

2. ULUSAL KAYA MEKANİĞİ SEMPOZYUMU



BİLDİRİLER

**5-7 KASIM 1990
ANKARA**

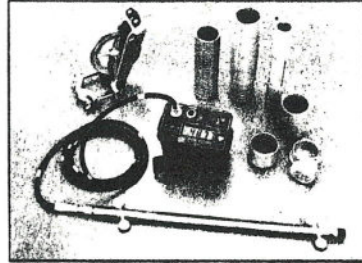
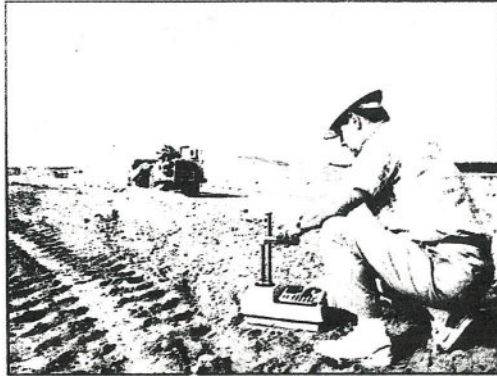
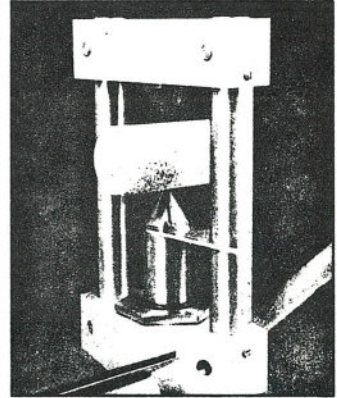
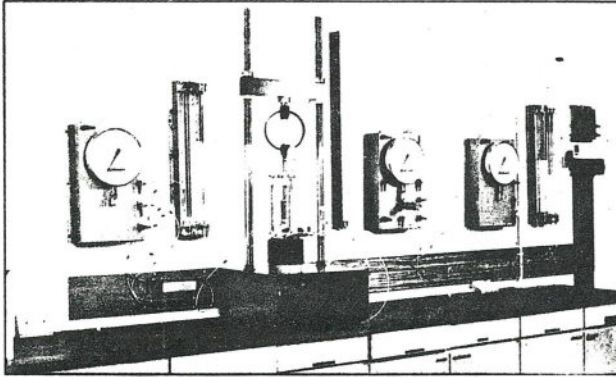
ZEMİN ve KAYA MEKANİĞİ
BETON, ASFALT, AGREGA, ÇİMENTO
ve DİĞER MALZEME TEST CİHAZLARI İMALATINDA
ÖNCÜ FİRMALAR



ELIE
International
senco

SLOPE INDICATOR Co.

TML



TEK YETKİLİ TÜRKİYE TEMSİLCİSİ

S **Sangari**

SANGARI ULUSLARARASI TİC. LTD. ŞTİ. (SANGARI INTERNATIONAL CO. LTD.)

KENEDİ CAD. NO: 71 06660 Kavaklıdere - ANKARA - TÜRKİY

Tel: (99-4-146 34 00 (6 HAT)) • Tlx: 46 295 SİTL-TR • Fax: (99-4-146 34 06

2. ULUSAL KAYA MEKANİĞİ SEMPOZYUMU

*Second National Rock Mechanics
Symposium*

5-7 KASIM / NOVEMBER 1990

BİLDİRİLER / PROCEEDINGS

**Editörler / Editors
Mehmet Ali HİNDİSTAN
M.Mete YEŞİL**

**TÜRK ULUSAL KAYA MEKANİĞİ DERNEĞİ
*Turkish National Society for Rock Mechanics***

Bu bildiriler kitabının yayın hakkı
Türk Ulusal Kaya Mekaniği Derneği'ne
aittir. Bu kitapta yer alan bildirilerin
aynen yayınlanması yazarından yazılı
izin almak koşulu ile mümkündür.
Alıntı için kaynak göstermek yeterlidir.
Bildiriler sadece şekil açısından
incelenmiş olup, içeriklerinin tüm
sorumluluğu yazar(lar)ına aittir.

Baskı ve Cilt:

ODTÜ Mühendislik Fakültesi Baskı İşliğı
ANKARA, 1990

*Derneğimiz kurucularından
Sayın Prof. Dr. Tacettin ADAHAN
ve Hüsameddin GÜZİN anısına*

TÜRK ULUSAL KAYA MEKANİĞİ DERNEĞİ

YÖNETİM KURULU

Başkan : Prof.Dr.A.Günhan PAŞAMEHMETOĞLU (ODTÜ)
Başkan Yrd. : Mesut ÇETİNÇELİK (DSİ Gn. Md.lüğü)
Genel Sekreter: Doç.Dr.Abdurrahim ÖZGENOĞLU (ODTÜ)
Sayman Üye : M. Mete YEŞİL (ODTÜ)
Üye : Prof.Dr.Seyfi KULAKSIZ (HÜ)

DENETLEME KURULU

Doç.Dr. Aydın BİLGİN (ODTÜ)
Doç.Dr. Gürol ŞENYUR (Hacettepe Üniversitesi)
Bülent KİPER (Strazburg Cad. 29/6)

2. ULUSAL KAYA MEKANİĞİ SEMPOZYUMU

ONURSAL BAŞKAN

Ferruh ANIK
(DSİ Genel Müdürü)

YÜRÜTME KURULU

Başkan : Mesut ÇETİNÇELİK (DSİ Gn.Md.lüğü)
Başkan Yrd.: Prof.Dr.Seyfi KULAKSIZ (HÜ)
Üyeler : Mehmet Ali HİNDİSTAN (ODTÜ)
M.Mete YEŞİL (ODTÜ)
Bülent ERDEM (ODTÜ)

1. Sığ Tuneller Çevresindeki Gerilmeler 1 <i>Stresses Around Shallow Tunnels</i> Hasan GERÇEK	1
2. Taban Yolu Rumble Duvarı Üzerine Gelen Yüklerin Bulunması İle İlgili Teoriler 17 <i>Theories Dealing With the Load on the Gate Roadway Pack</i> Selami İSTANBULLUOĞLU	17
3. Yeraltı Galeri Tahkimatında Geliştirilmiş Yaş Sistem Şatkritleme Yönteminin Tanıtılması 23 <i>Application of a New Wet System Shotcrete Method as a Means of Support to U/G Roadways</i> H. Tarık ÖZKAHRAMAN	23
4. Tünellerde Ödeme Hattının Tayini 49 <i>Determination of Pay Line in Tunnels</i> Necdet KÖKSAL, Çetin FIRAT	49
5. Açık İşletmelerde Patlatma Tasarımında "Dilim Kalınlığı"nın Belirlenmesine İşletme ve Jeomekanik Büyüklükleri Gözeten Yarı-Analitik Yaklaşım 55 <i>An Approach to Determination of Burden in Blasting Design</i> Ergin ARIÖĞLU	55
6. Topuk Yük Aktarımı ve Çok-Katlı Üretim Yöntemleri Sonucu Oluşan Etkileşimlerin İncelenmesi 83 <i>Pillar Load Transfer and Investigation of the Effects of the Multi-Layer Mining Methods</i> Bahtiyar UNVER	83
7. Yeraltı Maden Ocaklarında Topuk Dizaynı İçin Bir Yaklaşım 103 <i>An Approach to Pillar Design in Underground Mines</i> Necdet TÜRK	103
8. Kuzey ve Güney Haliç Projeleri Örneği ve Tünel Açma Maki- nelerinin Seçimi İçin Bazı Yeni Kriterler 113 <i>Some New Criteria in the Selection of Tunnelling Machines and a Case Study of North and South Golden-Horn Project</i> Nuh BİLGİN, Turan SEYREK, Erdal ERDİNÇ	113
9. Kesici Uçlarla Yapılan Mekanik Kazıda Verimli Kesme Prensipleri 135 <i>Principles of Efficient Cutting in Mechanical Excavation with Drag Tools</i> Osman Zeki HEKİMOĞLU	135
10. Süresizlik Yüzey Pürüzlülüğünün Sayısal Olarak Belirlenmesi 149 <i>Quantitative Determination of Discontinuity Surface Roughness</i> Can AYDAY, R. Mete GÖKTAN	149
11. Dolgu Enjeksiyon Şerbeti Karışımlarında Sodyum Silikat Uygulamaları 159 <i>Sodium Silicate Applications on the Grouts</i> Fahri Uluç ÖZBAYOĞLU	159

12. Kayaçların Dayanımı İçin Önerilen Empirik Bir Yöntem 175
An Empirical Method Suggested for the Strength of Rocks
Necdet TÜRK
13. Sivas Güney Doğusundaki Jipslerin Jeomekanik Özellikleri 187
Geomechanical Properties of Gypsum in the South-Eastern Region of Sivas
Ergun KARACAN
14. Menard Presiyometre Sonuçlarının Kazık Yükleme Deneyi ile Karşılaştırılması 209
Comparison Between the Results of Menard Pressiometer and Pile Loading Test
Zeynep DURUKAN, Semih S. TEZCAN
15. Kaya Mekaniğinde Sismik Dalga Hızları ile Bazı Kayaç Parametreleri Arasındaki İlişkiler 221
Relationships Between Seismic Wave Velocities and Rock Parameters in Rock Mechanics
Hasan ŞİŞMAN, Mehmet ALTINTAŞ, İsmail ÖZTÜRK
16. İstanbul Grovalarında Mini Kazık ve Ankraj Uygulamaları 239
Minipile and Anchor Applications in İstanbul Graywackes
Ali CANDOĞAN, E.Neşet AKDAĞ
17. Yeraltı Boşlukları ve Zemin Esnekliğinin Jeofizik Yöntemlerle Belirlenmesi 255
Detection of Subsurface Cavities and Soil Elasticity Parameters by using of Geophysical Technics
Ahmet ERCAN
18. Zayıf Kayalarda Forekazıklı İksa Uygulamaları 277
Bored Pile Applications as Supporting System in Weak Rocks
Ali CANDOĞAN, Oğuz ÇETMELİ
19. Yumuşak Kayalarda Şev Stabilitesi 289
Slope Stability in Soft Rocks
H.Turan DURGUNOĞLU, H.Fatih KULAÇ, Turhan KARADAYILAR, Gökalep BAŞTÜRK, Tevfik HOŞ
20. Keles (Bursa MLİ) Açık Ocak Linyit İşletmesinde Yapısal Eleman Şev Duraylılığı İncelemesi 299
The Investigations Slope Stability Structural Elements Keles Open Pit Lignite Mine (Bursa MLİ)
Seyfi KULAKSIZ, Sezai GÜMÜŞ, Abdurrahim ŞAHBAZ, Ahmet ŞENTÜRK
21. İstanbul, Menekşe Heyelanları ve Yapılaşmaya Etkisi 313
Menekşe Land Slides and Land-Use Conditions, İstanbul
Ahmet ERCAN, F.Y. OKTAY
22. Geogridlerin ve Geotekstillerin Şev Stabilizasyonunda Kullanılmaları Üzerine Son Gelişmeler ve Bu Yöntemin Ekonomikliği Üzerine Bir İnceleme 349
Recent Advances in Landslide Stabilization Using Geogrits and Geotextiles, and an Investigation About the Economical Points of These Materials
H. Recep YILMAZ
23. Anadolu Otoyolu Örneğinde Öngermeli Ankrajla Yarma Duraylılığının Değerlendirilmesi 363
Evaluation of Slope Stability With Pre-Stretched Anchor in the Example of Anadolu Motor-Way
Bilent ULUKAN

SIĞ TÜNELLER ÇEVRESİNDEKİ GERİLMELER

STRESSES AROUND SHALLOW TUNNELS

Hasan GERÇEK*

ÖZET

Bu bildiride, sığ derinliklerde açılan dairesel tünellerin çevresinde oluşan elastik gerilmelerin dağılımı incelenmiştir. Önce, konunun önemi vurgulanmış ve literatürde verilen konuyla ilgili yaklaşımlar gözden geçirilmiştir. Sonra, mevcut matematiksel çözümlerin uygun şekilde süperpozisyonları yapılarak, sığ bir dairesel tünel çevresindeki gerilmeleri veren kapalı-tip çözümler elde edilmiştir. Sunulan çözümler, derinliğe bağlı olarak değişen genelleştirilmiş birincil gerilme durumlarına uygulanabilmektedir. Ayrıca, bu çözümlerden kaynaklanan bazı önemli sonuçlar üzerinde de durulmuştur.

ABSTRACT

In this paper, the distribution of elastic stresses occurring around circular tunnels, excavated at shallow depths, has been investigated. First, the importance of the subject has been emphasized and the related approaches given in the literature have been reviewed. Then, closed-form solutions which give the stress distribution around a shallow circular tunnel have been obtained by superposing the existing mathematical solutions. The solutions which have been presented are applicable to the cases with generalized in situ stresses, varying with depth. In addition, some important conclusions due to these solutions have also been considered.

* Doç. Dr., Maden Yük. Müh., H.Ü. Zonguldak Müh. Fak., Maden Müh. Bölümü

1. GİRİŞ

Çevresindeki ikincil gerilmelerin dağılımı düzlem birim şekil değiştirme (plane-strain) çözümlemesiyle matematiksel olarak bulunabilen iki boyutlu yaraltı açıklıklarının kesitleri çok çeşitlilik göstermektedir. Bunlara örnek olarak; daire, elips, ovaloid, dikdörtgen, kare ve kemer tavanlı kesitler gösterilebilir. Dairesel kesit hariç, diğer tüm kesitlerle ilgili kapalı tip (closed-form) çözümler, elastik ortam davranışı ile ilgilidir. Genelde çözümler, açıklığın boyutlarına (özellikle yüksekliğine) kıyasla çok büyük derinliklerde açılmış olan açıklıklarla sınırlandırılmakta, yerçekimi kuvvetlerinin birincil gerilmeler ve dolaşısıyla da ikincil gerilmeler üzerindeki etkisi ihmal edilerek, homojen birincil gerilme alanı varsayımına göre yapılmaktadır. Ancak, cisim (yerçekimi) kuvvetlerinin birincil gerilmelerdeki değişime etkisinin ihmal edilemeyeceği seviyelerde açılan sığ tüneller için bu yaklaşım pek geçerli olmamaktadır. Üstelik, açıklığın yüksekliğinin yüzeyden olan derinlikle kıyaslanabileceği oldukça sığ tünel ya da galerilerde, yer yüzünün ek bir serbest yüzey olarak ayrıca göz önünde bulundurulması gerekmektedir.

Bu bildirinin amacı, literatürdeki mevcut yaklaşımlardan yararlanarak, sığ bir dairesel tünel çevresindeki ikincil gerilmelerin çeşitli birincil gerilme koşullarında hesaplanması için kullanılabilecek genel amaçlı bağıntıların geliştirilmesidir. Bildirinin tümünde, açıklığı çevreleyen ortamın homojen, izotropik ve sürekli özelliklerde olduğu, doğrusal elastik davranış gösterdiği varsayılmıştır.

Bildiride önce, konu ile ilgili daha önceki çalışmalardan bazı önemli örnekler sunulacaktır.

2. TARİHÇE

Sığ diresel tünel çevresindeki gerilmelerin kuramsal çözümünde karşılaşılan ilk sorun, problemin geometrisinin matematiksel olarak tanımlanmasından kaynaklanmaktadır. Jeffery (1920), düzlem elastisite problemlerinin iki kutuplu (bipolar) koordinat sisteminde çözümü için kullanılan genel bağıntıları ve gerilme işlevlerini elde ederek, "sığ dairesel tünel" problemine dolaylı olarak ilk katkıyı yapmıştır. Jeffery'nin bu çalışmasında;

- a. eksantrik bir dairesel delik içeren dairesel disk,
- b. iki dairesel delik içeren sonsuz plaka ve
- c. düz bir kenarla sınırlanmış yarı-sonsuz plaka içinde bulunan dairesel delik

problemleriyle ilgili çözümler de sunulmaktadır. Özellikle sonuncu çözümde, plakanın düz kenarına paralel tek eksenli gerilme altındaki davranışının incelenmesi ve bu durumun sığ tünel problemine uygulanabilir olması önemli bir husustur. Her ne kadar Jeffery'nin bu özel çözümünde küçük bir hata bulunuyorsa da, daha sonraki benzer bir çalışmada (Mindlin, 1948) bu hata düzeltilmiştir.

Yeryüzünün etkisinin hesaba katılmadığı, yalnızca birincil gerilmelerin derinliğin bir işlevi olması durumunda dairesel tünel çevresindeki ikincil gerilme dağılımının incelendiği Yamaguti (1929) ve Schmidt'in (1931) çalışmaları, bu konuda daha sonraki gelişmeler olarak bildirilmektedir (Mindlin, 1939).

Mindlin (1939), iki kutuplu koordinatlar için ilk defa Jeffery (1920) tarafından geliştirilen düzlem elastisite eşitliklerini kullanarak, düşey birincil gerilmelerin derinliğe bağlı olarak değiştiği ($P_v = \gamma \cdot y$; γ : ortamın birim hacim ağırlığı; y : derinlik) ve Poisson oranı ν olan yarı-sonsuz elastik ortamda açılan yatay bir diresel tünel

çevresindeki ikincil gerilmelerin dağılımını aşağıdaki yatay birincil gerilme koşulları için incelemiştir:

a. $P_h = P_v$;

b. $P_h = \frac{u}{1-u} P_v$ ve

c. $P_h = 0$.

Bu üç ayrı gerilme durumu için iki ayrı gerilme işlevi geliştiren Mindlin, açıklık yüzeyinde oluşan teğetsel gerilmeleri veren iki adet kapalı tip çözüm (biri "a", diğeri "b" ve "c" durumları için) elde etmiştir. Mindlin'in bu klasikleşmiş çözümü, yeryüzünün ve yerçekimi kuvvetlerinin birlikte göz önünde bulundurulduğu ilk çözümdür.

Savin (1961), ağır elastik plaka içinde açılmış olan dairesel delik çevresindeki gerilme dağılımına cisim kuvvetlerinin etkisini incelemiştir. Savin'in incelediği problemin düzlem birim şekil değiştirme çözümü, Kirsch'in (1898) klasik çözümü olarak bilinen, sonsuz genişlikteki ve ağırlıksız elastik plaka içinde açılan dairesel delik çevresindeki gerilmelerin dağılımını veren çözümün geliştirilmiş bir şeklidir. Savin tarafından verilen çözümlerin uygun bir şekilde süperpozisyonu yapılarak, birincil gerilmelerin derinliğe bağlı olarak değiştiği ortamda açılan dairesel tünel çevresindeki elastik gerilme dağılımı elde edilebilmektedir.

Daha sonra, Mindlin'in (1939) çözümü diğer araştırmacılar (McNiven ve Ewoldsen, 1969; Ewoldsen, 1972) tarafından yatay birincil gerilme koşullarına iki durum daha eklenerek ($P_h = k \cdot P_v$ ve $P_h = \text{sabit}$) geliştirilmişse de, kapalı tip bir çözüm verilmemiş, yalnızca gerilme işlevleri sunulmuştur.

70'li yılların başından itibaren de sığ tünel problemi, sayısal gerilme çözümlemesi (sonlu elemanlar, sınır elemanları, v.b.) yöntemleri kullanılarak çok çeşitli araştırmacılar tarafından incelenmiştir (Barla, 1972; Barla ve Ottoviani, 1974; Kumar, 1986; Fainstein ve ark., 1987).

Bu bölümde özetlenen çalışmalardan da görülebileceği gibi, kaya mekaniğinin bu ilginç problemi doğrudan ya da dolaylı olarak son 70 yıldır incelenmektedir. Bundan sonraki bölümlerde, yukarıdaki yaklaşımlardan yararlanılarak elde edilen genel bağıntılar sunulacaktır.

3. SIĞ DAİRESEL TÜNEL YÜZEYİNDEKİ GERİLMELER

Siğ bir dairesel tünel yüzeyindeki noktalarda oluşan elastik teğetsel gerilmeleri veren bağıntı, aşağıdaki iki temel çözümün süperpozisyonu ile elde edilmiştir:

- a. Yatay bir düzlemlle sınırlandırılmış, yerçekimi kuvvetlerinin etkisi altındaki, yarı-sonsuz elastik bir ortamda açılan yatay bir dairesel tünel yüzeyindeki teğetsel gerilmeleri veren Mindlin'in (1939) çözümünün genelleştirilmiş şekli (Şekil 1.a).
- b. Düz kenarına paralel doğrultuda etkiyen tek eksenli gerilme altındaki yarı-sonsuz elastik plakanın kenarında açılmış olan dairesel delik çevresindeki gerilmeleri veren Jeffery'nin (1920) çözümünün Mindlin (1948) tarafından düzeltilmiş şekli (Şekil 1.b).

Birleştirilmiş çözümde (Şekil 1.c), birincil gerilme alanı düşey konumdaki $P_v = \gamma \cdot y$ ve yatay konumdaki $P_h = k \cdot P_v + P_{ho}$ asal bileşenleri ile tanımlanmaktadır. Çözüm, iki kutuplu koordinatlarda yapıldığı için önce bu sistem kısaca tanıtılacaktır.

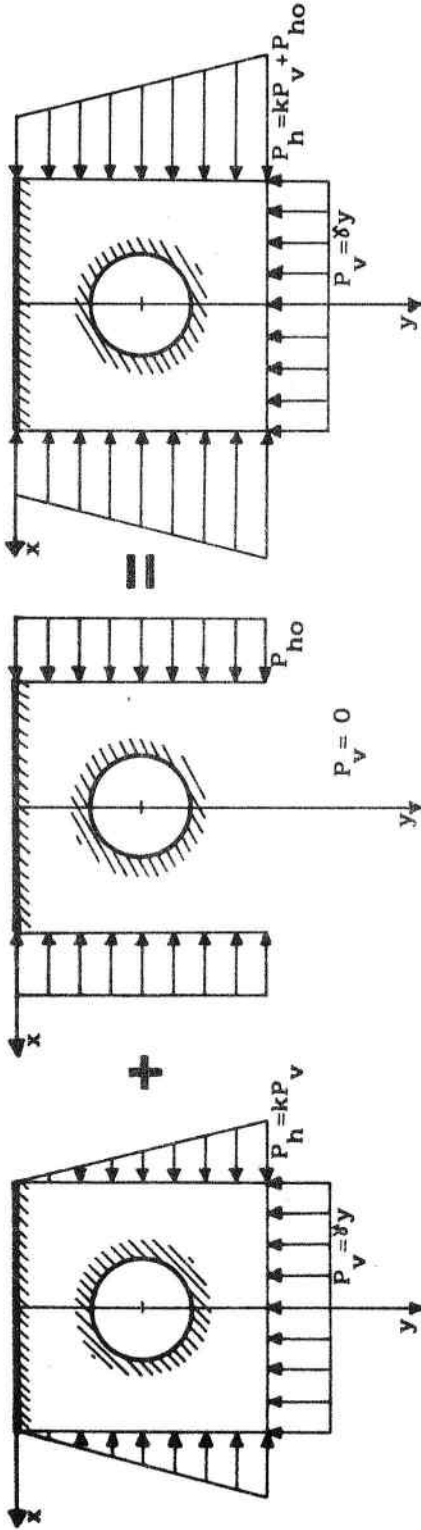
3.1. İki Kutuplu (Bipolar) Koordinat Sistemi

Alışıl gelmiş dikdörtgensel koordinatlar ($x; y$) ile iki kutuplu koordinatlar ($\alpha; \beta$) arasındaki ilişki,

$$x = a \cdot \sin \beta / (\cosh \alpha - \cos \beta) \quad [1.a]$$

$$y = a \cdot \sinh \alpha / (\cosh \alpha - \cos \beta) \quad [1.b]$$

bağıntılarıyla verilmektedir (Jeffery, 1920). Burada, α bileşeninin sabit değerleri için, yarıçapları " $a/\sinh \alpha$ " olan, merkezleri y -ekseni üzerinde ve orijinden " $a \cdot \coth \alpha$ " kadar uzaklıktaki ortak eksenli çemberler



a. MINDLİN (1939) ÇÖZÜMÜN
GENELLEŞTİRİLMİŞİ

b. JEFFERY (1920) ÇÖZÜMÜN
DÜZELTİLMİŞ ŞEKLİ (MINDLİN, 1948)

c. BİRLEŞTİRİLMİŞ ÇÖZÜM

Şekil 1. Birleştirilmiş çözümün elde edilişi.

elde edilir (Şekil 2). Bu çemberler,

$$x^2 + (y - a \cdot \coth \alpha)^2 = a^2 / \sinh^2 \alpha \quad [2]$$

genel denklemleriyle tanımlanmaktadır. Koordinatları $(0; \pm a)$ olan kutuplar, bu çemberlerin $\alpha = \pm \infty$ 'daki sınır değerleridir. Ayrıca, $\alpha = 0$ 'a karşılık gelen x-ekseni problemdeki yeryüzünü tanımlarken, $\alpha = \alpha_1 > 0$ çemberi de dairesel tünelin yüzeyini belirlemektedir. Öte yandan, β bileşeninin sabit değerleri de $(0; \pm a)$ kutuplarından geçen, merkezleri x-ekseni üzerinde ve orijinden " $a \cdot \cot \beta$ " kadar uzaklıkta bulunan, " $|a/\sin \beta|$ " yarıçaplı çember yaylarını tanımlamaktadır. Bu ortak eksenli çember yayları, $\alpha = \text{sabit}$ çemberlerini dik açıyla keserler. Böylece, iki kutuplu eğrisel dikey koordinat sistemi elde edilmiş olur.

