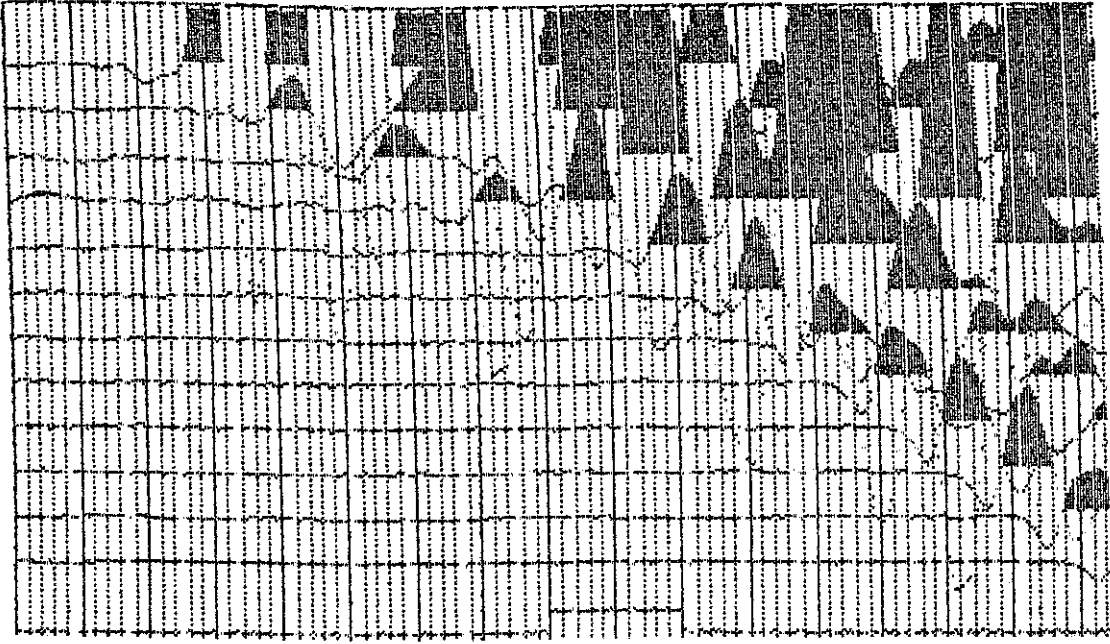
7.14. ISPARTA-GÖLCÜK YOLU POMZA OCAĞI

Bölgede tüflerin hakim olduğu görülür. Ocak civarında üstte pomza seviyesi yer alır. Bunun altında konsolide olmamış killi, killi-siltli ve tuf bulunmaktadır. Sismik çalışmaların penetrasyonu konsolide olan seviyelere ulaşamamıştır.