Bilindiği gibi, iki kutuplu koordinatlardaki bir $P(\alpha; \beta)$ noktasının koordinatları,

$$\alpha = \ln (r_1/r_2) \quad [3.a]$$

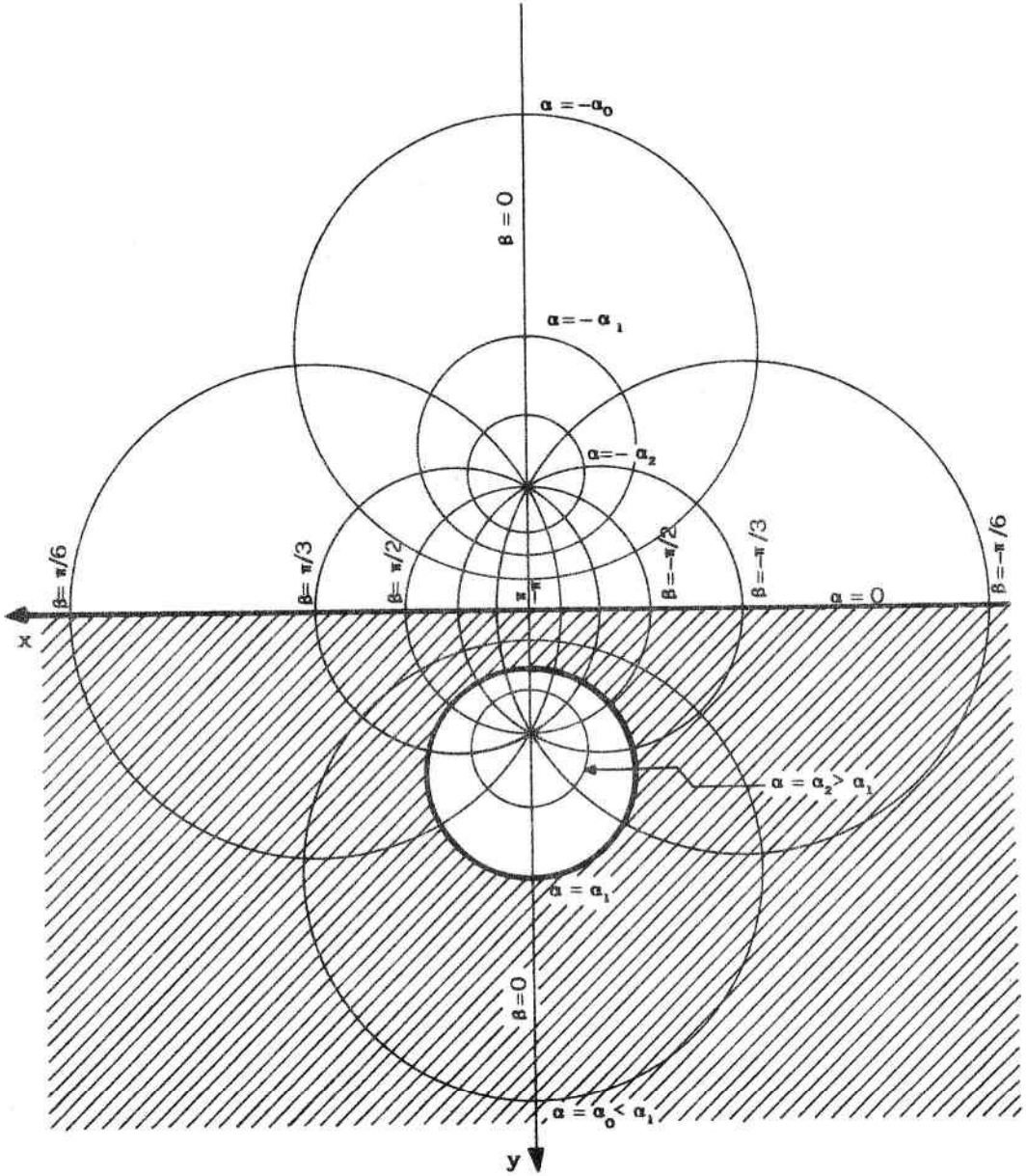
$$\beta = \phi_1 - \phi_2 \quad [3.b]$$

bağıntılarını sağlamaktadır. Burada; r_1 ve r_2 , $(x; y)$ düzleminde P noktasının sırasıyla $(0; -a)$ ve $(0; +a)$ kutuplarına olan uzaklıkları; ϕ_1 ve ϕ_2 de P 'den kutuplara çizilen doğrultuların x-ekseniyle yaptıkları açılardır (Şekil 3). Bu durumda, β 'nin kutuplara çizilen radyal doğrultular arasındaki açı olduğu kolayca görülmektedir ve ilgilenilen nokta kutuplar arasından geçerken (y-ekseni üzerindeyken) β bileşeninin 2π 'lik bir süreksizliği vardır.

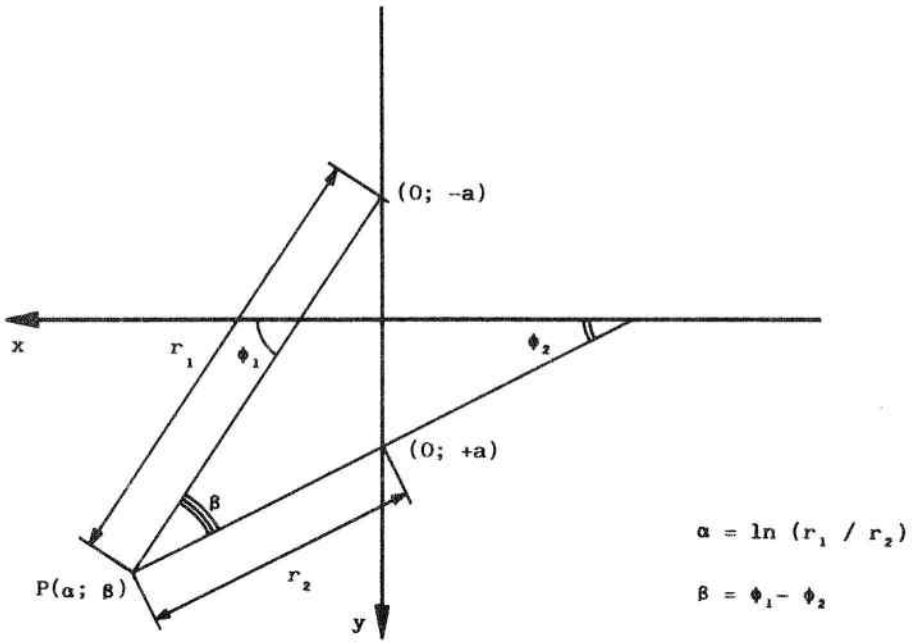
3.2 Problemin Geometrisinin Tanımlanması

Burada çözümü verilen problemde, $\alpha = \alpha_1 > 0$ değeriyle tanımlanan $R = a / \sinh \alpha_1$ yarıçaplı tünelin merkezi yeryüzünden ($\alpha = 0$ ile çıkan x-ekseninden) $\lambda \cdot R$ kadar uzaklıktadır. Verilen bir $\lambda > 1$ değeri (yarıçap cinsinden derinliği belirten katsayı) için $\alpha = \alpha_1$ koordinat bileşeni,

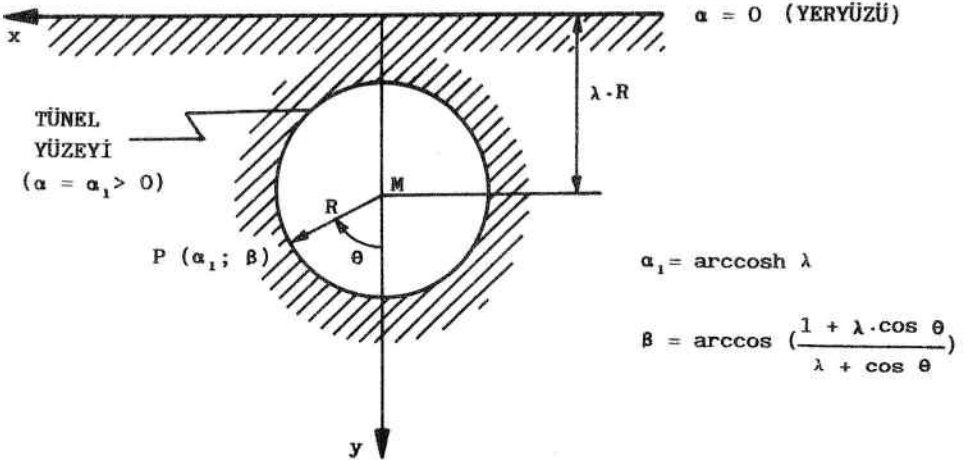
$$\alpha_1 = \operatorname{arccosh} \lambda \quad [4.a]$$



Şekil 2. İki kutuplu (bipolar) koordinat sistemi.



Şekil 3. İki kutuplu koordinatlarda $P(\alpha; \beta)$ noktasının tanımlanması.



Şekil 4. Problemin geometrisinin tanımlanması.

bağıntısından bulunarak α_1 çemberi belirlenir. Bu çember üzerindeki bir $P(\alpha_1; \beta)$ noktasını M merkezine birleştiren doğrultunun +y-ekseni ile saat dönüşü yönünde yaptığı kutupsal açı θ olsun (Şekil 4). Söz konusu noktanın iki kutuplu koordinatlardaki β bileşeni de

$$\beta = \arccos [(1 + \lambda \cdot \cos \theta) / (\lambda + \cos \theta)] \quad [4.b]$$

bağıntısından bulunur. Görüldüğü gibi, problemin geometrisinde λ parametresi belirleyici olmakta ve her bir $\lambda > 1$ değeri için farklı derinlikteki bir dairesel tünel tanımlanmaktadır.

3.3. Birleştirilmiş Çözüm

Açıklık yüzeyinde oluşan teğetsel gerilmeler, tünel açılmadan önce tünel merkezine etkiyen düşey birincil gerilmeye ($P_v^* = \gamma \cdot \lambda \cdot R$) göre normalleştirilmiştir. Bu durumda, açıklık yüzeyindeki teğetsel gerilme yığılması katsayıları (TGKY) şu bağıntı kullanılarak hesaplanır:

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_{\theta}}{P_v^*} = & 2 \left(1 - \frac{\cos \beta}{\lambda} \right) \left\{ \frac{\cos \theta}{\lambda - \cos \beta} + \frac{[\lambda + (1.75 - 2\nu) \cdot \cos \beta / (1 - \nu)]}{(\lambda^2 - 1)^{0.5}} \right. \\ & \left. - 2 \cdot \exp(-\alpha_1) \cdot \cos \beta + A \right\} \\ & - \frac{1 - k}{\lambda} \{ \cos \theta + 2\lambda \cdot \cos 2\theta + \cos 3\theta + (\lambda - \cos \beta) \left[\frac{\lambda + \cos \beta}{(\lambda^2 - 1)^{0.5}} \right. \right. \\ & \left. \left. + \frac{2}{3} (\lambda^2 - 1) B \right] \right\} \\ & + 2k_0 \{ \cos 2\theta + (\lambda - \cos \beta) \left[\frac{0.5}{(\lambda^2 - 1)^{0.5}} + 2 \cdot \exp(-2\alpha_1) \cdot \cos \beta + C \right] \} \\ & \dots [5] \end{aligned}$$

Burada, $k_0 = P_{ho} / P_v^*$ olup; A, B ve C katsayıları da

$$A = \sum_{n=2}^{\infty} n \cdot \exp(-n\alpha_1) \left\{ \frac{\sinh 2n\alpha_1 - n \cdot \sinh 2\alpha_1}{2(\sinh^2 n\alpha_1 - n^2 \cdot \sinh^2 \alpha_1)} - 1 \right\} \cdot \cos n\beta \quad [6.a]$$

$$B = \sum_{n=2}^{\infty} n(n^2 - 1) \left\{ \frac{\sinh n\alpha_1}{\sinh^2 n\alpha_1 - n^2 \cdot \sinh^2 \alpha_1} - 2 \cdot \exp(-n\alpha_1) \right\} \cdot \cos n\beta \quad [6.b]$$

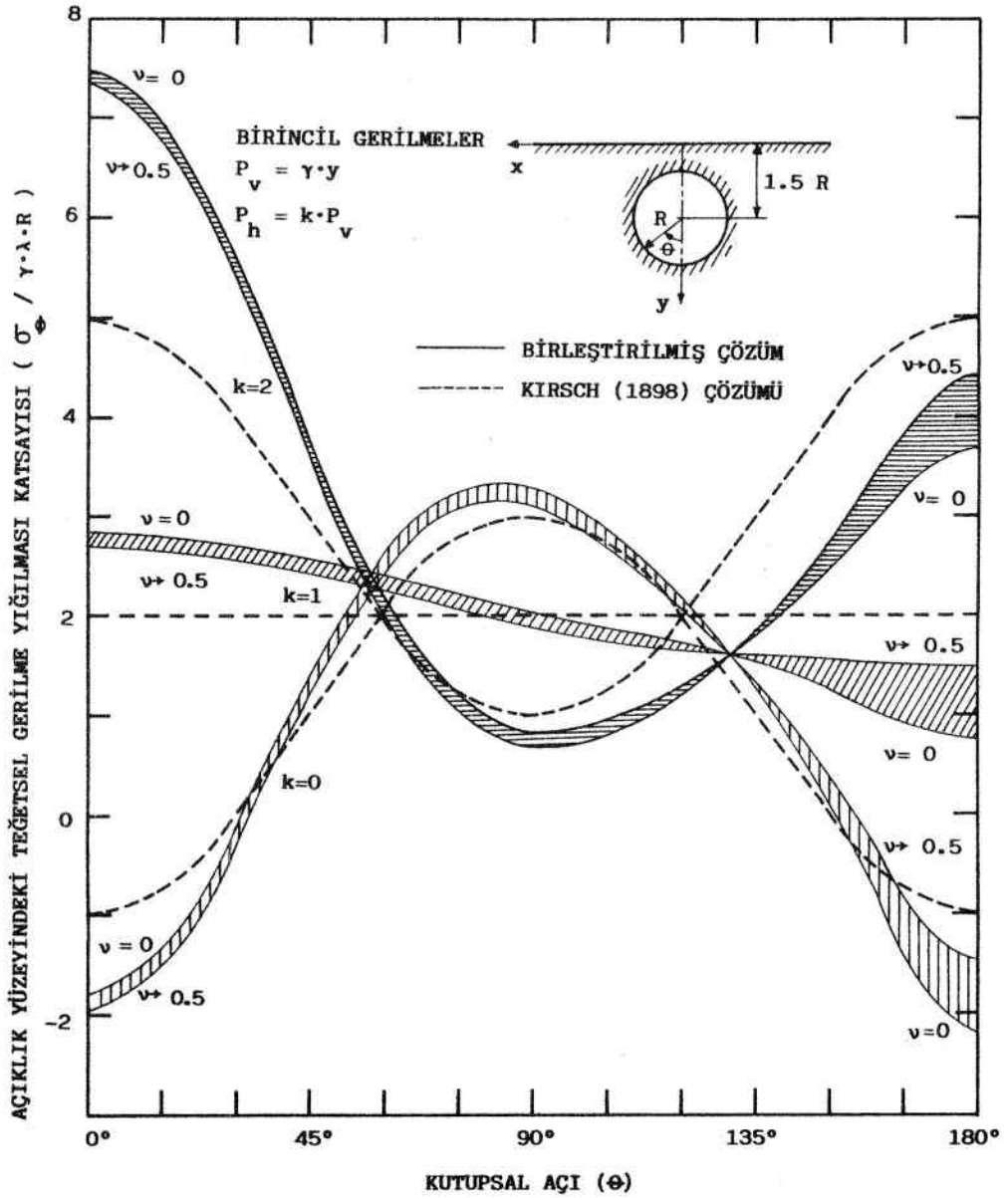
$$C = \sum_{n=2}^{\infty} \left[\frac{n^2 \cdot \sinh \alpha_1 \cdot \cosh n\alpha_1 - n \cdot \sinh n\alpha_1 \cdot \cosh \alpha_1}{\sinh^2 n\alpha_1 - n^2 \cdot \sinh^2 \alpha_1} \right. \\ \left. - 2n(n \cdot \sinh \alpha_1 - \cosh \alpha_1) \cdot \exp(-n\alpha_1) \right] \cdot \cos n\beta \quad [6.c]$$

sonsuz serileri kullanılarak hesaplanmaktadır. Bu katsayılar hesaplanırken, tünelin yeryüzüne (λ 'nın 1'e) yaklaşması durumunda serilerin yakınsamasının yavaşladığı; tersi durumlarda da hızla yakınsadığı dikkate alınmalıdır. Örneğin, $\lambda \geq 1.5$ için $n \leq 10$ alınması yeterli olmaktadır. Yukarıdaki [5] bağıntısında, sağ tarafın ilk dört satırı Mindlin (1939) çözümünün genelleştirilmiş şekli olup, son satır ise Jeffery (1920) çözümünün Mindlin (1948) tarafından düzeltilmiş şeklidir. Birleştirilmiş çözüm, bu şekli ile $\lambda > 1$ olmak üzere, k ve k_0 'ın tüm değerleri için geçerlidir.

3.4. Açıklık Yüzeyindeki Teğetsel Gerilmeler

Birleştirilmiş çözüm bağıntısı incelendiğinde, açıklık yüzeyindeki TGYK'nın birincil gerilmelerin oranına (k ve k_0), ilgilenilen noktanın konumuna (θ veya β), açıklığın derinliğine (λ veya α_1) ve ortamın Poisson oranına (ν) bağlı olduğu görülmektedir. Bilindiği gibi, ilk iki parametre Kirsch'in (1898) klasik çözümünde de söz konusu olup, birleştirilmiş çözümde bunlara Poisson oranı ve serbest yüzeyin etkisi de eklenmektedir.

Bağıntıdan da anlaşılabileceği gibi, açıklık yüzeyinde $\theta_0 = \arccos(-1/\lambda)$ olan noktalardaki TGYK ortamın Poisson oranından etkilenmemektedir. Poisson oranı arttıkça, açıklık yüzeyinde $\theta < \theta_0$ olan noktalardaki TGYK'nın mutlak değeri hafifçe azalırken, $\theta > \theta_0$ olan noktalarda ise bunun tersi olmakta, en büyük artış tünelin tepe (taç) noktasında meydana gelmektedir (Şekil 5). Ewoldsen'e (1972) göre, Poisson oranının bu etkisi sığ derinliklerde ve tünel yüzeyinde en yüksek olup, tünelden uzaklaştıkça ve derinlik arttıkça azalmaktadır.



Şekil 5. Tünel yüzeyindeki gerilmelere Poisson oranının etkisi.

Doğal olarak, tünelin yeryüzüne göre konumu açıklık yüzeyindeki gerilmeleri etkileyen en kritik parametredir. Mindlin (1939), yeryüzünün gerilme dağılımına etkisinin yalnızca $\lambda \leq 1.5$ olduğu durumlarda belirgin olduğunu bildirmektedir. Örneğin, $\lambda = 1.5$ durumu Şekil 5'e göre incelense; açıklık yüzeyindeki TGYK ile Kirsch çözümü değerleri arasındaki en büyük farkın, tünelin tavan ve taban bölgelerinde olduğu, yan duvarların fazla etkilenmediği görülebilir. Ewoldsen (1972) ise tünel yüzeyindeki gerilmeler için doğru olan bu gözlemin, tünel çevresindeki gerilmelerin dağılımı için pek geçerli olmadığını; ancak, tünel çapının yaklaşık 5 katından fazla olan derinliklerde yeryüzünün etkisinin pratik olarak kaybolduğunu belirtmektedir. Mindlin'in (1939) genelleştirilmiş çözümünün derin tüneller için limit değeri olan

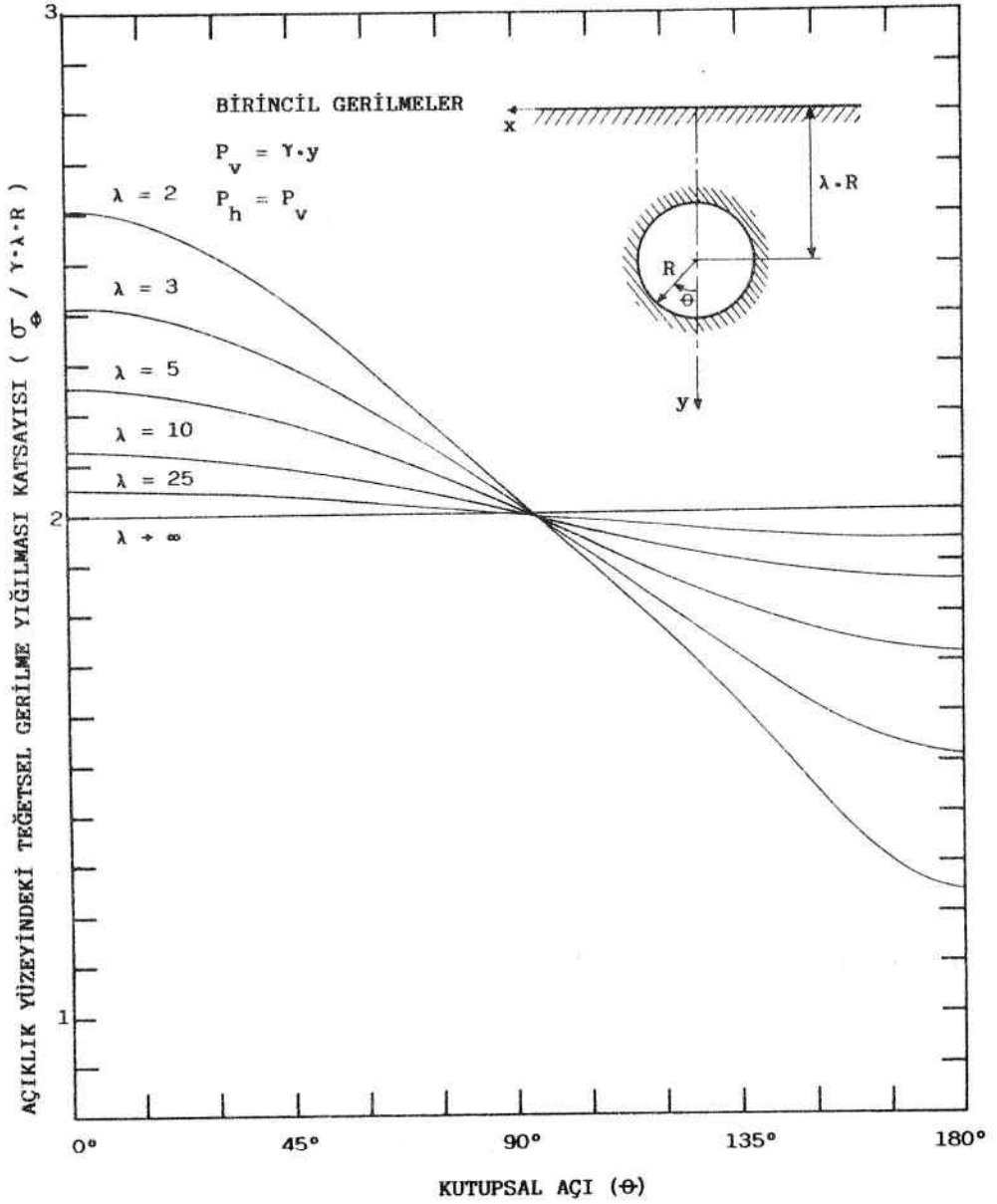
$$\frac{\sigma_{\theta}}{P_v^*} = 1 + k - 2(1 - k) \cdot \cos 2\theta + \frac{1}{\lambda} \left[\left(\frac{0.5 - \nu}{1 - \nu} + k \right) \cos \theta - (1 - k) \cos 3\theta \right]$$

... [7]

bağıntısından da anlaşılabacağı gibi, Kirsch çözümü ile [7] bağıntısı arasındaki fark yalnızca eşitliğin sağ tarafındaki son terim olmakta ve bu da cisim kuvvetlerinden kaynaklanmaktadır. Birleştirilmiş çözüm kullanılarak, çeşitli derinliklerdeki tünellerin yüzeyinde oluşan TGYK hesaplanmış ve Şekil 6'da gösterilmiştir.

4. DAİRESEL TÜNEL ÇEVRESİNDEKİ GERİLMELERE YERÇEKİMİNİN ETKİSİ

Bu bölümde, Savin (1961) tarafından verilen çözümlerin süperpozisyonu ile elde edilen ve tünel çevresindeki gerilmelere yerçekiminin etkisini hesaba katan bağıntılar sunulacaktır. Bağıntılardaki notasyon, kıyaslamada kolaylık sağlamak amacıyla, birleştirilmiş çözüme uygun olarak (Şekil 4) yeniden düzenlenmiştir. Birincil gerilmelerin $P_v = \gamma \cdot y$ ve $P_h = k \cdot P_v$ olduğu ortamda açıldairesel bir tünelin merkezinden r kadar uzaklıkta bulunan bir noktada oluşan radyal (σ_r), teğetsel (σ_{θ}) ve kayma ($\tau_{r\theta}$) gerilmelerinin tünel merkezi seviyesindeki düşey birincil gerilmeye ($P_v^* = \gamma \cdot \lambda \cdot R$) göre



Şekil 6. Tünel yüzeyindeki gerilmelere derinliğin etkisi.

normalleştirilmesiyle elde edilen gerilme dağılımlar bağıntıları şunlardır:

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_r}{P^*_{\nu}} &= \frac{1}{2} \left[(1+k) \left(1 - \frac{R^2}{r^2}\right) + (1-k) \left(1 - 4 \frac{R^2}{r^2} + 3 \frac{R^4}{r^4}\right) \cdot \cos 2\theta \right] \\ &+ \frac{1}{4\lambda} \left\{ (3+k) \frac{r}{R} - \frac{3-2\nu}{1-\nu} \frac{R}{r} - \left(k - \frac{\nu}{1-\nu}\right) \frac{R^3}{r^3} \right\} \cdot \cos \theta \\ &+ (1-k) \left(\frac{r}{R} - 5 \frac{R^3}{r^3} + 4 \frac{R^5}{r^5} \right) \cdot \cos 3\theta \end{aligned} \quad [8.a]$$

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_{\theta}}{P^*_{\nu}} &= \frac{1}{2} \left[(1+k) \left(1 + \frac{R^2}{r^2}\right) - (1-k) \left(1 + 3 \frac{R^4}{r^4}\right) \cdot \cos 2\theta \right] \\ &+ \frac{1}{4\lambda} \left\{ (1+3k) \frac{r}{R} + \frac{1-2\nu}{1-\nu} \frac{R}{r} + \left(k - \frac{\nu}{1-\nu}\right) \frac{R^3}{r^3} \right\} \cdot \cos \theta \\ &- (1-k) \left(\frac{r}{R} - \frac{R^3}{r^3} + 4 \frac{R^5}{r^5} \right) \cdot \cos 3\theta \end{aligned} \quad [8.b]$$

$$\begin{aligned} \frac{\tau_{r\theta}}{P^*_{\nu}} &= \frac{1}{2} (1-k) \left(1 + 2 \frac{R^2}{r^2} - 3 \frac{R^4}{r^4}\right) \cdot \sin 2\theta \\ &+ \frac{1}{4\lambda} \left\{ (1-k) \frac{r}{R} - \frac{1-2\nu}{1-\nu} \frac{R}{r} + \left(k - \frac{\nu}{1-\nu}\right) \frac{R^3}{r^3} \right\} \cdot \sin \theta \\ &+ (1-k) \left(\frac{r}{R} + 3 \frac{R^3}{r^3} - 4 \frac{R^5}{r^5} \right) \cdot \sin 3\theta \end{aligned} \quad [8.c]$$

Yukarıdaki bağıntılarda, eşitliğin sağ tarafındaki ilk satırlar klasik Kirsch çözümüne ait bağıntılar olup, diğerleri de cisim kuvvetlerinin (yerçekiminin) gerilme dağılımına etkisi olarak ortaya çıkmaktadırlar ve $\lambda \rightarrow \infty$ için Savin'in çözümü Kirsch çözümüne dönüşmektedir. Burada dikkat edilecek husus, [8] bağıntılarının bir sonsuz plaka probleminin çözümü olduğu ve yeryüzünün gerilme dağılımına etkisinin pratik olarak kalktığı durumlarda ($\lambda > 10$) kullanılması gerektiğidir. Nitekim, [8.b] bağıntısıyla verilen TGYK'nın tünel yüzeyindeki ($r = R$) değeri, Mindlin'in (1939) çözümünün [7] bağıntısıyla verilen limit değerine eşit olmaktadır.