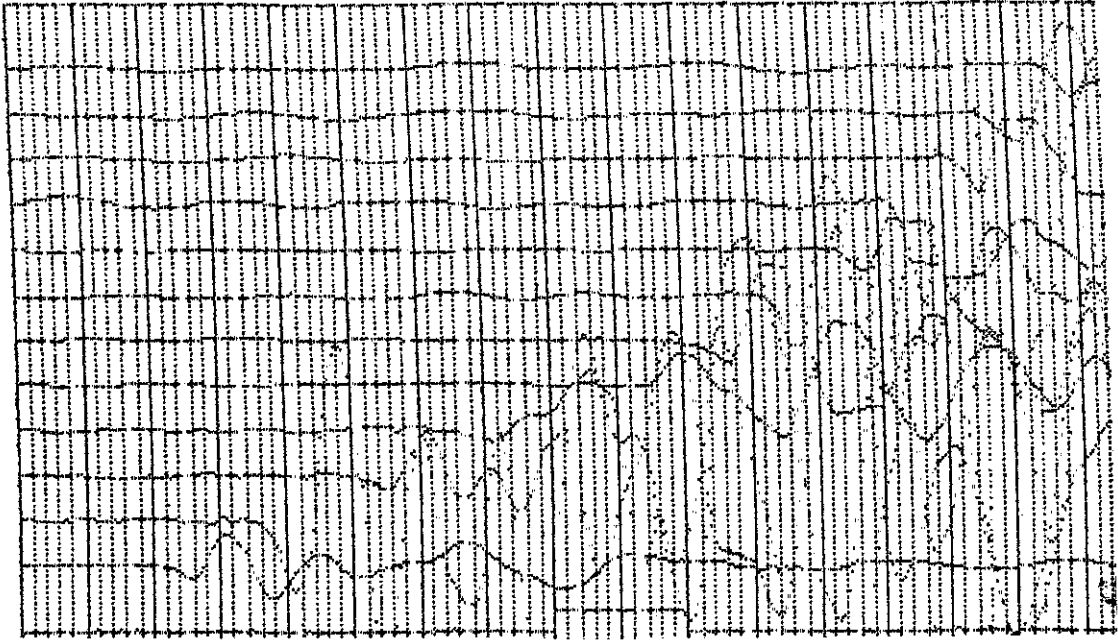
Şekil 7.37 ve şekil 7.38'deki sismik kayıtlardan şekil 7.39'daki yol-zaman grafiği çizilmiş ve bunlardan hesaplamalarla tablo 7.29 düzenlenmiştir. Çalışma sahasında üç seviye izlenmektedir.

Birinci seviye, zemin emniyet gerilmesi düşük pomzalardır. V_s hızının düşük oluşu porozitenin fazlalığına işaret eder. Bunun yanında V_p/V_s ve μ oranlarının düşük değerleri kuruluşu gösterir.

İkinci ve üçüncü seviyeler V_s hızlarına göre konsolide olmayan seviyelerdir. Zemin emniyet gerilmeleri düşüktür.

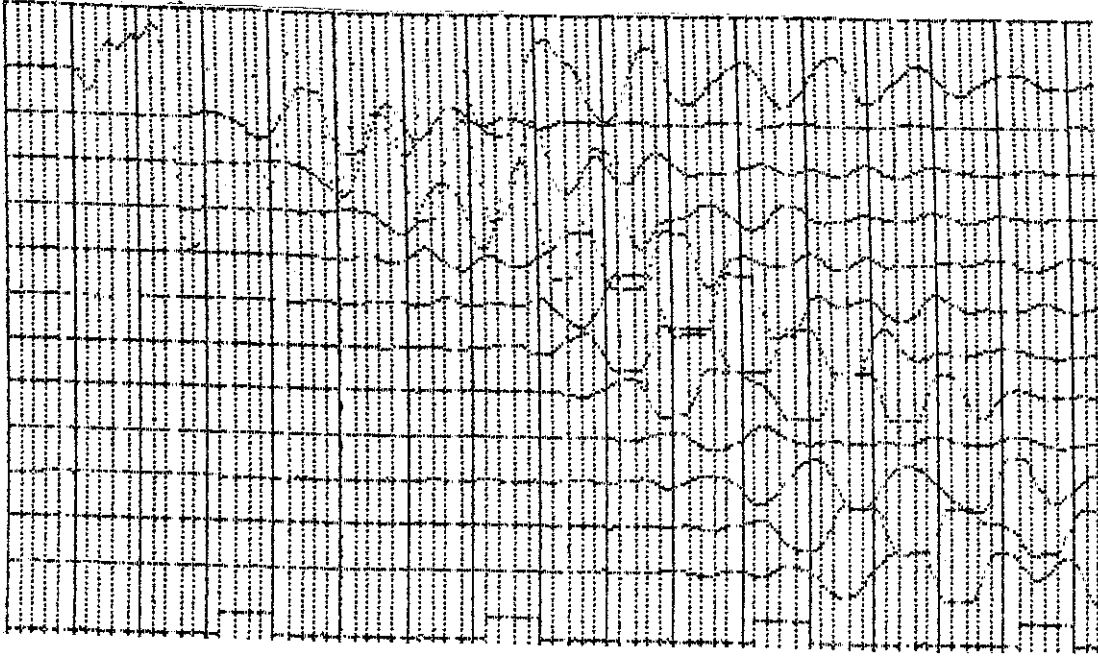


a

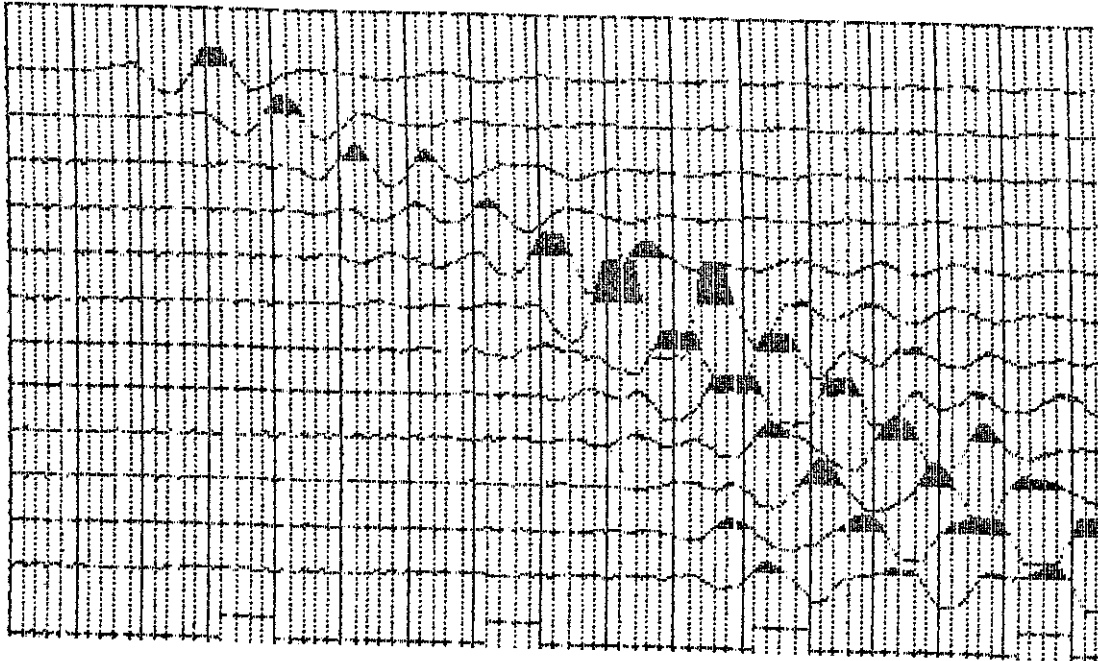


b

Şekil 7.37 Isparta-Gölcük yolu pomza ocağı profili kayıtları. (a) P dalgası A atışı kayıdı (bir aralık 2 ms). (b) P dalgası B atışı kayıdı (bir aralık 2 ms).