5. SONUÇ

Bu bildiride sunulan çözümler, masif ve elastik kaya kütlesi içinde açılan sığ dairesel tünellerin ön tasarımı safhasında olduğu kadar, sayısal gerilme çözümlemesi programlarında kod doğrulanması amacıyla da kullanılabilirler.

KAYNAKLAR

- BARLA, G., 1972; "Stresses around a single underground opening near a traction-free surface," Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 9, 103-126.
- BARLA, G., OTTOVIANI, M., 1974; "Stresses and displacements around two adjacent circular openings near to the ground surface," Proc. 3rd Int. Cong. on Rock Mech., ISRM, 2, 975-980.
- EWOLDSSEN, H.M., 1972; "The near surface tunnel in a gravitating medium: state of stress," Proc. 10th US Symp. Rock Mech., 677-698.
- FAINSTEIN, G., SIDI, A., ISRAELI, M., TSUR-LAVIE., Y., 1987; "Application of boundary integral equations to the solution of stresses around a shallow circular hole," Proc. 28th US Symp. Rock Mech., 745-754.
- JEFFERY, G.B., 1920; "Plane stress and plane strain in bipolar coordinates," Trans. Royal Soc., London, Series A, 221, 265-293.
- KIRSCH, G., 1898; "Die Theorie der Elastizität und die Bedürfnisse der Festigkeitslehre," Zeit. Ver. Deut. Ing. J., 42, 797-807.
- McNIVEN, H.D., EWOLDSSEN, H.M., 1969; "Rockbolting of tunnels for structural support, Part I," Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 6, 465-481.
- KUMAR, P., 1986; "A contribution to an accurate analysis of shallow underground openings," J. Computers & Geotechnics, 2, 141-151.
- MINDLIN, R.D., 1939; "Stress distribution around a tunnel," Trans. of ASCE, 105, 619-642.
- MINDLIN, R.D., 1948; "Stress distribution around a hole near the edge of a plate under tension," Proc. Soc. Exp. Stress Analysis, 5, 56-68.
- SAVIN, G.N., 1961; Stress Concentration around Holes, Pergamon, Oxford.
- SCHMIDT, H., 1931; "Static problems of tunnels and pressure gallery construction," US Bureau of Recl., Tech. Memo. 262.
- YAMAGUTI, N., 1929; "On the stresses around a horizontal circular hole in a gravitating elastic solid," J. Civ. Eng. Soc. Japan, 15, 291-303.

TABAN YOLU RAMBLE DUVARI ÜZERİNE GELEN YÜKLERİN BULUNMASI İLE
İLGİLİ TEORİLER

THEORIES DEALING WITH THE LOAD ON THE GATE ROADWAY PACK

Selami İSTANBULLUOĞLU (x)

ÖZET

Bu çalışmada, taban yolu rambles duvarı üzerine gelen yüklerin bulunması ile ilgili; ayrılmış blok teorisi, Dunham-Arioğlu yaklaşımı ve taban tabakası eğilmesi teorisi tanıtılmaktadır. Ayrıca, bu teoriler ile OAL Çayırhan Bölgesi'ndeki taban yolları rambles duvarı üzerine gelen yükler hesaplanarak, karşılaştırılmaktadır.

ABSTRACT

In this study, detached blok theory, Dunham and Arıoğlu's approach and roof beam tilt theory are explained. These theories deal with the load on the gate roadway pack. Also, loads on the pack of OAL Çayırhan District are calculated and compared, with these theories.

(x) Maden Y.Mühendisi, OAL, Çayırhan

1 - GİRİŞ

Bir uzun ayak taban yolundan en basit şekli ile beklenen; içerisindeki teçhizat, kömür ve malzeme nakliyatı, insan geçişi ve havalandırma için gerekli yükseklik ve kesiti kullanım ömrü boyunca sağlamasıdır. Bunun sağlanması ise, taban yolunun kendi tahkimatının ve ramble duvarının yeterliğine bağlıdır. Taban yolunun kendi tahkimatı, esas olarak, hemen üzerindeki ve yanındaki kırılmış-kopmuş parça ve blokların düşmesine ve ağırlıklarına karşı koyarken, özellikle kömür topuğunun bırakılmadığı ve taban yolunun ayak geçtikten sonra da göçertilmiyerek korunduğu durumlarda, ramble duvarı taban yolunun uzun zaman duraylılığı için hayati önem taşır. Ramble duvarı, ayak göçüğünün sıkışıp üzerinde - ki sarkmış tabakaların aşağı doğru hareketleri sona erinceye kadar - ki zamanda, taban yolunu aktif uzun ayak çalışmalarının neden olduğu yüksek gerilmeler ve tabaka hareketlerine karşı korur. Göçük üzerindeki sarkmış tabakaların aşağı doğru hareketleri yer yüzüne kadar devam eder ve yer yüzünde tasman olarak görülür.

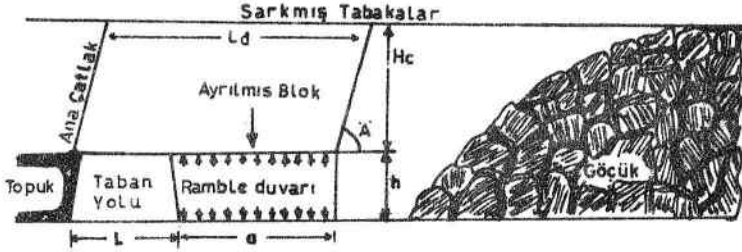
Ramble duvarının yeterli dayanımda tasarlanabilmesindeki en önemli faktörler ise; ramble duvarı üzerine gelen arazi yüklerinin gerçekçi tahmini ve buna bağlı olarak ramble malzemesi basınç dayanımının ve ramble duvarı boyutlarının doğru belirlenmesidir.

2. RAMBLE DUVARI ÜZERİNE GELEN YÜKLERLE İLGİLİ TEORİLER

2.1. Ayrılmış Blok Teorisi

Bu teori, Wilson (1975) tarafından uzun ayak içleri için, Whittaker ve Woodrow (1977) tarafından taban yolları için açıklanmıştır. Bu teoriye göre, bir taban yolunda ramble duvarı üzerine gelen yük, ana tavandan kopmuş olan ve ayak tarafından göçük ile, topuk tarafından ana çatlak ile sınırlandırılmış olan yalancı tavanın (ayrılmış bloğun) ölü ağırlığıdır (Şekil 1). Ana çatlağın, taban yolu tavanı ile topuğun birleştiği köşeden başladığı ve ayrılmış bloğun göçük tarafındaki kenarına paralel olduğu kabul edilir. Ayrılmış bloğun yüksekliği ise, ayak içerisindeki kazı

boşluğunun yüksekliği ve bu boşluğa kırılıp düşen tavan tabakalarının kabarma faktörü göz önüne alınarak bulunur.



Şekil 1. Ayrılmış blok teorisi (Whittaker ve Woodrow, 1977)

$$W = Hc \times Ld \times t \times ds, \text{ MN} \quad (1)$$

$$Hc = h \left[\frac{db}{(ds - db)} \right], \text{ m} \quad (2)$$

$$P = W / (axt), \text{ MPa} \quad (3)$$

Burada;

W : Ayrılmış bloğun birim uzunluğuna gelen ölü ağırlığı, MN

P : Ramble duvarı üzerine gelen basınç, MPa

Hc : Ayrılmış bloğun yüksekliği, m

Ld : Ayrılmış bloğun genişliği, m

t : Taban yolu birim uzunluğu, 1 m

a : Ramble duvarı genişliği, m

h : Kazı yüksekliği, m

ds : Ayrılmış bloğun yoğunluğu, MN / m³

db : Göçüğün yoğunluğu, MN / m³

2.2. Dunham ve Arıoğlu Yaklaşımı.

Dunham ve Arıoğlu (1978) tarafından geliştirilen deneysel eşitlikte (Eşitlik 4), ramble duvarı üzerine gelen yükler, taban yolunun yüzeyden derinliğine, genişliğine, ramble duvarı genişliğine ve tavan tabakalarının yoğunluğuna bağlı olarak değişmektedir.

$$PT = 3/8 (L + a) ds \times H, \text{ MN/m} \quad (4)$$

$$P = PT / a, \text{ MPa} \quad (5)$$

Burada;

PT : Rample duvarının 1 m'sine gelen statik yük, MN/m

H : Taban yolunun yüzeyden derinliği, m

L : Taban yolu genişliği, m

a : Rample duvarı genişliği, m

ds : Tavan tabakalarının yoğunluğu, MN/m³

P : Rample duvarı üzerine gelen basınç, MPa

2.3. Tavan Tabakası Eğilmesi Teorisi

Smart, Isaac ve Roberts (1982) tarafından yayınlanan tavan tabakası eğilmesi teorisine göre, ayrılmış yalancı tavan üzerindeki sarkmış olan (köprüleşmiş olan) ana tavan tabakalarının aşağı doğru hareketlerinin oluşturduğu ağırlık, rample duvarı üzerine gelen yüklerde asıl belirleyicidir (Şekil 2). Taban yolu ve rample duvarının hemen üzerindeki tavanın, topuk tarafındaki bir hayali eklem noktasından başlayarak aksel olarak eğildiği (döndüğü) kabul edilir (Şekil 3). Ayak ilerlemesine bağlı olarak rample duvarındaki sıkışma arttıkça, veya, başka bir değişle, taban yolu düşey konverjansı (kapanması) arttıkça, eklem noktası topuk içerisine doğru hareket eder ve tavan tabakasının eğilme açısı değişir.

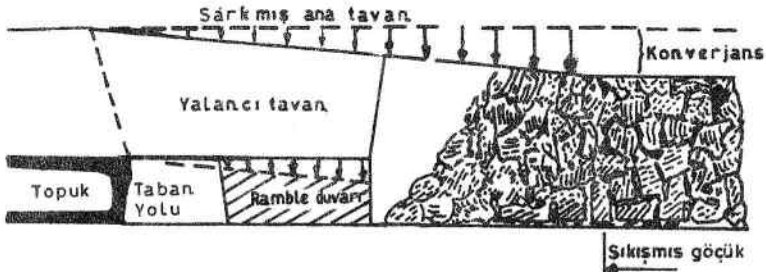
Konverjansın yeterli bir rample duvarı dayanımı ile engellenmediği durumda, eğilme açısındaki ve eklem noktasının konumundaki değişiklikler sırasıyla üç ayrı aşamada incelenir (Şekil 3).

Birinci aşamada, rampledeki sıkışma miktarı eklem noktasının yer değiştirmesinden daha büyüktür ve tavan-taban arasındaki en büyük düşey konverjans rample duvarının göçük tarafındaki kenarında olur.

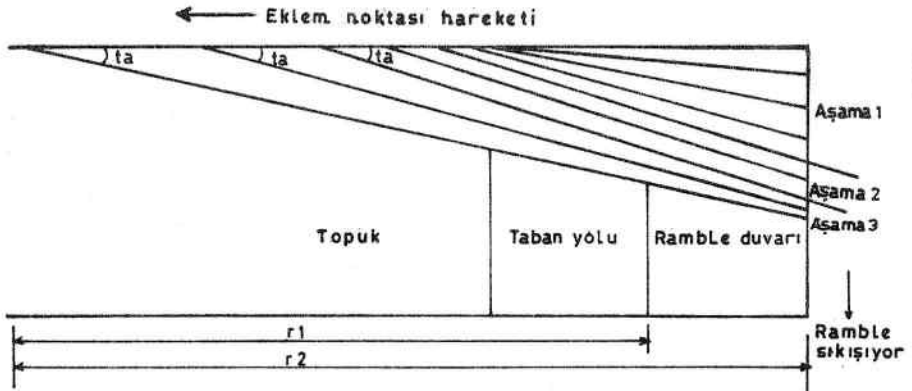
İkinci aşamada, rampledeki sıkışma ile eklem noktasının yer değiştirmesi yaklaşık eşittir. Bu aşamada taban yolu ve rample duvarı üzerindeki hat boyunca düşey konverjans aynı olur.

Üçüncü aşamada, ramble malzemesinin iyice sıkışarak dayanımının artması ve topuk köşesinin kırılıp-çatlıyarak zayıflaması nedenleri ile birinci aşamasının tersi bir durum oluşmakta ve rambledeki sıkışma eklem noktasının yer değiştirmesinden daha küçük çıkmaktadır. En fazla düşey konverjans, taban yolunun topuk tarafındaki kenarında gözlenir.

Bu teoride, tavan tabakası eğilmesi önlenemez olarak kabul edilmekte ve yapılacak ramble duvarının dayanımının bu eğilmeye en fazla ikinci aşamaya kadar izin verecek tasarımda seçilmesi belirtilmektedir.



Şekil 2. Tavan tabakası eğilmesi teorisi (Smart, 1982)



Şekil 3. Tavan tabakası eğilmesi aşamaları (Smart, 1982)

Tavan tabakası eğilmesi teorisine göre, ramble duvarı üzerine gelen yük, tavan tabakasındaki eğilme açısı (dönme miktarı) ve ramblenin yapıldığı malzemenin katılık modülü (stiffness modülü) esas alınarak türetilen bir eşitlikle bulunur (Eşitlik 6). Bu eşitlikle bulunan aslında ramble duvarının tavan yüklerine karşı gösterdiği toplam mukavemet kuvvetidir. Ancak, statik denge durumunda ramble duvarı üzerine gelen yük, ramble duvarının gösterdiği toplam mukavemet kuvveti eşit kabul edilebilir.

$$RT = ta \times \sum Kn / (2 \times hr) \times (r_{n+1}^2 - r_n^2), \text{ MN/m} \quad (6)$$

$$P = RT / a, \text{ MPa} \quad (7)$$

Burada;

RT : Ramble duvarı 1 m'sinin gösterdiği toplam mukavemet kuvveti, MN/m

K : Ramble malzemesinin katılık modülü, MPa

r : Eklem noktası ile ramble duvarı arasındaki uzaklık, m

hr : Ramble duvarının ilk yüksekliği, m

ta : Eğilme açısı, radyan

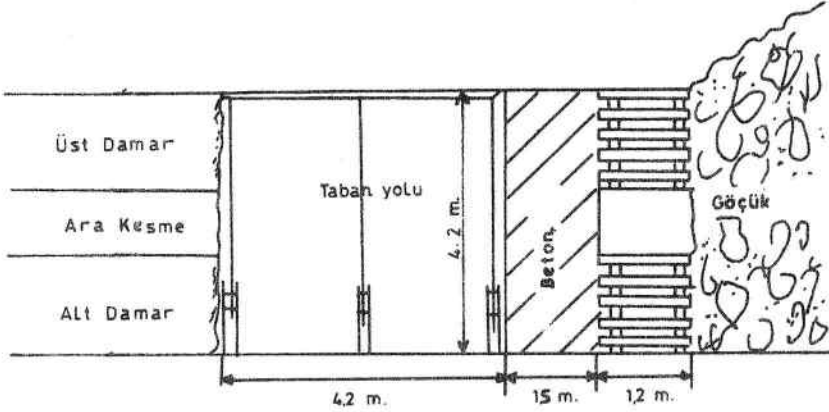
"K" değeri, ramble malzemesinin yük-deformasyon eğrisi çizilerek bulunur.

3. ÇAYIRHAN BÖLGESİNDEKİ RAMBLE DUVARI UYGULAMASININ TANITIMI

Çayırhan Bölgesinde üretimi yapılan iki kömür damarı yaklaşık 1m kalınlığındaki siltli kil ara kesme ile birbirinden ayrılırlar. Üst damar (tavan damar) ortalama 1,52 m kalınlığında, alt damar (taban damar) ortalama 1,72 m kalınlığındadır. Kömür üretimi dönmümlü, göçertmeli ve tam mekanize uzun ayak yöntemi ile yapılmaktadır. Ayak uzunlukları 220 m, pano uzunlukları 1000-1500 m arasındadır. Ayak içinde kazı çift tanburulu kesici-yükleyici ile, tahkimat kalkan tipi yürüyen tahkimat ile yürütülür.

Taban yolları, üst damarı, ara kesmeyi ve alt damarı içine alabilecek yükseklikte kazılır. Böylece, açılan bir taban yolu hem üst damardaki tavan ayağa, hem de alt damardaki taban ayağa hizmet etmektedir (Şekil 4). İki ayak arası uzaklık 25-30 m civarında

tutulur ve tavan ayak önde ilerler. Panolar arasında kömür topuğu bırakılmamaktadır. Bir panonun alt taban yolu, ayaklar geçtikten sonra göçertilmeyip, korunarak hemen bitişikteki öteki panonun üst taban yolu olarak tekrar kullanılır. Böylece, hazırlanan bir taban yolu, önce iki ayağın alt taban yolu olarak, daha sonra da başka iki ayağın üst taban yolu olarak, toplam dört uzun ayakta kullanılır.



Şekil 4. A 0210 alt taban yolunun kesit görünüşü.

Taban yollarının geometrik kesitleri dikdörtgendir. Taban yolu tahkimatı, GI-140 profilden yapılan ve bir tür geçme bağ olan kayıcı bağıdır. Ayaklar geçtikten sonra yapılan ramble duvarı üç aşamadan geçerek gelişmesini tamamlamıştır. Tam mekanizasyona geçilen ilk yıllarda, ramble duvarı olarak, içi taş doldurulmuş üç sıra ağaç domuz damı kullanılırdı. Daha sonra, bir sıra ağaç domuz damı ve beton ramble duvarı birlikte kullanılmaya başlandı (Şekil 4). Son olarak, ramble duvarı yalnızca 2,5 - 3 m genişliğindeki betondan oluşmaktadır. Ramble duvarı üzerine gelen yüklerin teorik hesaplamaların yapılacağı sonraki bölümde, ramble duvarında domuz damı ve betonun birlikte kullanıldığı ikinci aşama örneklenecektir.

4. RAMBLE DUVARI ÜZERİNE GELEN YÜKLERİN TEORİK HESAPLARI

OAL, Çayırhan Bölgesi'ndeki ramble duvarları üzerine gelen yüklerin verilen teorilere göre hesaplamalarında, A 0210 alt taban

yolu esas alınmıştır. Taban yolu ve ramble duvarının ölçüleri şekil 4'de görüldüğü gibidir. Ayrılmış bloğun (tavan tabakasının) ve göçüğün yoğunlukları sırasıyla 0,025 MN/m³ ve 0,015 MN/m³ olarak ölçülmüştür. Taban yolunun yüzeyden derinliği 150 m'dir. Taban yolunda, konverjans durduktan ve statik olarak dengeye girdikten sonra, ramble duvarı tarafındaki kenarında düşey konverjans 0,51 m olmuştur ve çizilen eş konverjans eğrileri ile, eklem noktasının taban yolunun topuk tarafındaki kenarından 1,5 m daha topuk içine doğru olduğu bulunmuştur. Beton ve içi taş doldurulmuş domuz damları için " K " değerleri sırasıyla 28 MPa ve 5 MPa olarak bulunmuştur.

4.1. Ayrılmış Blok Teorisine Göre:

$$W = H_c \times L_d \times t \times d_s, \text{ MN}$$

$$H_c = h \left[\frac{d_b}{(d_s - d_b)} \right], \text{ m}$$

$$P = W / (a \times t), \text{ MPa}$$

Burada (Şekil 4),

$$L_d : L + a = 4,2 + 2,7 = 6,9 \text{ m}$$

$$t : 1 \text{ m}$$

$$h : 1,5 + 1,7 = 3,2 \text{ m}$$

$$d_s : 0,025 \text{ MN/m}^3$$

$$d_b : 0,015 \text{ MN/m}^3$$

$$H_c = 3,2 \left[\frac{0,015}{(0,025 - 0,015)} \right] = 4,8 \text{ m}$$

$$W = 4,8 \times 6,9 \times 1 \times 0,025 = 0,83 \text{ MN}$$

$$P = 0,83 / (1 \times 2,7) = 0,31 \text{ MPa}$$

4.2. Dunham ve Arıoğlu Yaklaşımına Göre:

$$P_T = 3/8 (L+a) d_s \times H, \text{ MN/m}$$

$$P = P_T / a, \text{ MPa}$$

Burada (Şekil 4),

$$L : 4,2 \text{ m}$$

$$a : 2,7 \text{ m}$$

$$H : 150 \text{ m}$$

$$ds : 0,025 \text{ MN/m}^3$$

$$PT : 3/8 (4,2 + 2,7) 0,025 \times 150 = 9,7 \text{ MN/m}$$

$$P : 9,7 / 2,7 = 3,59 \text{ MPa}$$

4.3. Tavan Tabakası Eğilmesi Teorisine Göre:

$$RT = ta / (2h) \times \sum Kn (r_{n+1}^2 - r_n^2), \text{ MN/m}$$

Burada,

$$n : 2$$

$$ta : 0,51 / (4,2 + 1,5) = 0,09 \text{ radyan}$$

$$hr : 4,2 \text{ m}$$

r : Şekil 4'den alınmıştır.

K : Beton için, 28 MPa

Domuz damı için, 5 MPa

$$RT = \frac{0,09 \times 28}{2 \times 4,2} \left[(7,2)^2 - (5,7)^2 \right] + \frac{0,09 \times 5}{2 \times 4,2} \left[(8,4)^2 - (7,2)^2 \right]$$

$$RT = 6,81 \text{ MN/m}$$

Statik denge durumunda, ramble duvarının uyguladığı toplam mukavemet kuvveti, ramble duvarı üzerine gelen yüklere eşit kabul edilirse;

$$P = RT/a, \text{ MPa}$$

$$P = 6,81/2,7 = 2,52 \text{ MPa}$$

4.4. Sonuçların karşılaştırılması

Her üç teoriye göre yapılan hesaplamalar sonucu ramble duvarı

üzerine gelen yükler ve basınçlar sırasıyla:

Ayrılmış blok teorisine göre 0,83 MN/m ve 0,31 MPa,

Dunham-Arıoğlu yaklaşımına göre 9,70 MN/m ve 3,59 MPa,

Tavan tabakası eğilmesi teorisine göre 6,81 MN/m ve 2,52 MPa bulunmaktadır.

Bu sonuçlardan, Dunham-Arıoğlu yaklaşımına ve tavan tabakası eğilmesi teorisine göre olanlar birbirine nisbeten yakın çıkarlar-ken, ayrılmış blok teorisine göre olan ötekilerden oldukça küçüktür. Bu durumda, ramble betonu üzerine gelen yükü 6,81 MN/m ile 9,70 MN/m arasında ve gelen basıncı 2,52 MPa ile 3,59 MPa arasında değerler olarak kabul edebiliriz. Ayrıca, yer altındaki gözlemlerden de ramble betonu üzerine gelen yükün 0,83 MN/m'den çok yüksek ve yukarda kabul edilen değerler civarında olduğu belirlenmiştir. Son olarak uygulanan 2,5-3 m'lik komple beton ramble duvarından sonra düşey konverjansın çok azalması, kabul edilen değerlerin doğruluğunu büyük ölçüde kanıtlamaktadır. Ramble betonunun bir günlükken basınç dayanımı 3 MPa civarında olmakta ve bu dayanım değeri de kabul ettiğimiz gelen basınç değeri civarındadır.

Ramble duvarının, üç sıra içi taş doldurulmuş domuz damı olduğu ve 3 m'lik komple beton olduğu durumlar için de eğilme açıları bulunmuş ve tavan tabakası eğilmesi teorisine göre gelen yüklerin hesabı yapılmıştır. Eğilme açıları sırasıyla 0,26 radyan ve 0,06 radyan, gelen yükler ise 6,86 MN/m ve 6,94 MN/m bulunmuş- tur ki, ramble duvarında beton ve domuz damının birlikte kullanıldığı durumda hesapladığımız 6,81 MN/m değerine çok yakın değerler- dir.

5. SONUÇ

Yazıda tanıtılan üç teoriden, ayrılmış blok teorisinde ramble duvarı üzerine gelen yük olarak, taban yolu ve ramble duvarı üzerindeki ana tavandan kopmuş bloğun ölü ağırlığı esas alınmak- tadır ve kopan bloğun üzerindeki sarkan tabakaların etkisi göz

önüne alınmamaktadır. Oysa, uzun ayak çalışmalarından sonra, tasman sınırları içerisindeki tabakaların aşağı doğru hareketleri (sarkmaları) kaçınılmazdır. Böylece, bu teorisinin taban yolunda deformasyon başladıktan sonra çok kısa zaman için, veya taban yolunun çok kısa süreli duraylılığı için düşünülebileceği ortaya çıkmaktadır.

Tavan tabakası eğilmesi teorisinde ise, ramble duvarı üzerindeki ayrılmış blok ile birlikte bunun üzerine binen sarkmış tabakaların aşağı doğru hareketlerinin neden olduğu yükleri taşır. Ramble duvarı esnek (geçme) bir tahkimat türü olarak düşünülür. Bu teoride, taban yolunun uzun zaman duraylılığı esas alınmaktadır. Ramble duvarının tasarımı da, taban yolunun uzun zaman duraylılığı önemli olduğu için, bu teori ayrılmış blok teorisine göre daha uygulanabilir olmaktadır.

Dunham ve Arıoğlu'nun deneysel yaklaşımında ise, taban yolu ve ramble duvarı üzerine düşen tabakaların yüzeye kadar olan ağırlıklarının belli bir oranı ($3/8$ 'ü), ramble duvarı üzerine gelen yük olarak kabul edilmektedir. Bu yaklaşımda kazı yüksekliğinin etkisi göz önüne alınmamaktadır.

KAYNAKLAR

1. Dunham, R.K., Arıoğlu, E., 1978; "Su ile Sertleşen Ramle Duvarlarının Tatbikatı", Madencilik, TMMOB Maden Mühendisleri Odası Yayın Organı, Ankara, Cilt, 15 Sayı 6, S. 18.
2. Smart, B.G.D., Isaac, A.K., Roberts, D., 1982; "Pack Design Criteria at Betws Colliery", The Mining Engineer, 142, no. 250, p.15-22
3. Whittaker, B.N., Woodrow, G.J.M., 1977; "Design Loads for Gateside Packs and Support Systems", The Mining Engineer, 136, no. 189, p.263-275.
4. Wilson, A.H., 1975; "Support Load Requirement on Longwall Faces", The Mining Engineer, 134, no.173, p.479-491.

YERALTI GALERİ TAHKİMATINDA GELİŞTİRİLMİŞ YAŞ SİSTEM ŞATKRİTLEME
YÖNTEMİNİN TANITILMASI

' APPLICATION OF A NEW WET SYSTEM SHOTCRETE METHOD AS A MEANS OF
SUPPORT TO U/G ROADWAYS'

H.Tarık ÖZKAHRAMAN (*)

ÖZET

Geliştirilmiş bir şatkritleme yöntemi olan, yaş sistem yoğun malzeme ileme yöntemi, ve teşhizatı ile kazanılan tecrübeler anlatılmıştır. Sistemde priz hızlandırıcı olarak su camı kullanılmıştır. Bu yöntemle gevşek ve ayrışan formasyonların stabilitesinde iyi netice alınmıştır. Diğer klasik tahkimat yöntemlerine nazaran avantajlıdır ve daha güvenlidir. Yöntemin kayaların stabilitesindeki etki mekanizması açıklanmıştır. Yeraltı maden işletmeleri için örnek bir şatkritleme tahkimat yönergesi hazırlanmıştır.

ABSTRACT

The experience gained from the application of a new developed wet system shotcrete method is explained. As an accelerator water-glass is used in the mixture. The method gave better results in stabilizing loose rock and heavily jointed and weathered formations. This new system has advantages over other classic support systems in terms of safety and efficiency. Shotcrete support mechanism to strengthen loose rock has been described. A general account on the shotcrete support safety rules in U/G mines is given.

(*) Öğretim Görevlisi Maden Yük.Müh.Maden Müh.Böl., Mühendislik Fak.,
AKDENİZ ÜNİVERSİTESİ, İSPARTA.

1. GİRİŞ

Volkanik seriler içinde daha önce sürülen bir yeraltı maden ocağının giriş desandiresinde, yaş sistem ile püskürtme beton tahkimatı yapılmıştır. 700 metrelik desandrenin sürülmesine beş yıl önce başlanmış olup, yer yer göçükler meydana geldiğinden ahşap tahkimat sökülerek yerine şatkritleme (yoğun malzeme iletme yöntemi ile) yapılmıştır. Yoğun malzeme iletme yöntemi yaş sistemin bir varyasyonudur. Bu sistemde basınçlı hava ve priz hızlandırıcı cam suyu (SİGA) ilavesi püskürtme başlığında ilave edilmektedir. Bu yöntemden çok iyi netice alınmıştır. Şekil 1 de Batı Alman firmasının geliştirdiği "Putzmeister " beton pompası ve teçhizatı görülmektedir. İletim elemanı olan lastik hortumun ucuna takılan püskürtme başlığının dizaynı püskürtme tekniği yönünden çok ilginçtir. Püskürtme başlığında basınçlı hava musluğu ve su camı musluğu vardır. Püskürtmeyi yapan operatör işçi bu musluklarla oynayarak, şatkritin geri sıçrama zaiyatını optimum seviyeye indirir. Su camı küçük bir dalgıç pompayla muntazaman püskürtme başlığına basılır. Bu suretle harcın homojen bir şekilde karışmasını sağlar. Basınçlı havanın basıncı da bir kompresör ve hava deposu yardımıyla sabit bir değerde tutulur. (7 atm.)

Harcın iletilmesini sağlayan lastik hortum en büyük dane büyüklüğünün üç katı iç çapında seçilmiştir. (10 mm.lik dane boyutu için 30 mm iç çap). Beton pompası ve kullanılan lastik hortum ile düz galeride 50 m. öteye, 20° meyilli desandrede de baş aşağı 70 m. ye kadar başarıyla şatkrit püskürtülmüştür. Önemli bir çalışma basıncı kaybı olmamıştır. Kullanılan yöntemin şu avantajları bulunmaktadır:

- a) Su, çimento ve kum makina da karıştırılı için püskürtme harcında homojen bir karışım temin edilmiş olup, püskürtülen şatkritte yüksek mukavemet değerleri elde edilmiştir.

- b) Geri sıçrama (rebound) suretiyle yüzeye çarpan malzemenin döşülmesi daha az olmaktadır. Malzemeden tasarruf edilerek daha ekonomik olmuştur.
- c) Çalışma esnasındaki toz oluşumu azalmıştır. Buna bağlı olarak görüş mesafesi uzamıştır.

Gerı sıçramayı minimuma indiren faktörler belirlenmiştir. İleriki bölümlerde detaylı bir şekilde anlatılmıştır. Bunlar:

- a) Su-Çimento oranı, (Grafik 2)
- b) Kumun granülasyonu, (Grafik 1)
- c) Operatörün ustalığı,
- d) Hortum başlığının püskürtme yüzeyinden uzaklığı (Gr.3)
- e) Püskürtme yönünün püskürtme yüzeyi ile yaptığı açı (Grafik 4)
- f) Teçhizatın kaliteli ve temiz olması.

Şatkritlemenin hangi tip kayalılarda iyi netice verdiği açıklanmıştır: Hava ile temas iderek gevşemiş şişmiş kayalar. Fiziksel ve kimyasal özelliklerinden dolayı ayrıışan ve mukavemetini kaybeden kayaç tipleri.

Bu şatkritleme yönteminin maden işletmelerinde kullanıma dair uyulması gereken kurallar bir yönerge şeklinde çıkarılmıştır. Bu tahkimat yönergesinde yeraltı açıklıklarının ana ve tali yollarda yapılan şatkritleme kuralları izah edilmiştir. Dayanımı zayıf galeri kesimleri için çelik hasırla birlikte kullanılması gerekmektedir.(Madenin ömrüne göre).

Şatkrit kısa zamanda yüksek bir dayanım kazanır. 7 günlük basınç dayanımı 50 MPa ya erişir. Şatkrit basınçla fırlatıldığında ve içine SİGA ilave edildiğinden kaya ile kuvvetli bir aderansı vardır. Toz şatkrit ile yüzey arasındaki aderansın (yapışma kuvveti) azalmasına neden olur. Bu yüzden yüzeyler tozdan temizlenmelidir. Kumun granülometrisinin de önemi büyüktür. Fazla miktarda iri tane bulunması yüzeye hızla çarparak Şatkrit zaiyatını artırır. Şatkrit harcında 0.15 mm den küçük tanelerde bulunmamalıdır. Şatkrit ağırlık itibarıyla bir kısım çimento ve üç kısım kumdan meydana gelmelidir. Şatkrite konulan su miktarının mukavemet aderans ve rötre bakımından önemi büyüktür. Su/Çimento oranının 0.5 alınması önerilir. Netice olarak bu yöntem sağlam tavan, alçak basınç şartlarının hakim olduğu yüzeye yakın yerlerde başarı ile uygulanır.

2. KULLANILAN MALZEME ÖZELLİKLERİ

2.1 Çimento

Şatkritlemede portland, yüksek fırın ve tras çimentosu kullanılır. Püskürtme beton işinde kullanılacak çimentoların erken mukavemetleri yüksek olmalı, katılma süresi en geç 3-4 saat içinde başlamalıdır. Su camı beton harcın priz alma süresini çok kısaltır. 10-15 dakika içinde şatkrit kabuk bağlayarak mukavemet sağlar. Kullanılan çimentonun standart basınç mukavemeti 35 MPa. dan küçük olmamalıdır. Su/çimento oranı geri sıçrama miktarını çok etkiler. Bu oranın ne olması gerektiği Grafik 2'de gösterilmiştir. Bu oran 0.4 den yüksek olduğu zaman geri sıçrayan miktarda % 20'nin altına düşer. Yoğun malzeme iletme yönteminde harç cıvık olmamalıdır.

2.2 Kum + Agregâ

Tatbikatta en büyük dane boyutu 10 mm olan agregâ ve kum kullanılmaktadır. Yöntemimizde de 10 mm lik elekten elenmiş agregâ ve kum karışımı kullanılmıştır. Dere yataklarında oluşan doğal agregâ makinada kayâçlardan kırılmış agregâya tercih edilmelidir. Konkasörde kırılmış agregâ köşeli olduğundan kenarları keskin olduğundan lastik hortumun iç yüzeylerini çizerek ve tıkanıklığa sebep olur. Ayrıca iyi yıkanmış olmalıdır.

Grafik 1'de 8 mm lik elekten geçen şatkrit kumunun granülometrisi gösterilmiştir. Granülometre geri sıçrama yüzdesine tesir eden bir parametredir. Kumun içindeki iri taneler fazla ise geri sıçrama miktarı artar.

Kırma agregânın yassı, uzun daneleri elek altına geçerek beton pompasının karıştırma kanatlarını aşındırır, ve lastik hortumda tıkanıklığa sebep olur.

2.3 Su Camı (SİGA)

Formülü sodyumsilikatdır. Priz hızlandırıcıdır. Harcın prizini hızlandırıp başlangıç mukavemetini artırır. Şatkritin 10 dakika içinde kabuk bağlamasını sağlar. Gözlerde ve ciltte yanma ve kaşıntılara sebep olduğundan tehlikesi vardır. Kullanırken dikkat edilmesi gerekir.

2.4 Operatör ve Çalışma Yeri

Püskürtme işlemini yapacak operatör yeterli tecrübeye sahip olmalıdır. Fakat böyle bir tecrübeyi verecek kuruluş olmadığından bu elemanlar işyerinde yetişmektedirler. Operatör hortumu sabit ve sıkı tutabilmek için ya omuz üstüne almalı veyahut ayakları arasına sıkıştırmalıdır. Püskürtme başlangıcında ve bitiminde hortum ani sıçrama ve sarsıntı yapar. Bu nedenle hortum daima sıkı tutulmalıdır. Operatör ile püskürtme beton makinasını kullanan eleman ve yakınında çalışan diğer yardımcı işçi arasında her an haberleşme kolaylığının sağlanması lüzumludur. Çalışma esnasında oluşacak toz operatörün görüşünü engelleyeceğinden yeterli bir aydınlatma sağlanmalıdır.

Operatörün çalışma yerinin düzeni ve şekli ortam şartlarına bağlı olmaktadır. Durduğu yer bir pasa yığını olabilir gibi bir araç üzerinde, ağaçtan yapılmış sabit veya seyyar bir platform üzerinde de olabilir. Yükseltilen çalışma yeri emniyetli bir duruşu sağlayacak şekilde olmalıdır.

2.5 Püskürtme Betonu için Yüzey Hazırlama

Kuru yüzeyler harçtan su emmiyecek şekilde nemlendirilmelidir. Püskürtme yüzeyinde akan su varsa drenaj sistemi

ile uzaklaştırılmalıdır. Durañ sular basınçlı hava ile temizlenmelidir. Püskürtme yüzeyi pekil deñiştirmeyen riskinde olmalıdır. Yüzey donmuş olmamalıdır.

2.6 Hava Basıncı, Malzeme İletim Miktarı ve Hava Miktarı

Hava basıncı 6-7 atmosfer deñerinde olmalıdır. Kompresörün sağladığı bu basıncın deñismemesi için hava deposunda ihtiyacı vardır. Malzeme bu hava basıncı altında püskürtme başlığından yeterli hız ile püskürtülür. Yüksek hava basıncı geri sırama yüzdesini arttırır. Püskürtme başlığının yüzeye olan uzaklığı malzeme çıkış hızına göre deñişir. Yaklaşık olarak 1 m. dir. Grafik 3'de geri sırama yüzde miktarının püskürtme uzaklığı ile olan deñişimini göstermektedir. 90-110 cm. arasında geri sırama yüzdesi minimumdur. (Kayıp minimum).

Ayrıca püskürtme yönteminin püskürtme yüzeyi ile yaptığı açı 30° olmalıdır. (Bak Grafik 4)

Düz bir zeminde bu yöntemle beton pompasından 50 m. uzaklığa kadar malzeme patkrit püskürtülmüştür. Hortum tıkanmalarında beton pompasına bağlı olan manometre anormal bir durum olduğunu gösterir. Makinayı kullanan elemanın gözü bu manometrede olmalıdır. Lastik hortum patlamaları çok tehlikelidir.

Yaz sistemiyle beton malzeme iletim yönteminde beton pompası herici sonsuz vida ile lastik hortuma basar ve gerekli iletim basıncını sağlar.

2.7 Hortum Başlığının Kullanılması

Hortum başlığının mümkün olduğu kadar püskürtme yüzeyine dik tutulması geri sıramayı azaltır. Püskürtülen beton yüzeye homojen şekilde dağılmalı, topraklanmaya meydan vermemelidir.

Puskürtmede önce malzemeler iri malzemelere nazaran geri kalırlar. İri malzemelerin yüzeye hızlı düşmesi zayıflığı artırır. Malzemeyi dairesel ve yavaş bir hareketle yüzeye yayarak puskürtmelidir. Böylece kırık tabakaların oluşması önlenir, çukullamalar azalacaktır. Duvarlarda puskürtme alttan başla ve yukarıya doğru devam etmelidir. Köşe ve yarıklar önce doldurulmalıdır. Beton hortum bağlantısından çıkan düzensiz malzeme nedeniyle yüzeyde topaklar oluşursa işleme ara verilir, bunlar kazınip temizlendikten sonra işleme devam edilir. Şatkritleme uygulanacağı yüzey tozlarından temizlenmeli ve en az 2 saat ıslak bir şekilde nemlendirilmelidir. Şatkritleme harcının kıvamında çok önemlidir. Çok sulı olursa akarak zayıflığa sebep olur. İçinde ince taneli çok olan (% olarak) harc hortum içinde tıkanıklara sebep olur. Usta bir operatör harcı kıvamını iyi bilir. Hortum tıkanıklığı şatkritleme yöntemiyle çok zaman ve bittiren bir husustur. Tıkanık hortumlar basınçlı su ile beklenilmeden temizlenerek açılır. Çok beklenilmezse zaman harc hortumun iç yüzeyinde donarak kesit daralmasına neden olur. Böyle hortumların dışardan çekiç ile dövülerek açılması gerekir. Hortum tıkanıklığını önlemek için şatkritleme yapıldıktan sonra beton pompasından hortumun içine sünger top gönderilir. Bu top hortumun içindeki harcı temizleyerek dışarıya çıkarır. Daha sonra hortuma makineden sadece su basılır. Hortumun içi tamamen temizlenir. Şatkritleme makinasında her kullandıktan sonra bol su ile yıkanarak temizlenmelidir. Haftada bir de özel makine yardımı ile yıkanmalıdır.

3. ŞATKRİTLEME SIVASININ YAPILMASI

Şatkritleme atılacak galeriler patlatılma işleminden sonra derhal şatkritleme için hazırlanmalıdır. Sivanın vurulması istenen hortumlar, hava vantüp ve boruları makineler plastik veya kağıtla kaplanmalıdır. Açılan boşluğun şatkritlemesine hemen başlanılmalıdır. Patlama etkisi çatlamış

tağlar ve kavlaklar düğürülmelidir. Bu işlem uzaktan emniyetli bir şekilde gelberi demiri ile yapılır. Kavlak kontrolünü uç demir bir sopa ile nezaretçi yapar. Nezaretçi tıklatma sesinden hangi tağların gevşek ve oynak olduğunu tespit eder. Ve bu tağlar düğürülür. Gevşek tağlar mutlaka düğürülmelidir yoksa şatkritlemeden sonra bu tağlar ağırlaşarak kendiliğinden düşer. (Tağın ağırlığına harcın ağırlığı da birer) şatkritleme aşgıp tahkimat şekülerek yerine sağılamlaştırıcı tahkimat olarak da sonradan yapılabilir.

Şatkritlemeye hiç beklenilmeden yapılması gerektiğinden masa temizlenmeden de bu pasanın üzerinden tavanın şatkritlemesine başlanabilir. Yanal tağları yerinde sabitleştiren bu ilk şatkrit sıvasını konsalidasyon (tutturma sıvası) denir.

3.1 Konsalidasyon(Tutturma)Sıvası:

Konsalidasyon sıvasının hiç zaman kaybedilmeden vurulması yan tağların ve tavanın esnemeğe veya zamanla deformasyona uğramaması yönünden çok önemli bir husustur. Yan kayaçlarda ve tavanda kaya bloklarının oynamasını önleyerek kayanın toplam bütünlüğünü bozmadan sağılamlaştırır. Kırıkların ve açık eklemelerin arasını doldurarak kaya kütlelerinin mukavemetini artırır. Ayrıca geniş bir yüzeyi kaplayarak bir kabuk gibi görev yapar. Kaya yüzeylerinin hava ile irtibatını keserek fiziksel ve kimyasal aşınma ve ayrışmaları önler. Harcın iyi yapıldığı nispeten sağılam galeri cidarlarında basıncı konsantrasyonun az olduğu yerlerde sadece tek bir şatkrit sıvası yapmak yeterlidir.(5-10 cm kalınlığında).

3.2 Tel Hasırla İsteklelenen Şatkritleme Sıvası

Çok kırıklı tağlar için sadece konsalidasyon şatkritlemesi yetmez ayrıca tel hasırla birlikte ikinci ve üçüncü bir

şatkritleme sıvası yapılmak gerekir. Tölen yüzeylerinde kil dolgusu varsa, su ile erime boşlukları mevcutsa veya galeriyi kesen kayma zonları mevcutsa şatkritin mutlaka tel hasırla birlikte püskürtülmesi gerekir. Tel hasırlı şatkrit genel olarak a- Gevşek, b-Asırı derecede perilme kuvvetlerine maruz kalmış, c- Şişme özelliği olan(havanın nemi ile) d- Kayma zonlarında dayanımı zayıf sedimanter kayalarda yapılır. Çok kırıklı ve damar şeklinde kayaç ihtiva eden zeminde şatkritlemenin kayaca olan yapışması zayıf kalır. Böyle zemin içinde sürülen galerilerde taş düğümlerini önlemek ve daha uzun ömürlü olmalarını sağlamak için yapılır.

Tel hasırın galeri cidarlarına bağlanması yine şatkritleme ile yapılır. Konsolidasyon sıvası püskürtülürken başlama telleri de siva ile tutturulur. Siva kuruyunca bu başlama telleri ile hasır galeri cidarına serilir.(Başlanır). Daha sonra tel hasır sıranın içinde kalacak şekilde şatkritlenir. Tel hasırın yan taşlardan kopmaması içinde başlama tellerini bulunduran ilk sıvanın iyice dolmuş olması gerekir.

4. ŞATKRİT SIVASININ ETKİ MEKANİZMASI VE KAYACILARIN MUKAVEMETİNİ ARTTIRMADA ROLÜ

Şatkrit sıvasının etki mekanizması Şekil 4 ve 5'de gösterilmiştir. Kaymayı önleyen(Shear) kesme mukavemeti ile tutturucu(adezyon) kuvveti kayacılara mukavemet kazandırır. Bu şekilde;

- a) Kırıkların ve açık eklemlerin arasını doldurarak kaya kütlelerinin mukavemetini arttırır. Onları sağlam ve dayanımlı bir hale getirir.
- b) Adezyon ve kesme mukavemetinden dolayı gevşemiş kayaçların yükünü arkadaki sağlam kayaca tutturur.
- c) İnce bir tabaka halinde püskürtülmüşse yüzeyde bir kabuk oluşturarak göçmeyi engelleyen bir iç basınç sağlar.

Şekil 6'da galeri tavanında ' W ' ağırlığındaki bir taşın çatkrit ile yerinde tutulmasında etki eden kuvvetler gösterilmiştir. Taş bloğunun hareketi yan yüzeylerinde oluğan harekete engel olan, makaslama dayanımı ile önlenmiştir. Taş bloğu yerinden oynadıktan hemen sonra (infinite-simal yerdeğişimi) en yüksek değer olan tepe dayanımına (Peak) ulaşır. Daha sonraki yer değişiminde kalıcı dayanım değeri olan (residual) kalıntı dayanımına ulaşır. Blok sürtme katsayılarının kayma yüzeylerinin maksimum dayanımı (tepe dayanımları), kalıntı dayanımlarına nazaran 5 misli daha büyük olabilir. Bu kayma yüzeylerinin pürüzlülüğüne bağlıdır. Pürüzlülük kayma yüzeyinin sürtünme açısı (β) yi pürüzlülük açısı (i) kadar arttırır. Kayma yüzeyinin sürtünme açısı ($\beta + i$) olur. Kaymayı etkileyen normal kuvvet taş bloklar yerinden oynadıktan sonra yer değiştirme mesafesine bağlı olarak azalır. Bu nedenle yeraltı açıklıkları taşların oynamaması için derhal çatkritlenmelidir. Çatlakların içi çatkrit ile doldurulur. Geçmişte çatkritleme metodunun yetersizliği çok çatlaklı ve gevşek kayalarda tel hasır kullanılmadan tek bir tabaka halinde çatkritleme yapılmasından kaynaklanmıştır. Çatkritleme yumuşak formasyonlarda da başarı ile kullanılabilir.

9. YERALTI TAHHİMİNDE ÇATKRİTLEME YÖNTEMİNİN FAYDALARI

Çatkritleme ile galerinin faydalı kesit alanı büyümüştür. Çünkü sıva yüzeye iyice yapışmıştır. Diğer aşı ve demir tahkimatta olduğu gibi bir kesit daralması söz konusu değildir. Makinaların rahatça çalışabileceği temiz bir ortam sağlanmıştır.

Çatkritleme sıvası ile yüzeydeki pürüzler, çukurlar, yarıklar ve çatlaklar doldurularak diğer yüzeyler yaratıldığından havalarda da sürtünme katsayıları çok düşmüştür.

Diğer tahkimat yöntemlerine göre daha pratik daha uzun ömürlüdür.

Tavanın taş diğer kısımları çok azalmıştır. Aşakı ile tahkimatın istenildiği söz konusu değildir.

Buğay arazi basıncı 130 m. derinde 2,5 MPa dir. Çatkritleme alçak basınç çatlaklarının hakim olduğu yüzeye yakın formasyona bagarı ile tatbik edilebilir.

İzleri tahkimatında çatlak eğikliğinin geometrisi ile arazi çatlakları en önemli iki husustur. İki bir tahkimat sistemi kaymaçların kendi kendilerini taşıyan kompozitlerinin makul bir düzeye tutulmasıdır. İki çatlakların en büyük avantajı buradadır. Kemi yapıldıktan hemen sonra tatbik edildiğinden bütün yüzeyi kapsadığından taş blokları yerlerinde oynamaya fırsat bulamazlar. Çam ağacının da harca karıştırılıp harcan kısa sürede priz almasını sağladığı bu yüzden çok faydalı olmuştur.

6. ÇATKRİTLEMEDEN KARŞILANILAN DÜŞÜKLER

Özetle, hortunun tıkanması, hava basıncının düşmesi, en büyük dene büyüklüğü sınırının aşılması nedeniyle yığının hortunu tıkanması, (granülasyonda ince malzemenin fazla olması nedeniyle yoğun bir harç meydana gelmesi de hortunu tıkar). Aşırı hortun kavrulmaları, hortun iç yüzünün hasara uğraması, makinede beton karıştırıcı kolları iyi deneli agregaya yüzünden hasara uğraması, makinenin ve hortunun su ile iyi temizlenmemesi, çam suyunu basınç tuluhanının arızelenmesi gibi sebeplerdir. Beton makinesinde 10 mm. lik elek bulunur. Bu elek 10 mm. nin üzerindeki kaba agreganın makinenin içine girmesini önler. Fakat 1 boyutu 10 mm. den büyük yassı daneler girerek makinenin karıştırıcı kollarını hasara uğrattır. Bu yüzden yassı danelere nazaran yuvarlak deneli agregaya tercih edilmelidir. Makineden lastik hortuna verdiğinde sonunda çatkritleme bittiği zaman su basılır. Böylece hortun ve makinenin temizlenmesine çalışılır. En son olarak da makineden hortuna sünger bir top çıkarılır. Hortun içinin iyice temizlendiğinin olunur. Makine parçalarının haftada bir de yağlanması gerekir. Makinenin elektrik motorlarının hava ile soğuyan radyatörlerine harç gelmemelidir. Bu yüzden devamlı temizlenmelidir. Bu suretle elektrik motorlarının aşırı ısınması ve yatak sarıması önlenmiş olur.

Gam suyu gözlere kaçınca tehlikeli olur, yakar. Bu durumlarda göz derhal bol su ile yıkanmalıdır.

7. ŞATKRİTLEMEDE İŞÇİ PREVÜSÜ

Şatkritleme ekibi 7 kişiden oluşur. Beton pompasında 5 işçi çalışır. püskürtme hortum ucunda da püskürtmeyi yapan operatör ve yardımcısı olmak üzere 2 kişi çalışır. Beton pompasındaki işçilerden 2 si çimento torbalarını taşır ve makineye döker. 2 kişi kepçe veya traktör üzerinden kürekle makineye kum atar. Beton makinası operatöründe harcın karılmasından ve lastik hortuma pompalanmasından sorumludur. Püskürtme hortumu ucunda da püskürtmeyi yapan operatör ve yardımcısı bulunur. Operatör yardımcısı yer değiştirme sırasında ağır hortumların çekilmesinde operatöre yardımcı olduğu gibi aydınlatma lambasını püsküren yüzeye tutarak operatörün iyi görmesini sağlar. Ayrıca şatkrit teli bağlanmasına da yardım eder. (Bağlama tellerini boru ucuna takarak yüzeyde tutar). İşçilikler:

Beton Makinası operatörü	1 kişi
Kum atan	2 kişi
Çimento döken	2 kişi
Şatkrit püskürtme operatörü	1 kişi
Püskürtme operatörü yardımcısı	1 kişi
TOPLAM İŞÇİ ADEDİ	7 kişi

İlk konsolidasyon şatkrit sıvası tabaka ve taşların yerinden oynamalarını önler. Bu sıva 7 işçi ile 10 m² lik bir galeri kesitinde ortalama vardiye 2 m. ilerleme yapılmıştır. Tel hasır gerektiren yüzeylerde ayrıca 4 işçi tel hasır bağlamada çalışmış, ortalama 1 m. ilerleme yapılmıştır.

8. ŞATKRİTLEME TAHKİMAT SIVASI YÖNERGESİ

Madde 1. Yeraltında galeri ve nakliye yollarında şatkritleme tahkimatının yapılacağı yerleri ocağın Fenni Nezaretçisi tayin eder. Usuluna uygun yaptırılmasından ve kontrolundan ocağın daimi nezaretçisi ve sırasıyla ocak mühendisleri ve çavuşlar sorumludur.

Madde 2. Şatkrit yapılacak yüzeylerin ilk şatkrit sıvası dinamitle patlatma işleminden sonra derhal vurulmalıdır. Gerektiğinde aciliyete binaen pası temizlenmeden de pasanın üzerinden püskürtülebilir. Yanal taşları yerinde sabitleştiren bu ilk şatkrit sıvasına konsolidasyon sıvası denir. Kayaçların ayrılma ve oynamalarına fırsat verilmemesi yönünden bu sıvanın derhal hiç vakit kaybetmeden yapılması gerekir. Çok çatlaklı, kavlak atan kayma ve göçme zonlarında, çok zayıf dayanımlı tabaka ve forasyonlar geçilirken tel hasırlı şatkrit kullanılır. Tel hasır bağlama telleri ile yüzeye tutturulur. Bağlama telleri şatkrit sıvası içinde bağlama esnasında sökülmiyecek şekilde şatkrit sıvasının dolması ve mukavemet kazanması için beklenir. Tel hasır bağlandıktan sonra tel hasır örtülünçeye kadar şatkrit püskürtülür.

Madde 3. Yanal yüzeylerin sert ve sağlam olduğu fenni nezaretçi tarafından belirtilen lokasyonlara tel hasır bağlanmadan da şatkrit yapılır. Aşağıda verilen Empirik Şatkrit kalınlıklarına uyulmalıdır.

Gevşemiş arazide şatkrit sıvasının tecrübeye dayanan empirik kalınlıkları ; çok çatlaklı kayaçlar için 3-8 cm den daha az kalınlıkta olmamalı, şayet tavandan taş düşüyorsa ve tabaka ayrılmaları meydana geliyorsa şatkrit sıvası en az 10 ila 15 cm kalınlığında olmalıdır.