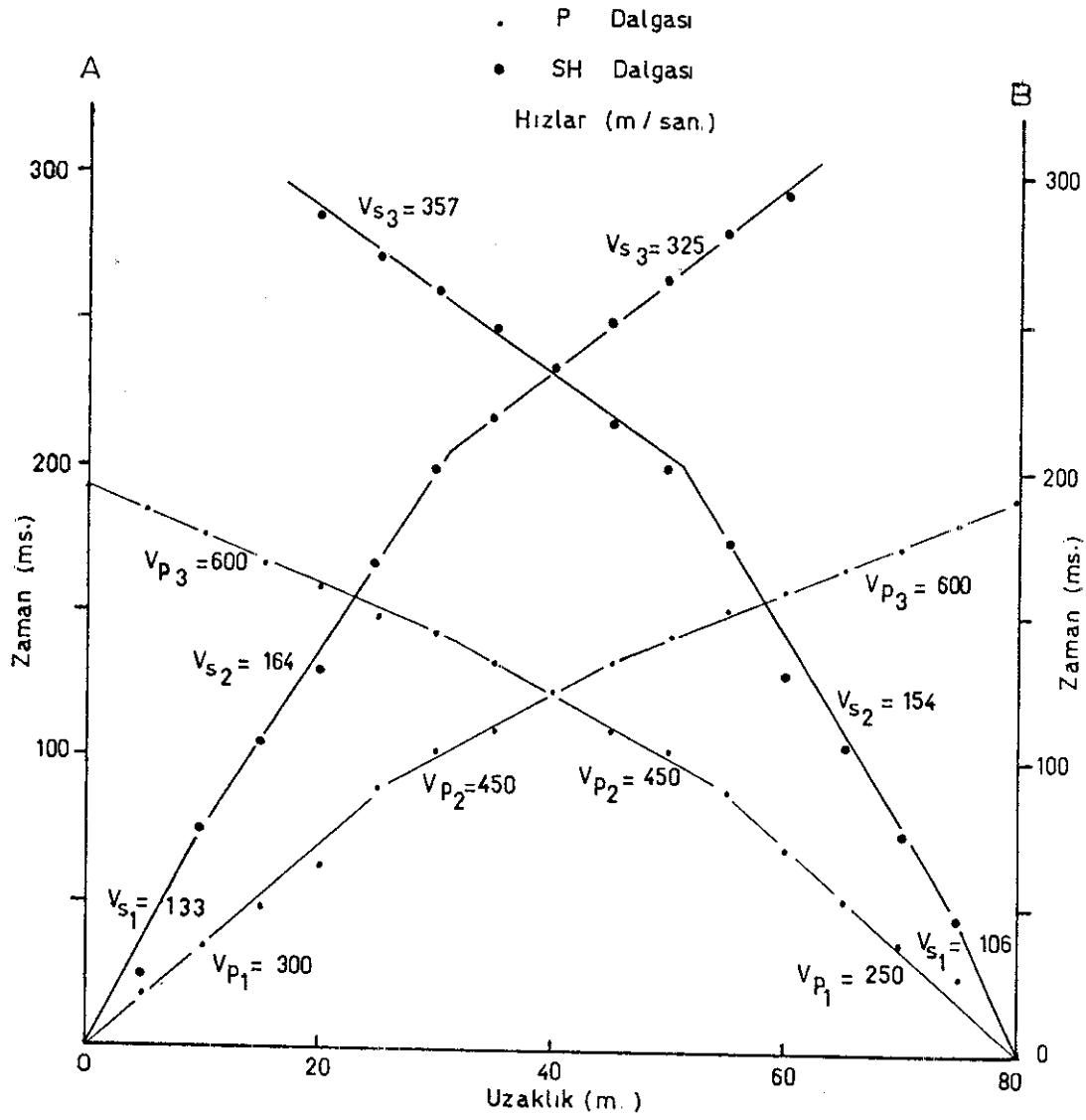


a



b

Şekil 7.38 Isparta-Gölcük yolu pomza ocağı profili kayıtları. (a) S dalgası A atışı kaydı (bir aralık 5 ms). (b) S dalgası B atışı kaydı (bir aralık 5 ms).



Şekil 7.39 Isparta-Gölcük yolu pomza ocağı pro -
fili için yol-zaman grafiği.

TABLO 7.29 ISPARTA POMZA OCAĞI ÖLÇÜ NOKTASI İÇİN HESAPLANAN DEĞERLER.

Tabaka	P Dalga Hızı m/san	S Dalga Hızı m/san	H m	T ₀ san	γ gr/cm ³	μ	E _d ² kg/cm ²	G _d ² kg/cm ²	K _d ² kg/cm ²	V _{p/Vs}	σ_n^2 kg/cm ²	σ_e^2 kg/cm ²	$\bar{\sigma}_n^2$ kg/cm ²
--------	-----------------------------	-----------------------------	--------	-----------------------	--------------------------------	-------	---	---	---	-------------------	------------------------------------	------------------------------------	--