Ayrıca kayacın RQD değeri % 60 dan küçük ise ve süreksizliklerin aralığı 30 cm. den küçükse tel hasır ile birlikte şatkrit yapılmalıdır. Fakat RQD değeri % 80 den büyük ve süreksizliklerin aralığı da 1 m. den büyükse sadece şatkrit sıvası vurmak yeterli olur.

Madde 4. Şatkrit püskürtülmeden önce şatlak (kavlak) sökümlü yapılır. Düşme tehlikesi gösteren sakıdaki gevşek taş ve parçaların hepsi sökülür. Bu işlem güvenlik kurallarına uygun yöntemlerle nezaretçinin gövvelendirdiği bir ustanın sorumluluğu altında emniyetli bir uzaklıktan yapılır.

Madde 5. Kavlak sökümlünden önce tecrübeli nezaretçi veya usta işçi tarafından kavlak kontrolü yapılır. Bu iş için ucu demirli bir baston yararlı olur. Tıklatma sesinden gevşek kavlakların mevcudiyeti anlaşılır.

Madde 6. Şatkrit önce ayuk ve şatlakların arasına püskürtülür. Varsa taban ve yanlardaki boşluklar, köşeler doldurulur. Şatkritleme ağağıdan yukarıya doğru ilerler.

Madde 7. Harcı dairesel ve yavaş bir hareketle yüzeye yayarak püskürtmelidir. Bir alanda malzeme yoğunlaşması, yüzeyde topaklanma oluşmamasıdır.

Madde 8. Daimi nezaretçi şatkrit yapılan yüzeyleri inceleyerek doğru yapıldığını kontrol eder.

Madde 9. Şatkrit kuru ve kaba agregasından her hafta için en az bir kare numune alınarak granulometrisi kontrol edilir. Agregada dane büyüklüğü dağılımı (Granulometrik birleşim) incelenir.

Madde 10. Lastik hortunun içini tıkayacak çok ince killi malzeme yüzdesi ile yassı (bir boğutu uzun) 10 mm. den büyük kaba agregası karışımı bulunmamalıdır.

Madde 11. Konsolidasyon şatkritlenmesi dinanitle patlatmadan ve sökümlü işlenmeden sonra hiç beklenmeden başlanmalıdır. Tabaka ayrışması parçaların ve blokların yerinden oynatılmaması bu suretle önlenir.

Madde 12. Beton pompasının, lastik hortunlarının geçme yerleri, makinenin üstü, püskürtme hortunu başlığı tel fırça ile donmuş şatkrit ve harç kalıntılarından temizlenmelidir.

Madde 13. Beton pompasının manometresi ile basınçlı havanın çıkış basınç manometresi çalışır vaziyette olmalı ve sık sık kontrol edilmelidir.

Madde 14. Beton makinesi haftada bir makina yağı ile yağlanmalıdır. Yağlanmış yüzeylerde harç donmaz ve su ile kolayca yıkanır. Her şatkritleme işleninden sonra lastik hortumlar püskürtme başlığı, beton pompası bol su ile yıkanır. Pompadan hortuma basınçlı su verilir.

Madde 15. Şatkritleme başladıktan sonra şatkritlemeye ara verilmez. İşler bitinceye kadar devam edilir. Şatkrit ekibinin çalışmasından püskürtme operatörü sorumludur. Püskürtme operatörünün verdiği direktifler doğrultusunda hareket edilir. Bütün ekip operatöre uyar. Beton pompası operatöründe püskürtme ustasından emir alır. Makinada çalışan işçiler beton pompası operatörüne bağlıdır.

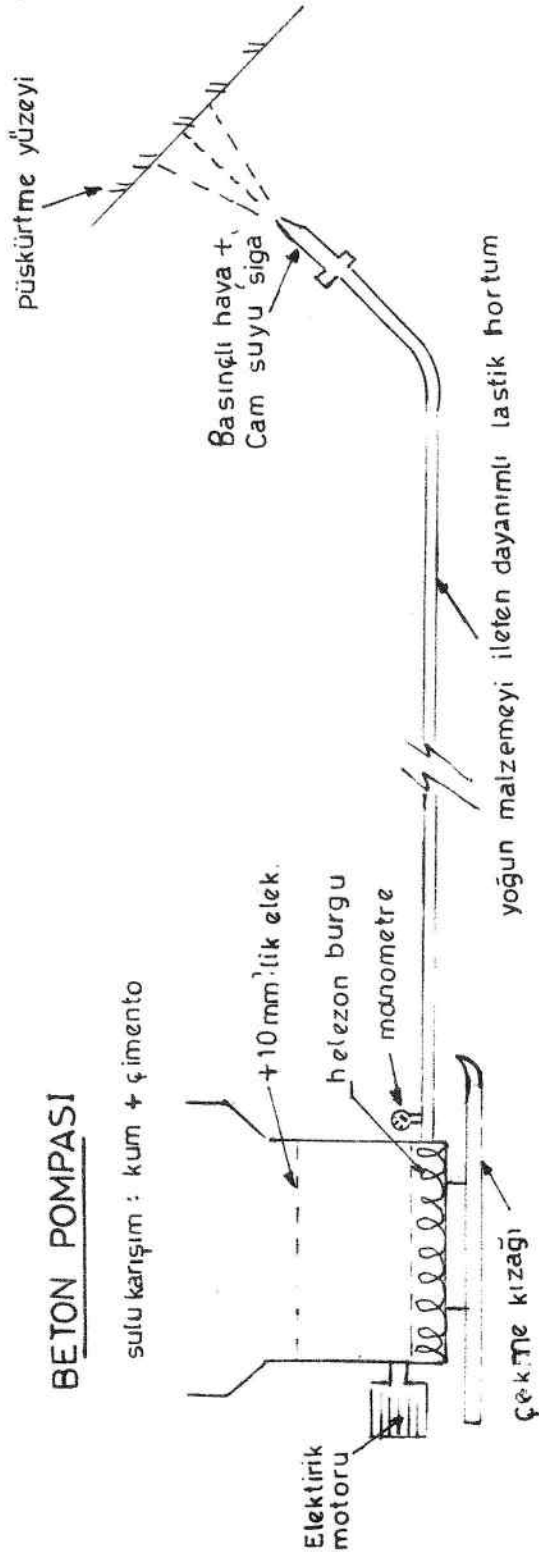
Madde 16. Şatkrit döküntüsü tekrar şatkritlemede kullanılmaz. 1 saatten fazla beklenmiş harçta kullanılmamalıdır. Şatkrit döküntüsü gözlemlenmiş ayrışmış ve kirlenmiş malzemelerden meydana geldiğinden yavaş ve az sertleşme özelliği gösterir. Taze haldeki döküntünün tekrar püskürtme betonuna katılması uygun değildir. Sadece mukavemet istenmeyen yerlerde veya dolgu olarak kullanılabilir.

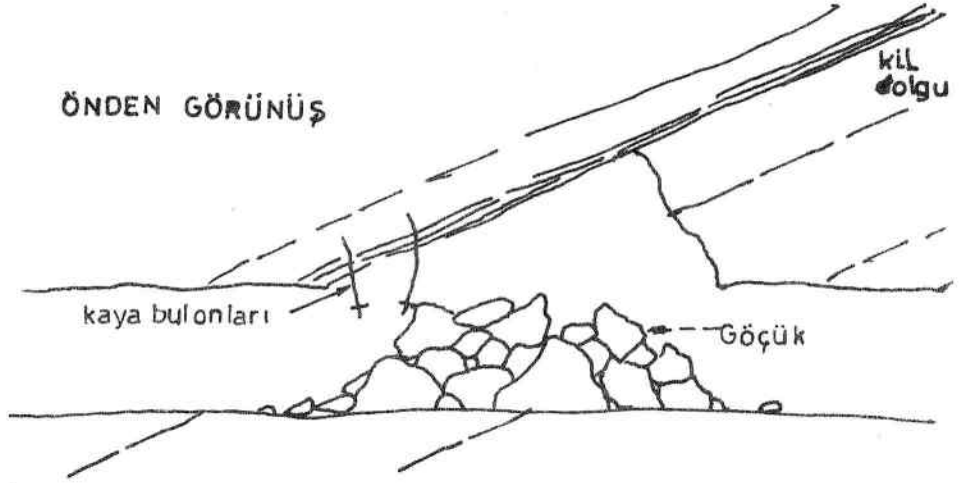
ŞEKİL.1

YAŞ ŞATKRİT YAPIM TEKNİĞİ
(yoğun malzeme ileme yöntemi ile)

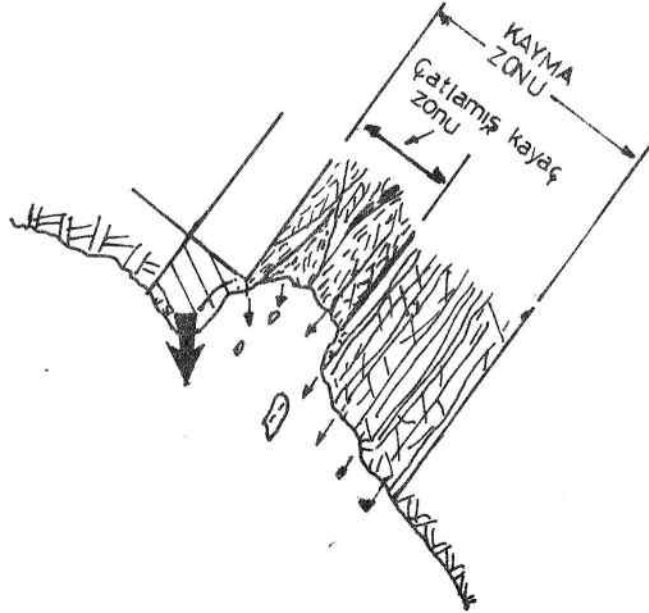
BETON POMPASI

sulu karışım : kum + çimento

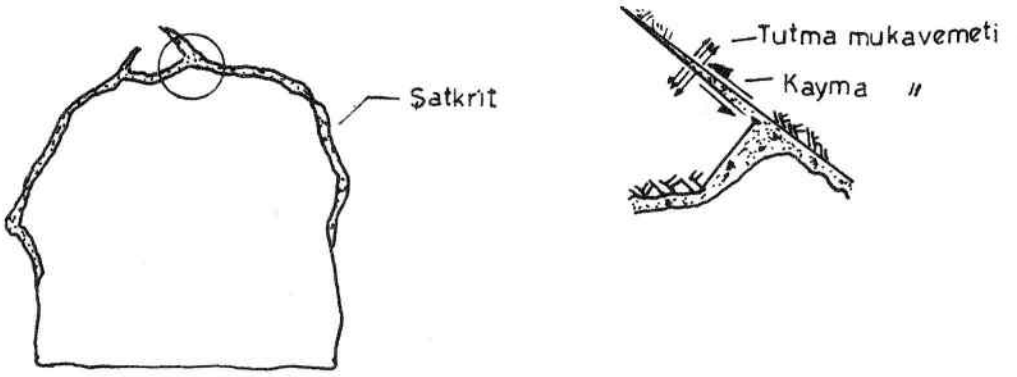




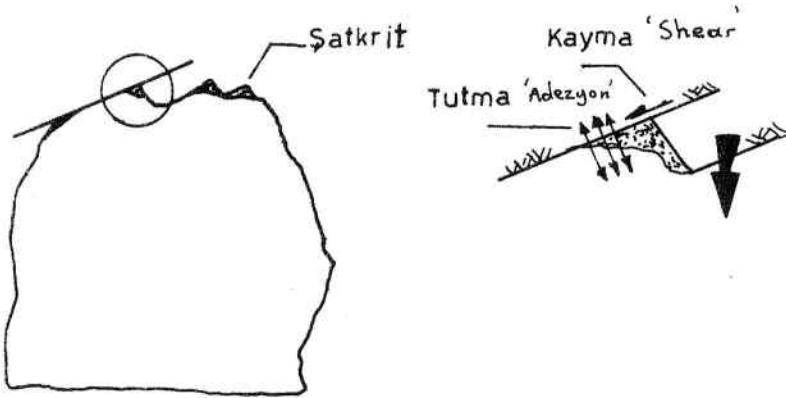
ŞEKİL .2 Galeride meydana gelen bir gevşeme göçüğü



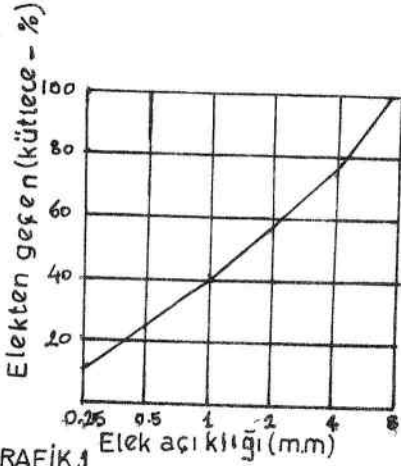
ŞEKİL .3 . Çatlaklı zonda küçük taş parçalarının gevşeyerek düşmesi



ŞEKİL 4. Açık çatlakların şatkritle doldurulması

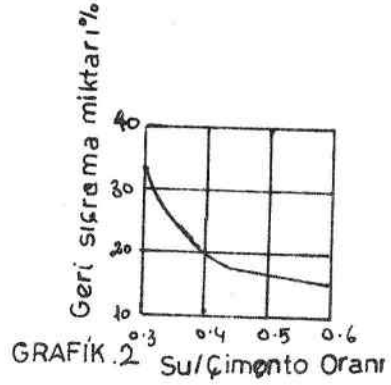


ŞEKİL 5. Şatkritleme ile kayanın yükü arkadaki sağlam kayalara, kaymayı önleyen 'shear' ve çatlakların yüzeylerinin açılmasını tutan 'adezyon' mukavemeti vasıtası ile iletilir.



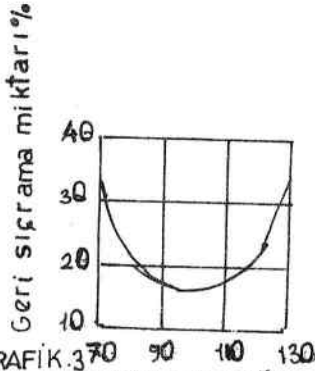
GRAFIK.1

8 mm'lik elekten geçen
şakirrit kumunun granülometrisi



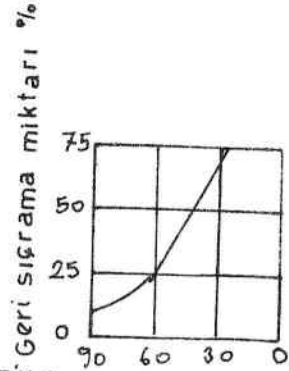
GRAFIK.2

Su/Çimento Oranı



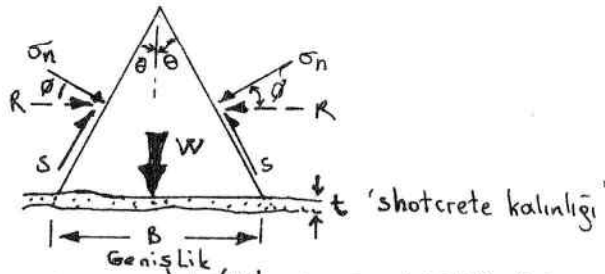
GRAFIK.3

Hortum başlığının püskürtme
yüzeyinden uzaklığı (cm)



GRAFIK.4.

püskürtme yönünün
püskürtme yüzeyi ile yaptığı açı



ŞEKİL.6.

Galeri tavanında 'W' ağırlığındaki bir taşın
şakirrit ile yerinde tutulmasında etkileyen kuvvetler

KAYNAKLAR

- AKKAYA, F., 1984; ' Betoncu El Kitabı ', Sezai Türkeş-Fayzi Akkaya İnşaat A.Ş. Yayınları, Altunizade-İSTANBUL.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 1968; ' ACI Manuel of Concrete Practice ' Part 3, ACI yayını, Detroit, Michigan U.S.A.
- BARTON, N. et al; 1978; Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in rock Masses, for ISRM Commission Standardization of Lab and Field Tests. Int.J.Rock Mech. Sci.Vol.15., No.6.
- HUDSON, J.A., 1989; Kişisel Görüşme, Dept. of Rock Mechanics, Royal School of mines, LONDON U.K.
- POSTALOĞLU, B., 1987; ' BETON ', Teknik Kitaplar Yayınevi, Cağaloğlu-İST.

TÜNELLERDE ÖDEME HATTININ TAYİNİ
Determination of Pay Line in Tunnels

Nejdet KÖKSAL^{*}
Çetin FIRAT^{**}

ÖZET

Tünel kazısında, kayaç, tasarımda olduğu gibi düzgün kazılamaz. Kazı sınırları tasarım hattını geçmelidir. Bu hatta "overbreak" fazla kırılma denir. Fazla kırılma hattı, ödeme hattı tayininin esasını temsil eder. Ödeme hattı, kayaçların kazılabilirliğini göz önüne alarak patlatma yapılan kayaçlarda 15-17 cm , ve mekanik tünel sürme tekniklerinde ise 6-7 cm olarak kabul edilmiştir.

ABSTRACT

In tunnel excavation, rock can not be excavated to a smooth line as in the design. Excavation boundary must past the design line. This line is called overbreak. Overbreak line represents the basis for establishing the pay line. Considering excavatability of rocks pay lines have been set 15-17 cm for blasted rocks and 6-7 cm for mechanical tunnel driving techniques.

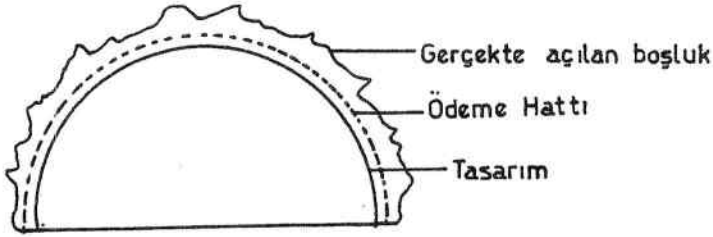
* Dr.Maden Y.Müh. K.G.M. Teknik Araştırma Dairesi Başkanlığı, ANKARA

** Zemin Mekaniği ve Tüneller Şubesi Müdürü İnşaat Y.Müh. K.G.M.
Teknik Araştırma Dairesi Başkanlığı, ANKARA

1-GİRİŞ

Tünel ve yeraltı boşluklarının ihalelerinde, ihaleyi üstlenen firma ile ihale sahibi arasında fazladan açılan (overbreak) boşlukla ilgili maddelerinde bulunması gerekmektedir. Bu maddeler, ödeme hattının belirlenmesinde firma ile iş sahibi arasında uyumu standart şekle getirmeye yarar. İhale sözleşmesine konulacak maddelerle ödeme hattı, tasarımdaki kesin çizgiler olarak kabul edilebileceği gibi, gerçekte açılan boşlukla tasarım çizgileri arasında ortalama bir yerde kabul edilebilir.

Tünel kazısı esnasında, tünel kesitinin tasarıda olduğu gibi açılması mümkün değildir. Gerçekte kazılan tünel açıklığı tasarıdakinden biraz daha büyüktür. Bu nedenle ödeme hattının belirlenmesi önem kazanmaktadır. Şekil 1.



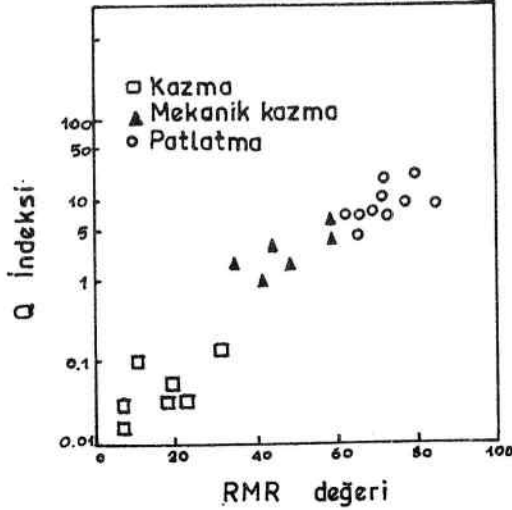
Şekil 1. Ödeme hattının belirlenmesi

Gerçekte arazide açılan boşluğun tasarıdakinden farklı olması, kaya kütesinin fiziksel ve mekanik özellikleri, tünel açma yöntemi, eğer kullanılıyorsa patlatma yöntemi ve patlayıcı tipi ve bunun gibi değişik parametrelerin sonucunda oluşur.

Tünel açılacak kayacın, basma dayanımı, çatlaklar, kırıklar ve bunların yönü ile dalımı, RQD ve bunlar gibi parametreler esasen tünelin hangi yöntemlerle açılacağıda belirler. Bu yöntemler doğrudan basit aletlerle kazma veya mekanik araçlarla kazma olabileceği gibi sert ve zor kaya kütlelerinde ise delme-patlatma olabilir. Yukarıda anlatılan özelliklerin tamamını kaya kütlelerinin kazılabilirliği ile ifade ederek fazladan kırılmayı (overbreak) açıklamak yerinde olur.

2-KAZILABİLİRLİK

Kazılabilirlik basit olarak "kazılabilme kolaylığı" olarak tanımlanabilir. Bu konuda Kirsten (1982), Abdüllatif ve Cruden (1983) araştırmalar yapmışlardır. Bu araştırmacılar kayaçların kazılabilirliğini Q indeksine ve RMR değerine korele ederek, kayaçta kazı işleminin nasıl yapılması gerektiğine ilişkin öneriler yapmaktadırlar. Araştırmaların sonucu özet olarak Şekil 2 de sunulmuştur.



Şekil 2: Kaya kütlesi sınıflama yöntemlerine dayanarak önerilen kazı yöntemleri.

RMR değeri 60-100 arasında veya Q indeksi 5 ten yukarı olması halinde patlatma yöntemi uygun görünmektedir. RMR değerinin 60 tan az ve Q indeksinin 5 ten küçük olması halinde ise patlatma yapmadan (mekanik araçlarla veya el aletleri ile) tünel açılmalıdır.

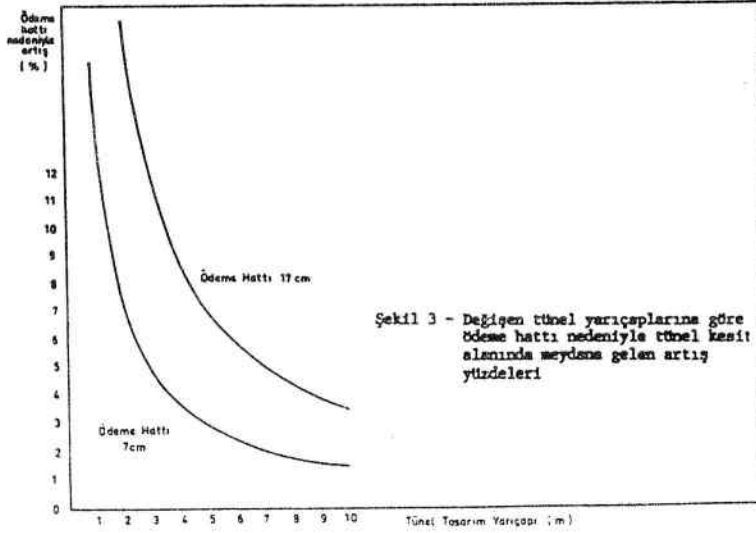
3-ÖDEME HATTININ TAYİNİ

Delme-patlatma yönteminin kullanılması ile arazide açılan tünel kesit alanının, tasarım kesit alanına benzemesi zorlaşmaktadır. Bir başka deyimle fazladan kazı "overbreak" artmaktadır. Halbuki mekanik araçlarla veya el cihazları ile yapılan çalışmalarda veya tam yüzey oyma makinaları (full face boring machine) ile yapılan çalışmalarda tasarım kesit alanına yaklaşmak daha çok mümkündür.

Bickel, J.O. ve Kuesel, T.R. Tam yüzey oyma makinaları ile açılan tünellerde ödeme hattını 2 inç olarak önermektedirler. "Tunnel Engineering Handbook". Terzaghi delme-patlatma yöntemi ile açılan tüneller için ödeme hattının 5 ile 13 inç arasında olacağını önermektedir "Rock Tunneling with Steel Support".Terzaghidan bugüne patlatma yöntemleri ve patlayıcı tipleri oldukça gelişmiştir bu nedenle tasarım tunel kesite yaklaşıma olanağı artmaktadır. "Tam yüzey oyma makinaları" ile açılan tünellerde 2 inçlik ödeme hattı uygun bulunmaktadır.

Yukarıdaki irdemelere dayanarak, delme-patlatma yöntemi kullanarak açılacak tünellerde ödeme hattının 15-17 cm olması benimsenmiştir. Ayrıca, mekanik aletlerle el cihazları ve tam yüzey oyma makinaları ile yapılan açıklıklarda 6-7 cm olması benimsenmiştir.

Yukarıda sınırlamaları göz önüne alarak, 17 cm ve 7 cm lik ödeme hattı nereden ile tasarımdaki tünel kesit alanında meydana gelen artış yüzdeleri, değişik kesit alanlarındaki tüneller için Şekil 3 te verilmiştir.



4-SONUÇ

Fazla kırılmanın (overbreak) artması destek malzemesinin fazla kullanılmasını gerektireceğinden masraflarda artacaktır. Ayrıca fazla kırılma için ekstra enerji kullanımı (patlayıcı), artan işçilik ücretleri ve ortaya çıkan pasanın taşınması ve dökülmeside masrafları artıran diğer nedenlerdir.

Fazla kırılmanın küçük ölçülerde olmasının bir başka deyişle tasarımdaki kesit alana yaklaşmasının duraylılığa olumlu etkisi vardır. Bunun yanında yeraltı gerilmelerinin homojen dağılması fazla kırılmanın azalması ile iyileştirilebilir.

Yukarıda irdelenen avantajları elde etmek ve dezavantajları azaltmak için modern patlatma yöntemlerinin kullanılması, patlatma deliklerinin hesaplı açılması, patlayıcı tipinin ve miktarının iyi belirlenmesi ile sağlanabilir.

Üzerinde araştırma yapılmamış olmasına rağmen, tünelin ilerleme hızı, arazideki orijinal gerilmelerin dağılımları, tünel veya yeraltı boşluğunun açıldığı derinlik, yeraltı suyunun durumu fazla kırılma (overbreak) üzerinde etkili olabileceği düşünülmektedir. Bunların yanında bilinmeyen sebeplerin varlığı olabilir. Bu gibi etkilerin tümü düşünülerek gelecekte, tüneller için tespit edilen bu limitlerin yeniden gözden geçirilip revize edilebileceğine değinmekte fayda görülmüştür.

KAYNAKLAR

- Terzaghi, K., 1968. "Rock Tunneling with Steel Supports".
- Bieniawski, Z.T. 1989. "Engineering Rock Mass Classification."
- Bickel, O.B. and Kuesel, T.R.,1982."Tunnel Engineering Handbook".
- Abdüllatif, O.M. and Cruden, D.M.,1983."The Relationship between Rock Mass Quality and Ease of Excavation", Bull.Int.Assoc. Eng. Geol., no.28, pp.183-187.
- Kirsten, H.A.D.,1982."A Classification System for Excavation in Natural Materials.", Civ.Eng.S.Afr.,July,pp.293-307.

AÇIK İŞLETMELERDE PATLATMA
TASARIMINDA "DİLİM KALINLIĞI" NIN
BELİRLENMESİNE İŞLETME VE JEOMEKANİK
BÜYÜKLÜKLERİ GÖZETEN YARI-ANALİTİK YAKLAŞIM

An Approach to Determination of Burden In Blasting Design

Ergi, ARIÖĞLU(*)

Prof.Dr.Tacettin ATAMAN'ın
Aziz Anısına....

ÖZET

Açık işletmelerde başarılı patlayıcı madde tasarımı hem (delik delme+patlatma) işleminin maliyeti hem de çevre-üretim emniyeti bakımından yaşamsal önem taşır. Kuşkusuz bu tasarımın başarı düzeyini en etkin bir biçimde etkileyen faktörlerin başında "dilim kalınlığı" gelmektedir.

Bu çalışmada; dilim kalınlığının belirlenmesi için çeşitli işletme (delik çapı, kademe yüksekliği, patlayıcı madde yoğunluğu, dolayısıyla cinsi, doldurma şekli ve bu işlemlerde gösterilen özenin düzeyi) faktörlerini ve çalışılan formasyonun jeomekanik büyüklükleriyle (özellikle çekme dayanımı, içsel sürtünme açısı, yoğunluk ve çatlak sıklığı-birim metredeki çatlak sayısı, anlamlı korelasyonları bulunan "birim patlayıcı madde tüketimi"ni içeren yarı-analitik bir model kurulmuştur. İncelenen konunun bütünselliğini sağlamak amacıyla güncel literatürde verilen çeşitli "dilim kalınlığı" formüllerinin yanısıra, yaklaşık 80 adet bakır-demir-endüstriyel hammadde açık işletmelerinde uygulanan "dilim kalınlığı-delik çapı" değerleri dikkate alınarak "dilim kalınlığı-delik çapı regresyon ifadeleri çıkarılmıştır. Ayrıca, diğer delik geometriyle (delik ara mesafesi, sıkılama kademe altı uzunlukları) dilim kalınlığı arasında kurulan regresyon bağıntıları da belirli bir ayrıntı içinde verilmiştir.

Çalışma çerçevesinde geliştirilen "yarı-analitik ifade" bir kalker ocağı koşullarına uygulanmış ve hesaplanan "dilim kalınlığı" değerleri ürün-patar graniyometrisi-blok fırlatma mesafeleri açısından değerlendirilmiştir.

ABSTRACT

This presentation is concerned with a semi-analytical approach to calculation of the burden in relation to specific explosive consumption (powder factor), and another blasting variables such as the diameter of drillhole, bench height, spacing ratio for drillholes, and properties of used explosive (specific gravity and packing factor).

(*) Prof.Dr.Müh., İ.T.Ü Maden Mühendisliği Bölümü, Ayazağa, İstanbul.

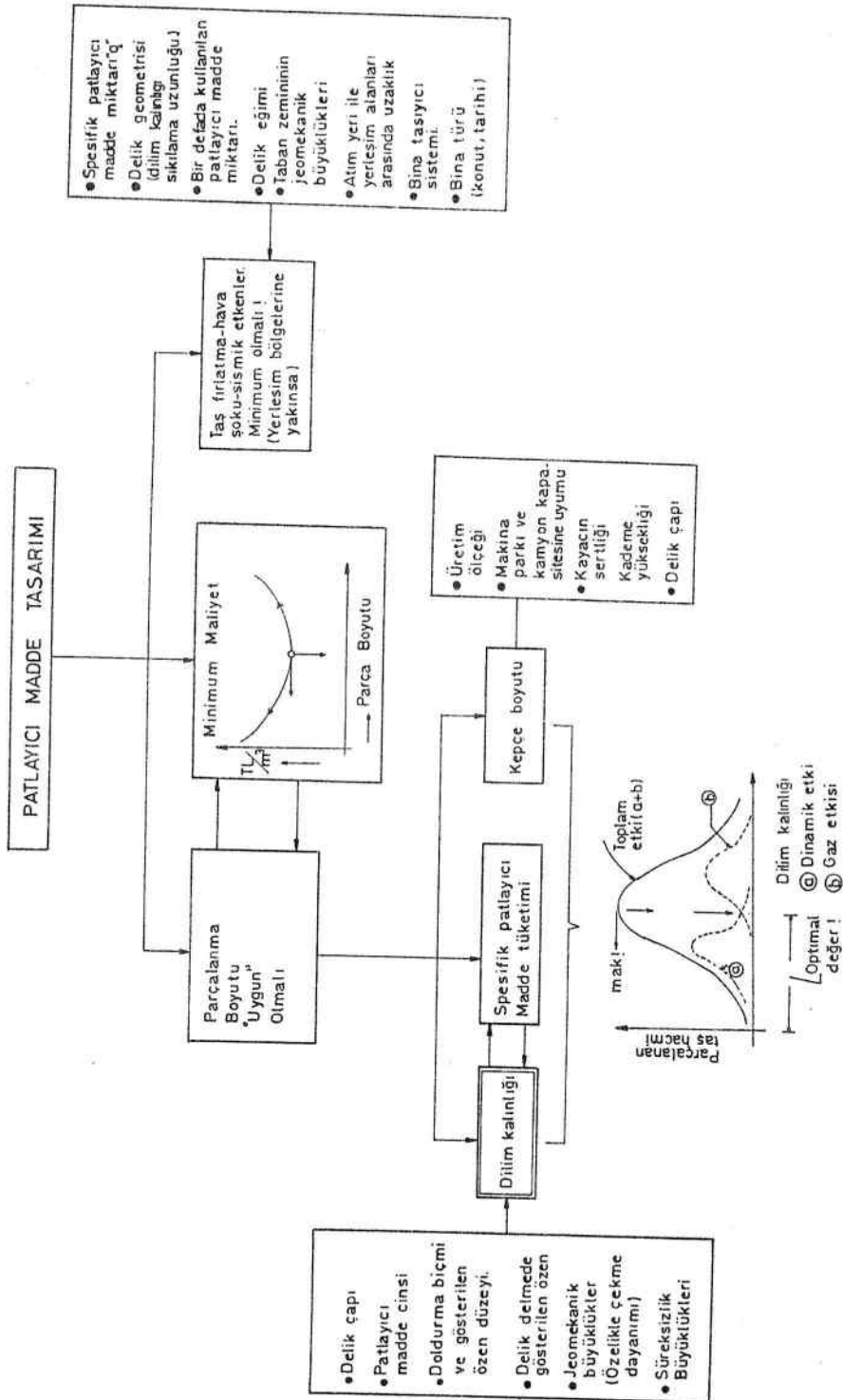
1. GİRİŞ

Açık işletmelerde (delme+patlatma) işleminin toplam üretim maliyetindeki payı, delik geometrisine, çalışılan formasyonların jeomekanik büyüklüklerine, seçilen ekipmanların projelendirilen şartlara uygunluğuna, operatörlerin deneyim ve ocak yönetiminin gösterdiği özenin düzey derecelerine bağlı olarak (% 10-25) arasında değişir.

Bu faktörler arasında gerek optimal (delme+patlama) maliyetini gerekse "parçalanma geometrisi"ni dolayısıyla "ikincilpatlama işlemi"nin ekonomisini geniş ölçüde denetleyen "dilim kalınlığı", en kritik tasarım parametresidir. Öte yandan, "taş fırlama" olayı açısından da "dilim kalınlığı" üzerinde durulması gereken bir büyüklüktür. Daha açık bir anlatımla, anılan büyüklük hem "delme+patlatma" işleminin tüm ekonomisini hem de "ocak içi emniyeti"ni hassas bir biçimde etkilemektedir.

Dilim kalınlığının başarılı bir patlayıcı madde tasarımının temel koşullarını (uygun parçalanma boyutu, minimum delme+patlatma maliyeti ve çevre etkilerin minimum olması) nasıl etkilediği Şekil-1'de diagramatik olarak belirtilmiştir. Aynı şekilde tasarım koşullarına geniş çapta denetleyen doğal ve teknik faktörler de verilmiştir. Şekil bütünüyle ele alındığında, "dilim kalınlığı"nın doğru bir şekilde hesabının başarılı bir tasarımda "anahtar rol" oynadığı ve oldukça karmaşık bir mühendislik analizini de gerektirdiği anlaşılmaktadır.

Bu çalışmada; dilim kalınlığının belirlenmesi için çeşitli işletme (delik çapı, kademe yüksekliği, patlayıcı madde cinsi, doldurma biçimi ve gösterilen özen düzeyi) faktörlerini, ve çalışılan formasyonun jeomekanik büyüklükleriyle (çekme direnci, çatlak sıklığı, içsel sürtünme açısı, yoğunluk) korele edilebilen "birim patlayıcı madde tüketimi"ni gözeten yarı-analitik bir yaklaşım geliştirilmiştir. Ayrıca; sözkonusu yaklaşımda kullanılan bazı delik



geometrileri, (sıkılama -kademe altı uzunlukları gibi), bakır-demir-endüstriyel hammadde açık işletmelerde uygulanan değerler esas alınarak çıkartılan regrasyon ifadeleriyle de tahkik edilmeye çalışılmıştır.

2. "DİLİM KALINLIĞI" NIN HESABI İÇİN LİTERATÜRDE VERİLEN BAĞINTILAR

2.1. Amprik Kökenli Bağıntılar

Anılan büyüklüğün hesabı için yapılan çeşitli teklifler yerli literatürümüzde (Evergen, 1978; Bilgin, 1986; Evergen 1990) etraflıca incelenmiştir. Bu çalışma çerçevesinde ise bellibaşlı bağıntılar açıklamalarıyla birlikte topluca Çizelge-1'de özetlenmiştir.

Bu çalışmanın yazarı, B.Amerika Devletlerin'deki 80 adet Bakır-Demir-Endüstriyel Hammadde Açık İşletmelerinde uygulanmış tüm delik geometrilerinin istatistiksel analizi sonucunda

$$a = 0.017 d + 2.04 \quad (1)$$

bağıntısını elde etmiştir. Regresyon ifadesinin korelasyon katsayısı $r = 0.51$ 'dir. (Şekil-2). Şekil-2'ye dikkatlice bakıldığında, bazı delik çaplarına karşı gelen, "erratik değer" olarak yorumlanabilecek "dilim kalınlığı" değerleri göze çarpar. Eğer bu tür değerler (bunlar σ işaretiyle belirtilmiştir) ayıklanırsa, regresyon bağıntısı, $r = 0.97$ gibi yüksek bir korelasyon katsayısıyla,

$$a = 0.026 d + 0.41 \quad (2)$$

sonuçlanmaktadır.

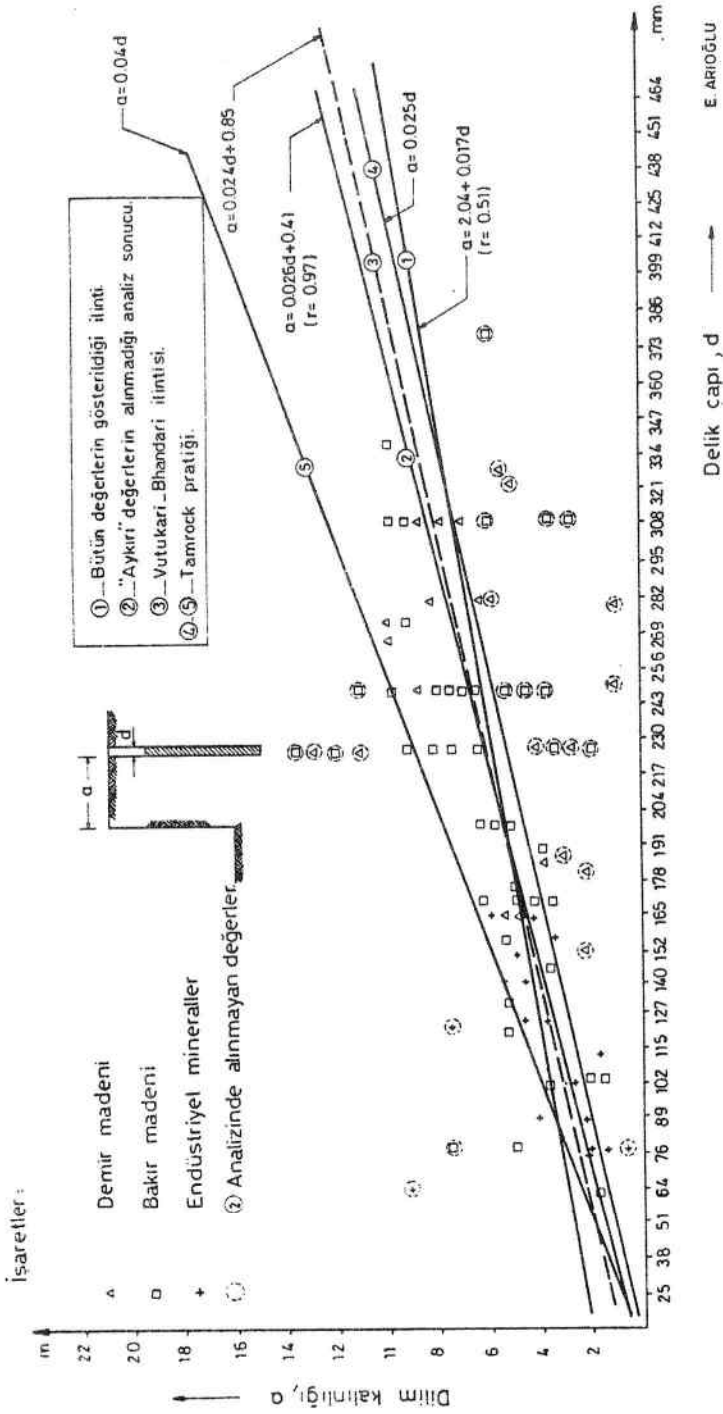
(Formüllerde kullanılan sembollerin işaretleri ekte sunulan notasyon listesinde açıklanmıştır)

İlginçtir ki (2) ifadesi, (Vutukari-Bhandri tarafından teklif edilen ifadeyle çok iyi bir uyum içindedir (Şekil-2).

İncelenen konunun bütünselliğini sağlamak amacıyla patlayıcı madde tasarımının ikinci kritik parametresi olan "delikler ara mesafesi" ile "dilim kalınlığı" arasında da aşağıda verilen regresyon ifadesi çıkartılmıştır:

Çizelge-1 Dilim Kalınlığının Hesabı İçin Verilen Çeşitli Amprik Bağlantılar

Araştırmacı	Bağıntı	Birimler	Düşünceler
(Vutukari-Bhandari, 1981)	$a = A \cdot d + B$ $A = 0.024$ $B = 0.85$	d (mm) a (m) b (m)	Regresyon analizi ile uygulamada kullanılan değerlerin değerlendirilmesi esasına dayanır.
Javeç Pratiği (Nitro-Nobel)	$a_{\max} = 0.045d$ $a = a_{\max} - \Delta$ $\Delta = 3 \cdot 10^{-3} d + 3 \cdot 10^{-2}$	d (mm) Δ (m) $a_{\max}$ (m) a (m)	Özellikle işveç'deki demir-taşocakı uygulamalarında gözlenen "delme hata"larının değerlendirilme sonuçlarına dayanır.
Finlandiya Pratiği (Tawrock, 1988)	$a = (0.020 - 0.040)d$ $a = a_{\max} - \Delta$ $\Delta = 0.1 + 0.03b$ (Şekil-2)	d (mm) Δ (m) b (m)	Finlandiya'daki çeşitli açık işletme uygulamalarında gözlenen "delme hata"larının değerlendirilme sonuçlarına dayanır.
Güney Afrika Pratiği (AECI Explosive, 1984)	$a = a_{\max} - \Delta$ $\Delta = 2 \cdot 10^{-3} d + K.1$	$K = 0.03$ (dik delik) $K = 0.04$ (eğimli delik) d (mm) $a_{\max}$ (m) Δ (m) a (m)	G.Afrika'daki açık işletmelerde kazanılan amprik birikimleri yansıtır.
Konya Formülü (1975-1981) (Hampbill, 1981)	$a = 3.72d \left(\frac{p}{\sigma_k} \right)^{0.333}$ $\cdot 10^{-2}$	p (gr/cm ³) σ_k (t/m ²) d (mm) a (m)	Yarı amprik özellikte olup "delik boyu/dilim kalınlığı" oranı optimum değer olarak tavsiye edilen "3" değerini sağlayınca kadar delik çapı "d" değiştirilerek tatonmana devam edilir.
Arıoğlu	$a = Ad + B$ $A = 0.026$ $B = 0.41$ $r = 0.97$ (Şekil-2)	$b = A'd + B'$ $A' = 0.87$ $B' = 0.25$ $r = 0.98$	B.Amerika Devletlerindeki bakiir-demir-endüstriyel Hammaddede (80 adet işletme) kullanılmış delik geometrisine ilişkin değerlerin regresyon analizi ile değerlendirilmesi esasına dayanır. Söz edilen geometrik büyüklükler "ham veri" olarak (Fleider, 1973) kaynağından alınmıştır.



Şekil - 2 (Delik çapı - Dilim kalınlığı) Arasındaki çeşitli ilintiler.

$$b = 0.97 d + 0.25$$

(3)

Bu ifadenin değişimi (Ek-Şekil-1'de çizilmiştir). Ayrıca, "sıkılama uzunluğu -dilim kalınlığı" ve "Kademe altı uzunluğu -dilim kalınlığı" değişimleri de sırasıyla Ek-Şekil-2'de a ve b de gösterilmiştir.

2.2. Jeo-Mekanik ve Patlayıcı Madde Büyüklüklerine Dayandırılan "Dilim Kalınlığı" Bağıntıları

2.2.1. Genel

Literatürde, özellikle açık işletmelerde uygulama bazında çok yaygınca kullanılan bu tür bağıntılar toplu bir şekilde gerekli açıklamalarıyla birlikte Çizelge-2'de özetlenmiştir.

Çizelge -2 Jeomekanik ve Patlayıcı Madde Özelliklerine Dayandırılan "Dilim Kalınlığı" Formülleri

Araştırmacı Temel ve ara formüller

Pearse Formülü
(1955)
(Monsantro Chemical Company,
1960; Peurifoy,
Ledbetter,1985)

Dilim Kalınlığı "a":

$$a = 10^{-3} K d \left(\frac{P_p}{\sigma_c} \right)^{0.5}$$

Patlama basıncı:

$$P_p = \frac{P_d}{2}$$

Detonasyon basıncı :

$$P_d = \gamma_p \cdot V_d^2 \cdot 10^{-2}$$

$$P_p = \gamma_p \cdot V_d^2 \cdot \frac{10^{-2}}{8}$$

Yaygın Kayaç türleri için K = 0.8 alınabilir.

$$a = 28.3 d \left(\frac{P_p \cdot V_d^2}{\sigma_c} \right)^{0.5} \cdot 10^{-6}$$

" $\frac{P_p}{\sigma_c}$ " değerini hesaplamak çoğu durumda zordur. Bu nedenle aşağıdaki ifade kullanılabilir:

Çizelge -2'nin devamı

	$a = 10^{-3} \cdot K_1 \cdot d$ $K_1 = A \left(\frac{\rho_p}{\rho_K} \right)^{0.333}$ "A" faktörünün değerleri: $A = \frac{25}{20} \} A_{\text{ortalama}} \approx 37.5 \text{ alınır.}$
Hino Formülü (1958) (Gazanfer,1975; Arıoğlu, 1983; Afrouz, Hassani, Ucar,1988)	Dilim Kalınlığı: $a = 10^{-3} \cdot \frac{d}{4} \cdot \left(\frac{\rho_d}{\rho_{s,d}} \right)^{1/n}$ $n = 1.5 \text{ (ortalama)}$ Dinamik çekme direnci: $\sigma_{s,d} = 2 \sigma_s$ Detonasyon basıncı: $P_d = \gamma_p \cdot V_d \cdot V_g \cdot 10^{-2}$ Gaz hızı: $V_g \approx \frac{V_d}{4}$ Detonasyon basıncı: $P_d \approx \gamma_p \cdot V_d^2 \cdot \frac{10^{-2}}{4}$ $a \approx 2.91 d \left(\frac{\gamma_p \cdot V_d^2}{\sigma_s} \right)^{0.666} \cdot 10^{-6}$
Değiştirilmiş "Pearse Formülü"(1981) Borquez, 1981, Arıoğlu, 1983b)	Dilim Kalınlığı: $a \approx 3.48 f \cdot d \left(\frac{\gamma_p \cdot V_d^2}{\sigma_s} \right)^{0.5} \cdot 10^{-5}$ f = Kayaç patlatılabilirlik faktörü (Jeolojik yapısal süreksizlikleri gözönüne alan ampirik bir faktör) $f = 1.96 - 0.27 \ln (RQD \times \phi_a)$ RQD = Kaya kalite faktörü, %

ϕ_a = Kayacın "ayrışma" derecesini gösteren amprik bir faktör
 Örneğin; sağlam kayaç için $\phi_a = 1.0$, Zayıf Kayaç
 $\phi_a = 0.80$, Çok Zayıf Kayaç $\phi_a = 0.70$ değerlerini
 almaktadır.

Formüllerde kullanılan boyutlar şöyledir:

a (m), D (mm), γ_p (gr/cm³, t/m³), γ_k (gr/cm³, t/m³), V_d (m/sn), V_g (m/sn), σ_c^2 (kg/cm²),
 P_p ve P_d (Kg/cm²)

Verilen bağıntılar yakından incelendiğinde şu ortak noktaların varlığı dikkat çekicidir:

- İncelenen formüllerde, dilim kalınlığını denetleyen 4 temel parametre bulunmaktadır. Patlayıcı maddenin Detonasyon basıncı " P_d ", kayacın çekme direnci " σ_c ", kayaçın bir anlamda süreksizlik yapısını ifade eden " K "-" f " ve delik çapı " d ".

- Dikkat edileceği üzere verilen amprik ifadelerde "dilim kalınlığı", delik çapı ile orantılı olarak değişmektedir. Bu sonuç, radyal gaz basıncına " P_p " maruz silindirik bir boşlukta " a " uzaklıkta (merkezden itibaren ölçülen) oluşan teğetsel gerilme kavramı " σ_t " ile açıklanabilir:

$$\sigma_t = P_p \left(\frac{r^2}{a^2} \right) = \frac{P_p}{4} \left(\frac{d}{a} \right)^2 \quad (4)$$

Kırılma durumunda,

$$\sigma_t = \sigma_c$$

şartından, dilim kalınlığı:

$$a = \frac{d}{2} \cdot \left(\frac{P_p}{\sigma_c} \right)^{0.5} \quad (5)$$

bulunur. (Martos, 1973) Hemen görüleceği üzere $a \propto d \left(\frac{P_p}{\sigma_c} \right)^{0.5}$ 'dir.

Ayrıca, dilim kalınlığı teorik olarak $\frac{P_p}{\sigma_c}$ terimiyle de denetlenmektedir. (Bu önemli husus aşağıda değinilecek statik bir model ile de açıklanabilir)

• Dilim kalınlığı, $\frac{\sigma_p \cdot V_d^2}{\sigma_c}$ terimiyle üstel bir biçimde

değişmektedir. Değişimin nümerik büyüklüğünü kontrol eden bu üs "p" Pearse'nin teklifinde 0.5 değerini almaktadır. Bu değer, teorik olarak, üniform yaylı yüke (= patlama sonucunda oluşan gaz basıncı "P_p") çalışan bir basit kirişin eğilme gerilmesinden ($\approx$ çekme gerilmesi) kırılan kiriş kesitinin yüksekliğini tarifleyen $(\frac{P_p}{\sigma_c})^{0.5}$ ifadesindeki üs değerine eşittir. (Söz konusu teorik modelde "Kiriş yüksekliği" "dilim kalınlığı"na eş anlamlıdır) Daha açık bir anlatımla, Pearse'nin amprik olarak teklif ettiği "dilim kalınlığı" ifadesi aynı zamanda güçlü bir "teorik" baza dayanmaktadır.

• Nümerik olarak görülebileceği üzere, ortalama "orta" kayaçlara karşı gelen RQD x $\phi_a = 65$ için f = 0.8 olup, orijinal Pearse (1955) formülünde tavsiye edilen K = 0.8 değerine eşittir.