A

I	300	133	6.0	0.38	1.66	0.36	813	299	968	2.25	4.50	2.00	0.18
2	450	164	8.4		1.69	0.42	1314	463	2739	2.74	7.10	2.60	0.35
3	600	325			1.72	0.28	4738	1851	3589	1.84	9.75	5.30	2.77

B

I	250	106	5.4	0.43	1.66	0.38	524	190	728	2.35	4.44	1.89	0.09
2	450	154	8.9		1.69	0.43	1166	408	2778	2.92	8.10	2.79	0.28
3	600	357			1.72	0.22	5450	2234	3244	1.68	11.00	6.60	3.69

8. TARTIŞMA

Bu çalışmada yoğunluğa, sismik dalga hızlarına, zemin hakim titreşim periyoduna ve dolayısıyla tabaka kalınlığına bağlı zemin emniyet gerilmesi ve taşıma gücü bağıntısı geliştirilmiştir. Geliştirilen bu bağıntı çeşitli zeminlere uygulanmıştır. Uygulama sonuçları konik penetrasyon ve V_s hızına bağlı serbest basınç mukavemeti deneysel bağıntı sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Karşılaştırmada üç yöntemin uygunluğu görülmüştür. Bu çalışmada geliştirilen zemin emniyet gerilmesi ve taşıma gücü bağıntısının daha güvenilir olduğu sonucuna varılmıştır. Ayrıca, konik penetrasyon deneyinin yapılabilmesi çok sınırlıdır. Molozlu ve çakıllı zeminler ile kayalarda konik penetrasyon deneyinin yapılması olanaksızdır. Diğer taraftan, V_s hızına bağlı serbest basınç mukavemeti deneysel bağıntısından elde edilen taşıma gücü değerleri, V_s hızı 1000 m/san. ve daha yüksek olduğu zaman çok büyük değerlere ulaşmaktadır. Keza, bu iki yöntemdeki deneysel bağıntılar birimsizdir. Oysa, bu çalışmada elde edilen,

$$\sigma_e = \gamma \cdot V_s \frac{T_0}{4}$$

zemin emniyet gerilmesi ve taşıma gücü bağıntısının birimi (kg/cm^2) şeklindedir. Her türlü zemin şartlarına kolaylıkla uygulanabilen sağlıklı bir yöntemdir. Aynı zamanda, geliştirilen parametrenin elde edilmesi esnasında diğer elastik parametreler de saptanabilmektedir. Deprem hasarını tahminde hayati öneme sahip olan kayma modülünün de hesaplanabilmesi geliştirilen yöntemin diğerlerine olan üstünlüğünü ortaya koymaktadır. Diğer yöntemlerde tabaka kalınlıkları dikkate alınmaz iken geliş-

tirilen bu yöntemde tabaka kalınlıklarının taşıma gücüne olan etkisi dikkate alınmaktadır. Keza, bu çalışmada geliştirilen yöntemin hem zaman, hem finansman yönünden ekonomi sağladığı görülmüştür.

TEŞEKKÜR

Bu doktora tezimin güncel olan konusunu belirleyerek çalışmalarım sırasında beni yönlendiren, tezimin hazırlanmasındaki öneri ve katkıları ile yapıcı, özverili ve teşvik edici desteklerini benden esirgemeyen Hocam Sayın Prof.Dr.D.Ali Keçeli'ye en içten teşekkür ve şükranlarımı sunarım.