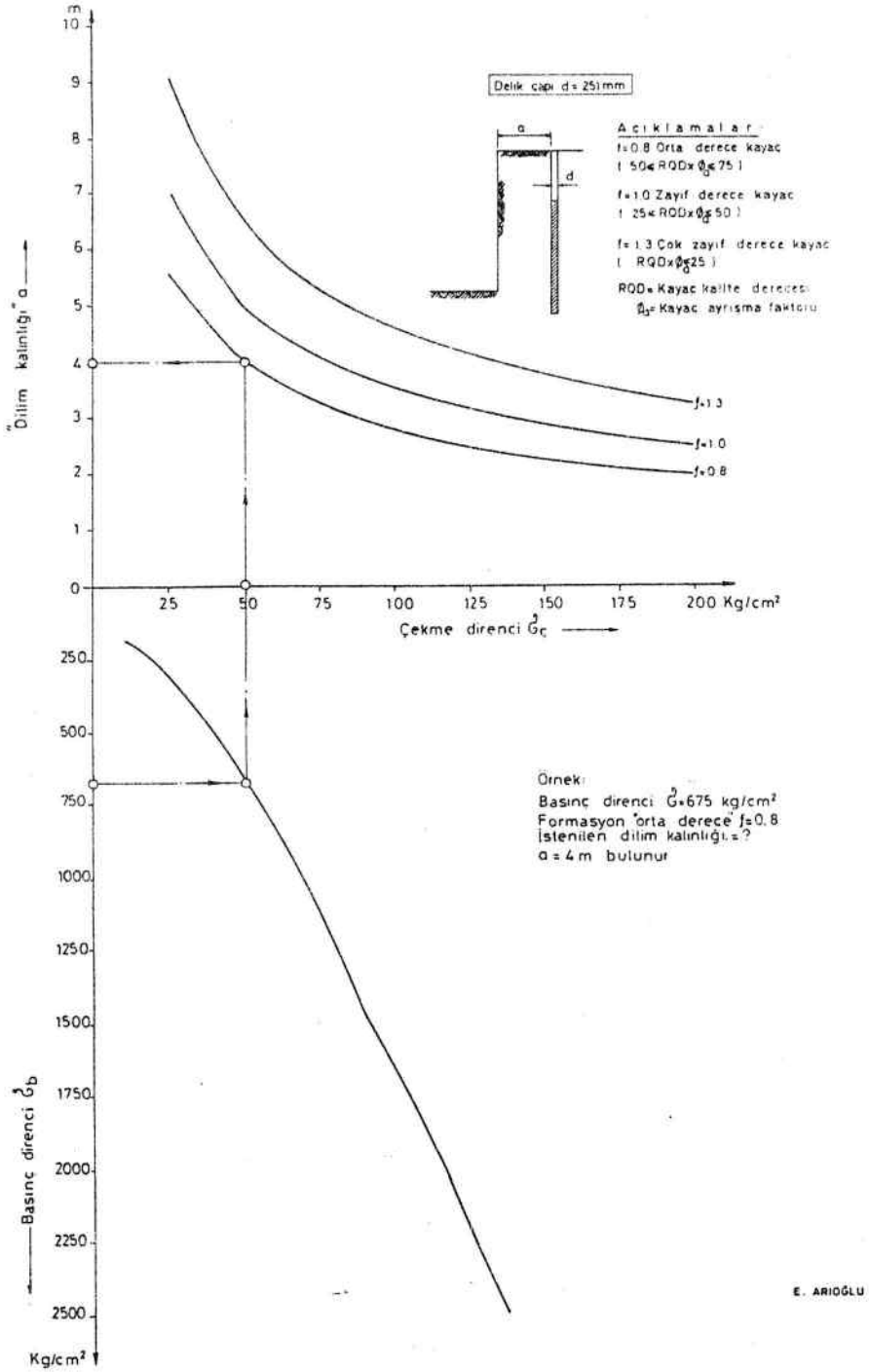
Geçerken bir noktanın burada belirlenmesi gerekmektedir: Aynı geometrik, patlayıcı madde ve çekme direnci büyüklükleri için Pearse formülünün sonuçları Hino formülünün değerlerinden daha büyüktür. Bu fark artan çekme dirençlerinde daha da belirgin olmaktadır. Örneğin; patlayıcı madde yoğunluğu

$\sigma_p = 1 \text{ t/m}^3$, detonasyon hızı $V_d = 4000 \text{ m/sn}$ (AN.FO) ve delik çapı $d = 152 \text{ mm}$ için verilen çekme direncine ($\sigma_c = 50 \text{ kg/cm}^2$) karşı gelen dilim kalınlıkları Pearse ve Hino formüllerine göre sırasıyla 2.45 m ve 2.05 m'dir. Aradaki fark yaklaşık % 16 düzeyindedir. Eğer çekme direnci $\sigma_c = 125 \text{ kg/cm}^2$ olsaydı dilim kalınlıkları yine sırasıyla 1.55 m ve 1.10 m olacaktı. Bu durumda ise fark

$$\frac{1.55 - 1.10}{1.55} \times 100 = \% 29 \text{ 'dur.}$$

2.2.2. Formasyonun Basınç-Çekme Direncine Göre Dilim Kalınlığının Belirlenmesi

Bu bölümde; delik çapı, patlayıcı maddenin ve formasyonun jeo-mekanik büyüklükleri (basınç-çekme direnci, süreksizlik sayısı) gibi faktörleri içeren, "dilim kalınlığını" belirlemek amacıyla bir tasarım nomogramı geliştirilmiştir. (Şekil-3).



Şekil-3 Basıncı direnci-çekme direnci-kayacık kalite faktörüne göre dilim kalınlığının tasarım nomogramı (delik çapı $d = 25 \text{ mm}$ için.)

Bu çalışmada yapılan ana kabuller şöyle sıralanabilir:

- "Değiştirilmiş Pearse formülü" esas alınmıştır. (Çizelge-2).(RQD x $\emptyset$))'nin ortalama değerlerine göre üç tür formasyon tanımlanmıştır: "Orta-zayıf-çok zayıf" (Şekil-3).(İyi ve mükemmel derecedeki kayalar (RQD x $\emptyset_a=75$) için f = 0.7 kabul edilebilir).

- Patlayıcı maddeye (AN-FO) ilişkin büyüklükler (yoğunluk) $\rho_p = 1.0 \text{ t/m}^3$, (detonasyon hızı) $V_d = 4000 \text{ m/sn}$ olarak alınmıştır.

- Delik çapı d = 251 mm alınmıştır.

- Basınç direnci " σ_b " ile çekme direnci " σ_s " arasında çıkartılan

$$\sigma_s = 0.31 \sigma_b^{0.78}, \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (6)$$

regresyon ifadesi kullanılmıştır. (Korelasyon katsayısı r = 0.97'dir). Regresyon ifadesinin ortalama pozitif ve negatif sapma değeri % 25 mertebesinde-dir. Regresyon ifadesine temel olan "veriler" (Arıoğlu, 1983; Şenyur ve Arkadaşları; Yüzer, 1977 ve Johnston 1985) kaynaklarından işlenmemiş veri olarak alınmıştır. (Ek-Şekil-3).

Hazırlanan tasarım nomogramından çıkartılan pratik sonuçlar şunlardır:

- Artan basınç direnci ile değişmeyen formasyon süreksizlik değeri "f" için, beklenildiği gibi, "dilim kalınlığı" azalmaktadır.

- Değişmeyen direnç değerleri için artan süreksizlik değerleri için "dilim kalınlığı" önemli ölçüde artmaktadır.

3. DİLİM KALINLIĞININ HESABI İÇİN JEOMEKANİK ve İŞLETME BÜYÜKLÜKLERİNE DAYANAN BİR YAKLAŞIM

3.1. Modelin Kurulması

Yaklaşım da yapılan ana kabuller aşağıda belirtilmiştir:

- Yaklaşım da hareket noktası olarak "birim patlayıcı madde tüketimi" esas alınmıştır. Bu büyüklüğün özellikle formasyonun çekme direnci ile yakın bir ilintisi vardır.

(Bilgin-Paşamehmetoğlu, 1986). Diğer bir deyişle, birim hacim kayayı gevşetmek/kırmak için gerekli patlayıcı madde miktarı kayacın jeomekanik büyüklüklerine büyük ölçüde bağlıdır.

- Delik geometrilerinden biri olan "kademe altı uzunluk",

$$l_a = 0.33 a \quad (7)$$

alınmıştır. Bu, yaklaşık 10° delik açısı (delik ekseninin düşeyle yaptığı açı) için uygulamada tavsiye edilen değere karşılık gelmektedir. (Tamrock, 1988).

- "Sıkılama uzunluğu" olarakta

$$l_s = (0.7 \sim 1) a \approx a \quad (8)$$

kabul yapılmıştır.

- Delikler arası mesafe için

$$b = K.a \quad (9)$$

ve bu çalışma çerçevesinde çıkartılan

$$b = 0.97 a + 0.25 \quad (3)$$

amprik bağıntıları Ek-Şekil-1) yaklaşımda ayrı ayrı gözönünde tutulmuştur.

Bilindiği üzere "birim patlayıcı madde tüketimi eğimli bir deliğe ilişkin geometrik büyüklükler cinsinden

$$q = \frac{Q}{\frac{H}{\cos \beta} a.b.} \quad (10)$$

şeklinde tanımlanabilir. (Ashby, 1982; Arıoğlu 1983 a,b; Tamrock, 1988). Burada, "Q" bir delikte kullanılan toplam patlayıcı madde miktarını ifade eder.

Bir delikte kullanılan patlayıcı madde miktarı ise:

$$Q_{\text{delik}} = 0.785 d^2 . l_p . \alpha . \gamma_p \quad (11)$$

ile belirlenebilir. Burada " l_p " patlayıcı maddenin delikte işgal ettiği geometrik uzunluk olup dilim kalınlığı "a" cinsinden

$$l_p = \frac{H}{\cos\beta} + l_a - l_s = \frac{H}{\cos\beta} - 0.67 a \quad (12)$$

dir.

$Q = Q_{\text{delik}}$ şartından hareketle,

(12) ve (9) bağıntıları (11) ve (10) temel ifadelerinde yerlerine koyulur ve gerekli nümerik sadeleştirmeler yapılırsa,

$$\frac{q \cdot H \cdot K}{\cos\beta} a^2 + 0.526 d^2 \cdot \alpha \cdot \gamma_p \cdot a - 0.785 d^2 \cdot \frac{H}{\cos\beta} \cdot \alpha \cdot \gamma_p = 0 \quad (13)$$

genel ifadesi elde edilir. Bütün sembollerin anlamları notasyon listesinde açıklanmıştır. İfadeye yer alan büyüklüklere ait birimler şöyledir:

q (kg/m^3), H (m), d (m), γ_p (kg/m^3) alındığında, dilim kalınlığı "a" (m) olarak bulunur.)

Eğer, delikler ara mesafesi " $b = 0.97 a + 0.25$ " olarak gözönünde tutulursa,

$$0.97 \frac{q \cdot H}{\cos\beta} a^2 + 0.25 \frac{q \cdot H}{\cos\beta} + 0.526 d^2 \cdot \alpha \cdot \gamma_p a - 0.785 d^2 \cdot \frac{H}{\cos\beta} \cdot \alpha \cdot \gamma_p = 0 \quad (14)$$

genel ifadesi elde olunur.

Çıkartılan "ikinci derece ifade"nin pozitif kökü aranan "dilim kalınlığı"dır. Dikkat edileceği üzere; dilim kalınlığı, en genel anlamda

$$a = f(q, d, H, \gamma_p, \alpha)$$

gibi karmaşık parametrelerin bir fonksiyonudur.

(Bilgin-Paşamehmetoğlu, 1986) çalışmasına göre, birim patlayıcı madde tüketimi (AN-FO) ile çekme direnci arasında anlamlı bir korelasyon söz konusudur:

$$q = 0.369 + 0.0224 \sigma_{\zeta} \quad (15)$$

$$r = 0.8818$$

Burada, σ_c (MP_a) ve q (kg/m^3) birimiyle alınacaktır. Regresyon analizine konu olan cevher ve kayaçların (manyetit, hematit, kalker, mermer) çekme dirençleri ($30-240$) kg/cm^2 aralığında değişmiştir. Görülebileceği gibi, artan çelikle dirençleriyle birim patlayıcı madde tüketimi lineer bir şekilde artmaktadır.

(Plozdrent, 1974)'nin A.B.D'de bir bakır açık işletmesinde gerçekleştirdiği yerinde araştırmanın sonuçları da çok ilginçtir. Bu araştırmada, bir anlamda kaya kütlesini yerinde direncini ifade eden "dalga hızı" ile "birim patlayıcı madde tüketimi" arasında anlamlı kabul edilebilecek ilinti belirlenmiştir.

Ashby, 1982, birim patlayıcı madde tüketimini, (AN-FO için), kaya kütlesinin etkin sürtünme açısına ($\theta + i$) ve birim metrede çatlak sayısı olarak tanımlanan çatlak yoğunluğuna " λ " bağlı olarak,

$$q = \frac{0.56 \gamma_k \cdot \text{tg} (\theta + i)}{\lambda \cdot 0.333}, \quad (kg/m^3) \quad (16)$$

(Bu ifadenin değişimi yerli mühendislik literatürümüzde (Özdoğan, 1988) verilmiştir. Yukarıdaki amprik formüldeki kayacın yoğunluğu " γ_k " (t/m^3) birimiyle alınacaktır.)

3.2. Parametrik Çalışma

Bu bölümde, çıkartılan (13) ve (14) nolu temel ifadeler üzerinde bir parametrik çalışma yapılmıştır.

İlkin; $K = \frac{b}{a} = 1.25$, $\beta = 0^\circ$, $\alpha = 0.85$ ve $\gamma_p = 900 \text{ kg/m}^3$ büyüklükleri için birim patlayıcı madde tüketimi-kademe yüksekliliği ve delik çapının "dilim kalınlığı" üzerindeki etkisi sayısal şekilde incelenmiştir.

Çalışmanın sonuçları Çizelge-3'te sunulmuştur.

Çizelge-3 $K = \frac{b}{a} = 1.25$ 'e Göre "a" Dilim Kalınlığı Değişimi

		D e l i k Ç a p l a r ı , m				
Birim tüketim/Kademe yüksekliği		0.102	0.1267	0.152	0.20	0.251
q = 0.35 kg/m ³	H = 12 ^m "a" (m)	3.40	4.125	4.8	6.0	-
	H = 16 ^m "a" (m)	3.50	4.25	5.0	6.35	7.65
q = 0.5 kg/m ³	H = 12 ^m "a"	2.90	3.50	4.15	5.25	-
	H = 16 ^m "a"	3.0	3.6	4.3	5.45	6.6

Delikler arası mesafe olarak " $b = 0.97 a + 0.25$ " ifadesi gözönünde tutulduğunda $\alpha = 0.85$, $\sigma_p = 900 \text{ kg/m}^3$ ve $q = 0.35 \text{ kg/m}^3$ değerleri için sadece kademe yüksekliği $H = 12 \text{ m}$ 'ye karşı gelen "dilim kalınlıkları" Çizelge-4'de gösterilmiştir.

Çizelge -4 " $b = 0.97 a + 0.125$ " Göre Dilim Kalınlıkları, m

		D e l i k Ç a p l a r ı , m				
		0.102	0.127	0.152	0.20	0.251
Dilim Kalınlığı "a" , m		3.7	4.5	5.25	6.6	-

Çizelge-3 ve 4 birlikte değerlendirildiğinde göze çarpan sonuçlar aşağıdaki gibi özetlenebilir:

- Verilen bir kademe yüksekliği ve birim patlayıcı madde tüketim değeri için dilim kalınlığı artan delik çapıyla önemli ölçüde artmaktadır.

- Kayacın sağlamlaşması başka bir deyişle birim patlayıcı madde tüketiminin artması durumunda verilen bir kademe yüksekliği ve delik çapı değerleri için "dilim kalınlığı" azalmaktadır.

Örneğin, H = 12 m'lik bir kademe yüksekliği ve delik çapı d = 0.152 m için birim patlayıcı madde tüketimindeki yaklaşık % 43'lük bir artış dilim kalınlığında % 14 mertebesinde bir azalmaya neden olmaktadır. Diğer kelimelerle; "dilim kalınlığı"nı çok etkin bir şekilde denetleyen "delik çapı"nın yanı sıra, formasyonun jeomekanik büyüklükleri de dilim kalınlığı üzerinde önemli rol oynamaktadır.

Dikkat edileceği üzere, aynı patlayıcı madde tüketim ve delik çapı değerleri için kademe yüksekliğinin "dilim kalınlığı" üzerinde anlamlı sayılabilecek bir etkisi yoktur. (Örneğin, % 33 gibi bir kademe yüksekliğindeki artış dilim kalınlığında ancak % 5.8 - 2.8 mertebelerinde bir artışa karşı gelmektedir.)

• Delikler ara mesafesi olarak "b = 1.25 a" yerine, "b = 0.97 a + 0.25" regresyon ifadesi alınması durumunda, aynı kademe yüksekliği ve birim patlayıcı madde tüketimi için, dilim kalınlığını artırmaktadır.

3.3. Çıkarılan İfadelerin Bir Kalker Ocağına Uygulaması

İstanbul - Ömerli Köyü civarında bulunan bir kalker ocağında gerçekleştirilen araştırmanın sonuçları Çizelge-5'te özetlenmiştir.

Çizelge-5 Kalkere İlişkin Fiziksel ve Jeomekanik Büyüklükler
S c h m i d t O k u m a l a r ı

Ortalama yoğunluk "γ" t/m ³	Ortalama çat- lak sıklığı adet/m	Ortalama değer standart sapma	Değişkenlik katsayısı %	Ortalamının % 95 güvenirlilik için sınır değerleri
2.7	8.0	60.41	1.65	2.73
				60.4 ± 0.94

Bu değerlerden hareketle kalkerin basınç-çekme dirençleri sırasıyla şu şekilde kestirilebilir:

(Dhir-Sangha, 1972)

$$\log \sigma_b = 0.0294 R + 0.473 = 0.0294 \times 60.4 + 0.473 = 2.24876$$

$$\sigma_b = 177.3 \text{ MN/m}^2 = 1773 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 0.31 \sigma_b^{0.78} = 0.31 (1770)^{0.78} = 58 \text{ kg/cm}^2$$

(Johnston, 1985)(Kalker için)

$$M = 2.065 + 0.170 (\log \sigma_b)^2 = 2.065 + 0.170 (\log 1770 \times 98)^2 = 6.73$$

σ_b (KPa) ($\text{kg/cm}^2 = 98 \text{ KPa}$)

$$M = \frac{1 + \sin \emptyset}{1 - \sin \emptyset} = 6.73$$

Sürtünme açısı :

$$\emptyset = 47.8 = 48^\circ$$

Bu kestirilen içsel sürtünme açısı $\emptyset = 48^\circ$, aynı zamanda, basınç direnci $\sigma_b = 1770 \text{ kg/cm}^2$ ve ortalama çatlak aralığına

$\lambda^{-1} = 8^{-1} = 0.125 \text{ m}$ değerleri için (Bieniawski, 1974) tarafından teklif edilen $(30-40)^\circ$ içsel sürtünme açılarıyla da oldukça iyi sayılabilecek uyum içindedir. (Kaldı ki "direnc" açısından sağlam bir kalkerin içsel sürtünme açısının alt değeri en az 40° olmalıdır. Burada $\emptyset = 45^\circ$ kabul edilmiştir.

Birim patlayıcı madde tüketimi "q", çatlak sayısı $\lambda = 8$ adet ve etkin içsel sürtünme açısı $(\emptyset + i) = 45^\circ$ değerleri için (formül-16)'dan,

$$q = \frac{0.56 \times 2.7^{\frac{t}{m^3}} \times \tan 45}{8^{0.333}} = 0.75 \text{ kg/m}^3$$

olarak bulunur.

(Bilgin-Paşamehmetoğlu, 1986) kaynağında rapor edilen (birim patlayıcı madde tüketimi-çekme direnci) regresyon ifadesinden (formül-15) birim patlayıcı madde tüketimi ise

$$q = 0.369 + 0.0224 \sigma_c = 0.369 + 0.0224 \times 5.8 = 0.498 \text{ kg/m}^3$$

(σ_c , MPa)

olarak hesaplanır. Verilen değerler için formül 16'nın sonucu oldukça yüksek bir değer olarak yorumlanabilir. Deneme atımlarına bir ön değer olmak üzere $q = 0.5 \text{ kg/m}^3$ alınmıştır.

Atımlara ilişkin ortalama büyüklükler şunlardır:

Delik çapıd = 0.99 m

Kademe yüksekliğiH = 22 m

Delik eğimi

(düşeyden itibaren)β = 0

Patlayıcı madde cinsiAN-FO

Patlayıcı madde yoğunluğu $\gamma_p = 900 \text{ kg/m}^3$

Doldurma şekliel ile

Doldurma oranıα = 0.85

Birim patlayıcı

madde tüketimi q = 0.5 kg/m³

$$K = \frac{\text{delikler ara mesafesi}}{\text{dilim kalınlığı}} = 1.25 \quad \text{alınmıştır.}$$

(13) ifadesinden, "dilim kalınlığı"

$$0.5 \times 22 \times 1.25a^2 + 0.526 \times 0.09^2 \times 0.85 \times 900a - 0.785(0.09)^2 \times 22 \times 0.85 \times 900 = 0$$

$$13.75a^2 + 3.26a - 107 = 0$$

$$a = \frac{-3.26 + \sqrt{10.627 + 5885}}{27.5} = 2.67 \text{ m}$$

olarak hesaplanır.

Bu çalışma çerçevesinde çıkartılan (dilim kalınlığı-delik çapı) regresyon bağıntısı uygulanırsa (formül-2) dilim kalınlığı:

$$a = 0.026d + 0.41 = 0.026 \times 90 + 0.41 = 2.75 \text{ m}$$

olarak elde edilir.

Pearse'nin amprik formülünü "ortalama koşullar" için burada uygulamak ilginç olacaktır: (Çizelge-2).

$$a = 10^{-3} \times 37.5 \left(\frac{\gamma_p}{\gamma_k} \right)^{0.333} \times d = 10^{-3} \times 37.5 \left(\frac{0.9}{2.7} \right)^{0.333} \times 90 = 2.35 \text{ m.}$$

Birimler: γ (t/m³); d (mm) a (m)'dir.

Bulunan değer, Tamrock el kitabında verilen (delik çapı-dilim kalınlığı/delik çapı-formasyonun patlatılabilirlik özelliği) nomogramından da (Tamrock, 1988, Sahife-38, Şekil-20) tahkik edilebilir, delik çapı $d = 90$ mm ve "orta" derece patlayabilirlik için "dilim kalınlığı/delik çapı = 32" olarak kestirilir. Bu değer eğimlideliklere karşı gelmektedir. %7.5 ortalama azaltma çarpanı ile "dik delik" için

$$\text{Dilim kalınlığı} = (1-0.075) \times 32 \times 90 = 2664 \text{ mm.}$$

İlginçtir ki, birbirinden farklı 3 adet yaklaşımın sonuçları hesaplanan dilim kalınlığı ($a=2.67$ m) değerleriyle çok iyi bir uyum içindedirler.

Ön atımlarda uygulanan delik geometri tasarım büyüklükleri ise şöyle özetlenebilir :

Dilim kalınlığı $a = 2.60^{(x)}$ (m)
Delik arası mesafesi $b = K.a = 1.25 \times 2.60 = 3.25$ m
Sıkılama uzunluğu $l_s = a = 2.60$ m
Kademe altı uzunluğu $l_a = 0.33 \times a = 0.85$ m
Patlayıcı madde uzunluğu... $l_p = H + l_a - l_s = 20.25$ m
Bir delik başına $Q_{\text{delik}} = 93$ kg/delik
kullanılan patlayıcı
madde miktarı
(AN-FO) (Fiili değer)
Delik adedi 4 delik/atım

Gerçekleştirilen birbirinden farklı üç atım sonucu, özellikle blok grânülometrisi diğer bir deyişle "patar" yüzdesi, sismik etki, en büyük taş fırlatma mesafesi ve delik arka zonuunun çatlama derinliği gibi parametreler açısından özenle değerlendirilmiştir.

3 atım sonucunda elde edilen kalker yığınlarının ortalama boyut dağılımı,

Maksimum blok boyutu 0.90 m
Minimum blok boyutu 0.10 m
0 - 0.20 m % 60
0.20 - 0.40 m % 15
0.40 - 0.60 m % 10

(x) Patlatma sonucunda blok grânülometrisinin daha iyi olmasını sağlamak amacıyla "dilim kalınlığı hesaplanan $a = 2.67$ m yerine $a = 2.60$ m alınmıştır.

0.60 - 0.80 m % 10
>0.80 m~% 5 'dir.

Taş kırma tesisine rahatlıkla beslenebilen en büyük blok boyutunun 0.80 m dolayında olduğu gözönünde tutulursa ikinci (patar) patlatma yüzdesinin % 5'nin altında kalacağı kestirilebilir. (Nitekim, üretim raporlarında ortalama patar yüzdesi % 3 olarak belirtilmiştir). Deneme atımlarında en büyük blok fırlama mesafesinin 50-55 m mertebesinde olduğu keza gözlenmiştir.

4. SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamı içinde incelenen konulardan çıkartılan başlıca sonuçlar aşağıdaki başlıklar altında toplanabilir :

- "Dilim kalınlığı", açık işletmede patlayıcı madde tasarımının en kritik parametresidir.(Şekil-1) Bu parametrenin doğru seçimi hem (delik + patlatma) maliyetinin optimizasyonu hem de (pismik-blok savrulma) etkilerinin yerinde kontrolü, başka bir deyişle; çevre - üretim yeri emniyetinin temini açısından yaşamsal önem kazanır.

"Dilim kalınlığı"nın belirlenmesine ilişkin literatürde verilen belli başlı amprik kökenli bağıntılar topluca Çizelge-1 ve 2'de açıklanmıştır. Bu çalışmada ise, A.B.D'de 80 adet açık işletmede uygulanmış delik geometrileri değerlendirilmiş ve yapılan istatistiksel analiz sonucunda dilim kalınlığı ve delikler arası mesafe için sırasıyla,

$$a = 0.026 d + 0.41 \quad , \quad m$$

$$b = 0.97 d + 0.25 \quad , \quad m$$

bağıntıları çıkarılmıştır (Şekil-2, Ek-Şekil-1)(d delik çapı (mm))

- "Dilim kalınlığı", delik çapı, birim patlayıcı madde tüketimi, delikler ara mesafesi, kademe yüksekliği, kullanılacak patlayıcı maddenin özellikleri (yoğunluk-detonasyon hızı) gibi parametreleri içeren bir karmaşık bağıntı ile ifade edilebilir (13-14. eşitlikler). Birim patlayıcı madde tüketim büyüklüğü ise büyük ölçüde atım yapılacak formasyonun jeomekanik özellikleriyle ilintilidir. Dilim kalınlığını en belir-

biçimde denetleyen parametreler "delik çapı" ve "birim patlayıcı madde tüketimi" ilintili olarak da formasyonun "çekme direnci"dir. (Çizelge-3). Çekme direncinin belirlenmesi için yapılacak deneylerin daha zahmetli olduğu gözönünde tutularak (çekme-basınç) dirençleri arasında

$$\sigma_c = 0.31 \sigma_b^{0.78} \quad \text{kg/cm}^2$$

çok anlamlı bir regresyon ifadesi ($r = 0.97$) elde edilmiştir. (Ek-Şekil-3)

• Dilim kalınlığının hesabı için kurulan model (13. eşitlik) bir kalker ocağına (Çizelge-5) uygulanmıştır. (3.3. bölümü) Yarı-analitik olarak belirlenen "dilim kalınlığı" nın uygulandığı atımlarda "patar" yüzdesinin % 5'in altında kaldığı ayrıca gözlenmiştir.