YARARLANILAN KAYNAKLAR

- Acatay, A., Özkan, O., Yılmaz, M., Zemin Mekaniği 1970.
- Al-Sadi, H.N., Seismic Exploration 1982.
- Aydinoğlu, N., Erguvanlı, A., Özaydın, K., Zemin-Yapı Periyod Etkileşimi ve Deprem Yönetmelikleri. Dep.Araşt.Ens. Bülteni 1979.
- Balkır, C., Beyşehir Termik Santrali Jeofizik Etüt Raporu. 1984
- Bayer, B., Demiroğlu, V., Saraç, N., İstanbul II. Çevre Yolu Levent Mahmutbey Arası Güzergahı ve Bağlantı Yolları Sismik Etüdü. 1985
- Bayer, B., Çorum Şeker Fabrikası Jeofizik Etüt Raporu. 1987
- Büyükköse, N., II. Devlet Mahallesi Zemin Etüdü Raporu. 1983
- Capper, P. Leonard, Cassie, W. Fisher, The Mechanics of Engineering Soils. 1969
Çeviren Kumbasar, V., Kip, F.
- Das, Braja M., Fundamentals of Soil Dynamics. 1983
- Dobrin, Milton B., Introduction to Geophysical Prospecting. 1974
- Erdik, M., Deprem Mühendisliği Açısından Yapı Dinamiğine Giriş. 1980
- Ergene, C., Bayer, B., Milas-Yeniköy Termik Santrali Etüt Raporu. 1981.
- Ergene, C., Hamitabat Doğal Gaz Santrali Jeofizik Etüt Raporu. 1984
- Gençoğlu, S., S Dalgalarının Meydana Getirilişi ve Uygulamaları Üzerinde Deneysel Çalışmalar. Dep. Arşt. Ens. Bülteni. 1974

- Hamdi, Falah A.I., Smith, D. Taylor, Soil Consolidation Behavior Assessed By Seismic Velocity Measurements. Geoph. Prosp. 1981
- Keçeli, A., Türker, E., Oran, S., Yalvaç Emniyet Amirliği Lojmanları Zemin Etüdü. 1984
- Keçeli, A., Köseoğlu, M., Türker, E., Dinar Küçük Sanayi Sitesi Zemin Etüdü. 1985
- Kuran, U., Samsun Havaalanı Heyelanları Jeofizik Etüt Raporu. 1977
- International Institute of Seismology and Earthquake Engineering, Engineering Seismology. 1983
- Janbu, N., Bjerrum, L., Kjaernsli, B., Yapı Temelleri. Çeviren Dadaşbilge, B., 1976
- Myslivec, A., Kysela, Z., The Bearing Capacity of Building Foundations. 1978
- Önalp, A., Geoteknik Bilgisi Cilt I ve Cilt II. 1983
- Özaydın, K., Türkiye İnşaat Mühendisliği 7. Teknik Kongresi 1978. "Deprem Mühendisliğinde Zeminle İlgili Problemlere Genel Bakış".
- Özaydın, K., Zemin Dinamiği. 1982
- Özüer, B., Çatlaklı Grovak ve Killi Şistlerin Mühendislik Özellikleri. Doktora Tezi. 1975
- Richart Jr, F.E., Woods, R.D., Hall Jr, J.R., Vibrations of Soils And Foundations. 1969
- Rodrigues, L.F., Techniques For "In Situ" Measurement of Shear Wave Velocity. 1978
- Saraç, N., Kulaklı, H., Bingöl Karlıova Termik Santrali Jeofizik Etüt Raporu. 1986
- Schawarz, S.D., Musser, J.M., Yerinde S Dalga Hızı Ölçmeleri Yapmak için Çeşitli Teknikler. Çeviren, Gençoğlu, S., Dep.Araşt. Ens. Bülteni. 1974
- Süpür, N., Mühendislik Jeofiziği Bitirme Odevi. Yöneten Keçeli, A.1984

- Talobre, J., Kaya Mekanığı ve İnşaat İşlerinde Tatbikat.
Çeviren, Tanrıverdi, İ. 1970
- Tatham, R.H., V_p/V_s and Lithology. Geophysics Vol. 47,
No. 3 March-1982
- Telford, W.M., Geldart, L.P., Sheriff, R.E., Keys, D.A.,
Applied Geophysics. 1981
- Timoshenko, W.M., Goodier, J.N., Theory of Elasticity.
1970
- Türkarıslan, M., Near-Surface Seismic Properties For Per-
mian Rock Formations at Selected Sites In
Oklahoma. 1979
- Zienkiewicz, S., Rock Mechanics. 1979
- White, J.E., Seismic Waves. 1965