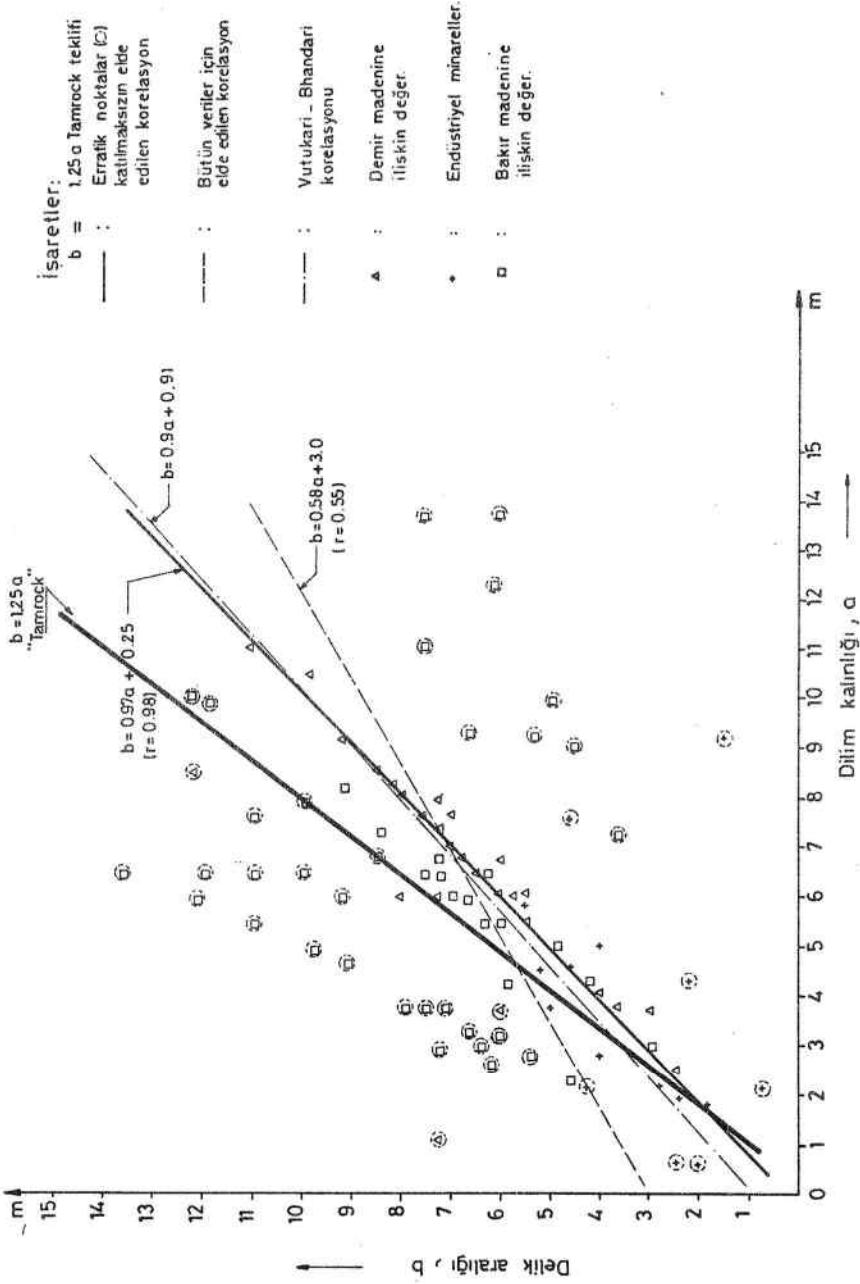
Notasyon Listesi

A	Kayaç özelliğini yansıtan amprik faktör
a	Dilim kalınlığı
a _{max}	Maksimum dilim kalınlığı
b	Delikler arası mesafe
d	Delik çapı
f	Kaya patlatılabilirlik sayısı
K	Faktör, ve " <u>delikler ara mesafesi</u> " oranı
l	Delik uzunluğu
l _a	Kademe altı uzunluğu
l _p	Delikteki patlayıcı madde uzunluğu
l _s	Sıkılama uzunluğu
h, H	Kademe yüksekliği
F _d	Detonasyon basıncı
P _d	Patlama basıncı
V _d	Detonasyon hızı
V _g	Gar hızı
α	Doldurma oranı
β	Delik ekseninin düşeyle yaptığı açı
γ ₁	Patlayıcı maddenin yoğunluğu
γ ₂	Kayacın yoğunluğu
N	Çatlak yoğunluğu (birim mesafedeki çatlak sayısı)
q	Birim patlayıcı madde tüketimi
σ _c	Çekme direnci (Laboratuvar)
σ _c	Dinamik zorlamada çekme direnci
σ _c	Basınç direnci (Laboratuvar)
σ ₀	Etkin sürtünme açısı
σ ₀	Kayma nişsel sürtünme açısı
Δ	Delik delmede hata (sapma) miktarı

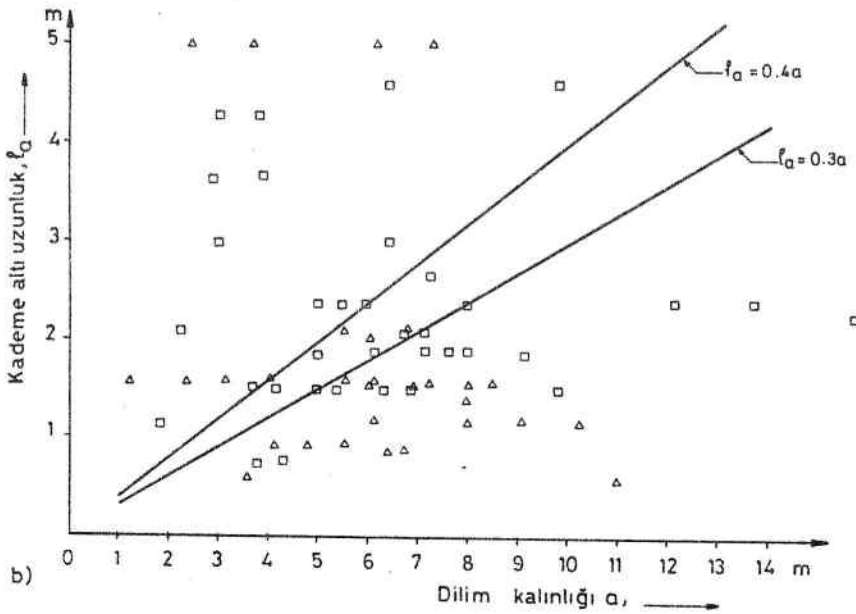
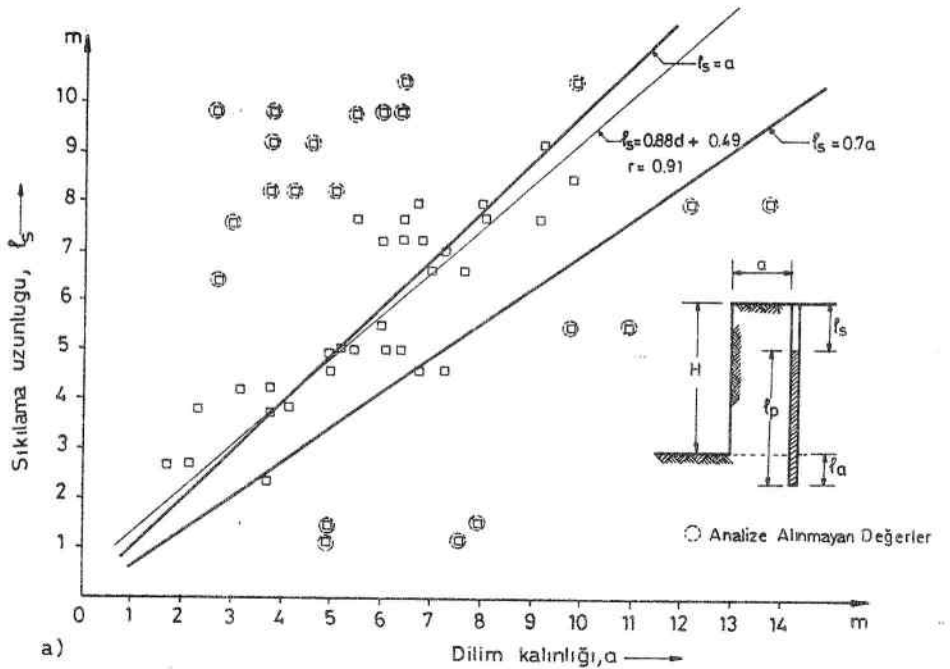
KAYNAKLAR

- AECI Explosive, 1984; "Drilling Accuracy, Explosives Today", Series 2 No:36, AECI Explosives and Chemical Limited.
- AFROUZ, A., HASSANI, F.P., UÇAR, R., 1988; "An Investigation Into Blasting Design For Mining Excavations", Mining Science and Technology, 7, Elsevier Science Publication, Amsterdam, pp 45-62.
- ARIOĞLU, E., 1983a; "Çözümlü Madencilik Problemleri", 1.Basım Birsen Kitabevi, İstanbul.
- ARIOĞLU, E., 1983b; "Jeoloji Mühendisleri İçin Madencilik Bilgisi", İ.T.Ü Maden Fakültesi-İ.T.Ü. Vakfı Yayın No:4, İstanbul.
- ARIOĞLU, E., 1983; "Etibank Uludağ Volfram İşletmesi Üretim Boşluklarının Doldurulmasında Kullanılacak Malzemenin Mühendislik Özellikleri ", TÜBİTAK-Mühendislik Araştırma Grubu Proje No: 579, Ankara.
- ASHBY, J.P., 1982; "Production Blasting And The Development of Open Pit Slopes", Chapter 24, Stability In Surface Mining Volume:3 Ed: C.O. BRAUNER, Society of Mining Engineers , New York, pp 549-570.
- BIENIAWSKI, Z.T., 1974; "Estimating the Strength of Rock Materials", J.S.Afr.Inst.Min.Metall, 74, pp.312-320.
- BİLGİN, H.A., Paşamehmetoğlu, A.G., 1986; "Kavaların Patlatılabilirlikleri ve Delinebilirlikleri Üzerine Bir Çalışma", 1. Ulusal Kaya Mekaniği Sempozyumu, Tük Ulusal Kaya Mekaniği Derneği, Ankara, s.113-125.
- BİLGİN, A., 1986; "Açık İşletmelerde Patlatma Sorunları ve Tasarımı", Seminer Kitabı, TKİ Genel Müdürlüğü, Ankara.
- BORQUEZ, G. 1981; "Estimating Drilling and Blasting Costs-An Analysis And Prediction Model", Engineering-Mining Journal, January, pp 83-89.
- BROADENT, C.D., 1974; "Predictable Blasting With In Situ Seismic Surveys", Mining Engineering, April, SME New York, pp 37-41
- DHIR, R.K., SANGHA, C.M., 1972; "Rock Strength", Colliery Guardian, May, pp 252-256.
- EVERGEN, T., 1978; "Etibant Seydişehir Mortaş Açık İşletmesi Ateşleme Sisteminin Etüdü", Doktora Tezi, İ.T.Ü. Maden Fakültesi, İstanbul.
- EVERGEN, T., 1990; "Açık İşletmelerde Ateşleme Düzenine İlişkin Parametrelerin İncelenmesi", Kaya Mekaniği Bülteni, No:4, Türk Ulusal Kaya Mekaniği Derneği, Ankara, s.55-64.
- GAZANFER, S., 1975; "G.L.İ. Soma Açık İşletmelerinde Delme, Ateşleme, Yükleme ve Taşıma Faaliyetlerine İlişkin Araştırmalar", Türkiye Madencilik Bilimsel ve Teknik Kongresi, Ankara, s.207-250

- HEMPLILL, B.G., 1981; "Blasting Operations", Mc Grawhill Book Company, New York.
- HINO, K., 1959; "Theory and Practice of Blasting", Nippon Kayaku Co. Asa, Japan.
- JOHNSTON, I.W., 1985; "Strenght of Intact Geomechanical Materials", ASCE-Journal of Gestechnical Engineering, Vol 111, No: 6, pp 730-749.
- MARTOS, F., 1973; "Some Rock Mechanical and Blasting Technical Problems Associated With Large Underground Blasting", Acta Geological Akadeemia, Tomas 17, (1-3), Kiado, Budapest, pp 213-219.
- NITRA-NOBEL, "Blasting Technique", Nitro-Nobel, Sweden.
- ÖZDOĞAN, M., 1988; "Kaya Kütlesi Nitelik Değerlendirme Yaklaşımları ve Kayanın Gevşetilmesi İçin Gereken Birim Patlayıcı Yük İle Bağdaşımı", Madencilik, Maden Mühendisleri Odası Yayın Organı, Sayı.2, Cilt XXVII, Ankara, s.5-8.
- PEURIFOY, R.L. and LEDBETTER, W.B., 1985; "Construction Planning Equipment and Methods", 4 Edition, Mc Graw-Hill Book Company, New York.
- PLEIDER, E.P., 1973; "Open-Pit and Strip Mining Systems and Equipment", SME-Mining Engineering Handbook, Section: 17, Vol.2 (Ed. A.B. CUMMINS and I.A.GIVEN), Society of Mining Engineers New York.
- TAMROCK, 1988; "Surface Drilling and Blasting", Tamrock, Finland.
- VUTUKARI, V.S. and BHANDARI, S. 1961; "Some Aspects of Design of Open Pits", Colorado School of Mines, Q.56, Colorada, pp 55-61.
- YÜZER, E., 1977; "Türkiye Yapı Taşlarından Bazılarının Jeomekanik Özellikleri", Profesörlük Takdim Tezi, İ.T.Ü. Maden Fakültesi, İstanbul.

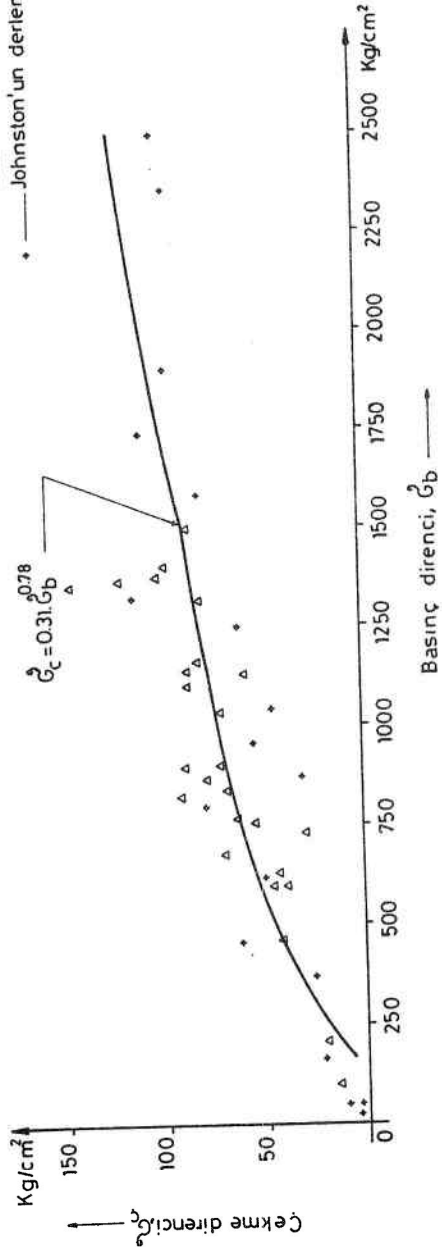


Ek- Şekil-1 (Dilim kalınlığı - Delikler ara mesafesi) Arasındaki çeşitli ilintiler



Ek-Şekil-2 Dilim kalınlığı ile sıklama ve kademe altı uzunlukları arasındaki çeşitli ilintiler.

İşaretler:
 Δ — Aroğlu, Şenyur ve
 Arkadaşları, Yüzer'in
 Dataları.
 * — Johnston'un derlemesi.



Ek - Şekil_3 Basıncı - Çekme direnci arasındaki istatistiksel ilişki.

TOPUK YÜK AKTARIMI VE ÇOK-KATLI ÜRETİM YÖNTEMLERİ
SONUCU OLUŞAN ETKİLEŞİMLERİN İNCELENMESİ

Pillar Load Transfer and Investigation of the Effects
of the Multi-Layer Mining Methods

Bahtiyar ÜNVER (x)

ÖZET

Bu bildiride topuk yük aktarımı ve aynı veya değişik damarlarda çalışmakta olan panolar arası etkileşim konuları incelenmiştir. Değişik pano düzenlerinin ve konumlarının incelenmesi amacıyla Sonlu Elemanlar Yöntemi (FEM) ile basınç analizi yapılmıştır. Nümerik hesaplamalara ek olarak pratik yeraltı ölçümleri üzerinde yapılan istatistiksel analiz sonuçları değerlendirilerek istatistiksel analize uygun bir veri toplama yöntemi önerilmiştir.

ABSTRACT

This paper briefly discusses the effects of interaction on mine workings in longwall mining and presents an application of the Finite Element Modelling Technique for the assessment various interaction problems. The paper also presents a data collection survey program which is suitable for statistical analysis.

(x) Dr. Maden Müh., E.L.İ. Eynez İşletme Müdürlüğü,
Soma - Manisa 45500

1. ÇOK-KATLI ÜRETİM YÖNTEMİ SONUCU OLUŞAN ETKİLEŞİMLER

Yüzeye yakın ve jeolojik şartları iyi olan kömür damarlarının günümüze kadar işletilerek rezervinin azalmış olması nedeniyle daha derinlerde bulunan ve sorunlu kömür damarları önem kazanmıştır. Değişik seviyelerde çalışılan kömür damarları arasında hazırlık ve üretim çalışmalarının sonucu olarak yeni bir dağılım gösteren doğal arazi basınçları nedeniyle basınç etkileşimi meydana gelmektedir. Bu etkileşimler, basınç dağılımının doğru tahmin edilmesi sayesinde planlama aşamasında işletme yararına kullanılabilir.

Genel olarak, çok-katlı çalışmalar sonunda iki çeşit tabaka kontrolü probleminde söz edilebilir:

- 1- Üretimi yapılarak göçertilmiş olan bölümlerde basınç rahatlaması olmaktadır. Göçertilen bölgelerin üzerindeki katlarda duraysızlık problemleri ortaya çıkabilir. Bu durum, alt katlarda yapılacak olan çalışmalarda iyi planlama ile önemli bir avantaj olarak ta kullanılabilir.
- 2- Rahatlamış bölgelerin kenarlarında bulunan topuklar üzerinde konsantre olan basınçlar alt ve üst katlarda topuk ezilmeleri, tavan kontrolü ve/veya taban kabarması gibi önemli tabaka kontrolü problemleri yaratabilir.

2. ÇOK-KATLI ÇALIŞMALARDA TABAKA DAVRANIŞLARI VE TASARIMI ETKİLEYEN FAKTÖRLER

Üretim çalışmaları sırasında çalışılan katın üzerinde ve/veya altında bulunan damarlardaki çalışmaların tabaka hareketlerini doğrudan etkiledikleri bilinmektedir. Üretim yapılan panonun altında veya üstünde bulunan yangın, su bariyeri veya panolar arası topukları basınç aktarımı yoluyla çalışmanın yapıldığı bölgelerde stabilite sorunları yaratabilir, (Whittaker ve Hodgkinson 1971; Dunham ve Stace 1978).

Tabaka davranışları üretim yöntemiyle doğrudan ilgilidir. Genel olarak, üretim faaliyetleri sonucu değişen basınç dağılımının etkisiyle tavan tabakalarındaki kırılmalar iki şekilde meydana gelir.

Göçetmeli uzunayak yöntemiyle çalışılan panolarda göçükte kalan geniş kısımdaki tavan tabakaları göçer ve tabakaların hareketleri yüzeye kadar aşamalı olarak devam ederek tasmanı oluşturur. Oda topuk yönteminde ise topuklar üzerinde yoğunlaşmış olan basınç, topuk yük aktarımı ile tavan ve tabandaki tabakalara aktarılır; kırılmalar sadece topuk kenar çizgisinde oluşabilir, (Stemple 1956; Haycocks ve ekibi 1982).

Tabakalar arası basınç etkileşimi sonucu kırılmalar her zaman meydana gelmeyebilir. Ancak, zayıf tavan ve/veya taban koşullarında belirli noktalarda yoğunlaşmış olan basıncın etkisiyle duraylılık olumsuz olarak etkilenir.

2.1. ÜRETİMİ YAPILMIŞ BÖLGE ÜSTÜ ÇALIŞMALAR

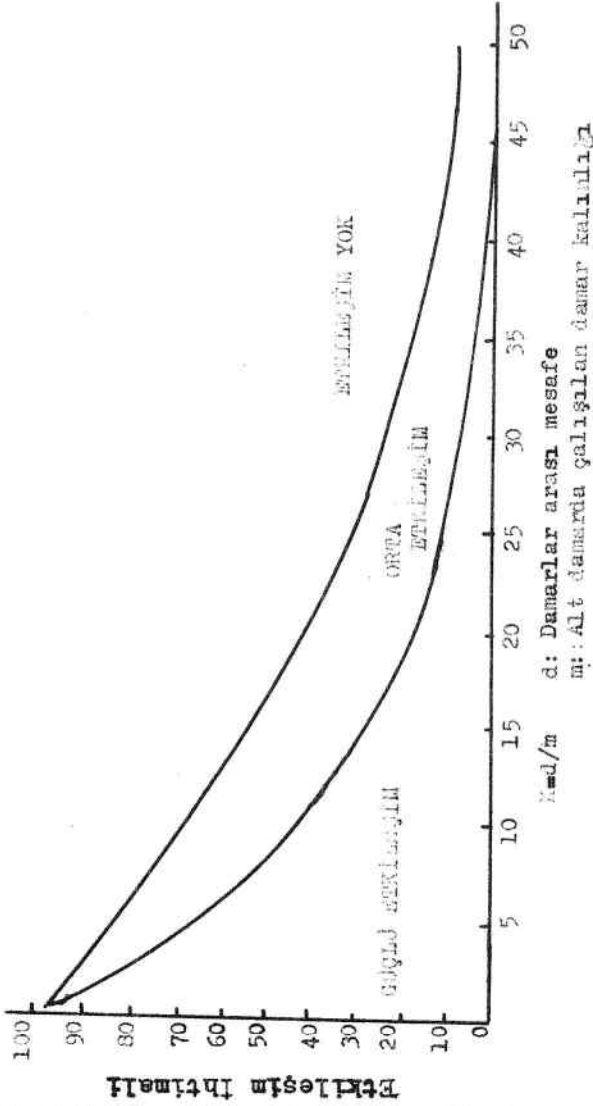
Önceden çalışılarak üretimi yapılmış olan bir kömür damarının üzerindeki başka bir kömür damarında yapılan üretim faaliyetleri oluşan tasman nedeniyle olumsuz şekilde etkilenir. Özellikle, tasman sınır çizgisi boyunca oluşan diyagonal çatlak bölgelerinde çekme ve basma basınçlarının yüksek olması nedeniyle tavan kontrolü oldukça güçleşebilir, (Holland 1951; Stassen ve Van Duyse 1972; Breeds 1976).

Alt kotlardaki kömür damarlarında yapılan üretim sırasında bırakılmış olan bir kömür topuğunun etkisiyle oluşan kırıklı zon, üretilen damar kalınlığı ve tabaka şartlarına bağlı olarak, topuğun bulunduğu kottan 30-90 metre yukarıya kadar devam edebilir, (Stemple 1956).

Alt kotlarda önceden yapılmış olan bir üretim faaliyetinin üst kotlardaki etkisi, üretilen kömür damarının kalınlığına ve damarlar arası mesafeye bağlı olarak Şekil 1'de verilmiştir, (Mining Handbook 1975). Grafikte gösterildiği gibi düşey mesafe artışı ile etkileşim azalmakta ve etkileşim birçok damarlar arası düşey mesafenin alt kottaki kazı yüksekliğine oranının 5'den az olduğu durumlarda meydana gelmektedir.

2.2. ÜRETİMİ YAPILMIŞ BÖLGE ALTI ÇALIŞMALAR

Üretimi yapılmış olan bir bölge altında çalışmanın sorunları



Şekil 1. Önceden çalışılmış alt damar dolayısıyla üst damardaki çalışmalarda etkileşim ihtimali.

da üretilmiş bölge üstü çalışmaları sorunlarına benzer, ancak, etkileşim karşılaştırmalı olarak daha azdır. En önemli değişikliklerden birisi de derinlere inildikçe arazi basıncının artması ile alt kottaki çalışmalarda daha yüksek basınçlar ile karşılaşılmasıdır. Üretimi yapılmış bir bölge altında yapılan çalışmalarda etkileşim iki şekilde meydana gelir:

- i) Üst kotlarda bırakılmış olan topukların sayesinde oluşan yük transferi tahkimat problemleri yaratabilecek yüksek basınç zonları oluşturur, (Spedding 1976).
- ii) Önceden üretimi yapılmış bir bölge altında çalışmak aynı zamanda avantajlı da olabilir. Alt kotlardaki hazırlık çalışmalarının iyi bir planlama ile üst kotlardaki yük transferi olmayan göçertilmiş bölge altlarında yapılması sayesinde daha iyi çalışma koşulları yaratılmış olur.

2.3. DEĞİŞİK KATLARDA AYNI ANDA SÜRDÜRÜLEN ÜRETİM FAALİYETLERİ

Simultane-çok-katlı yöntemde damarlardan birisi diğerinden biraz daha önce çalışılarak üretimi yapılmış bölge altı veya üretimi yapılmış bölge üstü durumlarından birisi yaratılır. Simultane-çok-katlı üretim yöntemini diğerlerinden ayıran en önemli değişiklik çalışmalar arasında geçen sürenin çok kısa oluşudur.

Alttaki damarın üretiminin önce yapılması üstteki çalışmalar sırasında çok ciddi stabilite sorunları yaratabilir. Buna karşılık önce üstteki damarın çalışılması durumunda alt damardaki çalışmalar için daha iyi şartlar yaratılmış olur.

Damar ve damarlar arası kayaçların mekanik özelliklerine göre etkileşimin farklı olabilmesine rağmen, geçmişte edinilen tecrübelerle göre damarlar arası mesafenin 55 metreden az olduğu durumlarda simultane-çok-katlı üretim yöntemi verimli ve ekonomik bir işletmenin sağlanabilmesinin güçlüğü açısından uygun görülmemiştir, (Dunn 1982). Üst kotlarda göçen tabakaların etkisini en aza indirmek ve alttaki ayağın yukarıdaki ayağın çalışmasını etkilememesini sağlamak için ayaklar arası kritik yatay mesafenin seçimi çok önemlidir. Çalışmalar arası yatay mesafenin doğru olarak belirlenebilmesi için göçme açısının (caving

angle) bilinmesi gereklidir, (Jeremic 1982). Göçme açısının değeri sağlam tavan koşullarında 75° , yumuşak marn için 55° ve tavanın kil veya yumuşak kumtaşı olması durumunda 35° veya daha azdır.

3. ÇOK-KATLI ÜRETİM YÖNTEMLERİ

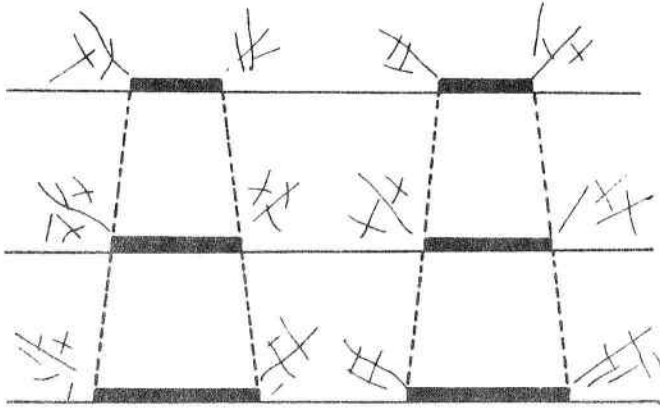
Üretim çalışmaları sırasında bırakılan topukların konsantre yük taşımaları göz önünde bulundurularak, uzun süre ekonomik ve sağlam olarak tutulması gereken taban yollarının topukların altına gelmemesine dikkat edilmelidir. Prensipte olarak, genişleyen ve zig-zag topuk olmak üzere iki çeşit üretim yönteminden söz edilebilir.

Genişleyen topuk yönteminde taban yolları rahatlamış bölgelerde açılmışlardır. Ancak, kömür damarı topuk ezilmesini önleyecek kadar sağlam olmalıdır. Aksi halde, ezilen topuk nedeniyle stabilize sorunları meydana gelebilir. Genişleyen topuk yöntemi rezerv kaybının yüksek olması nedeniyle ekonomik olmayabilir.

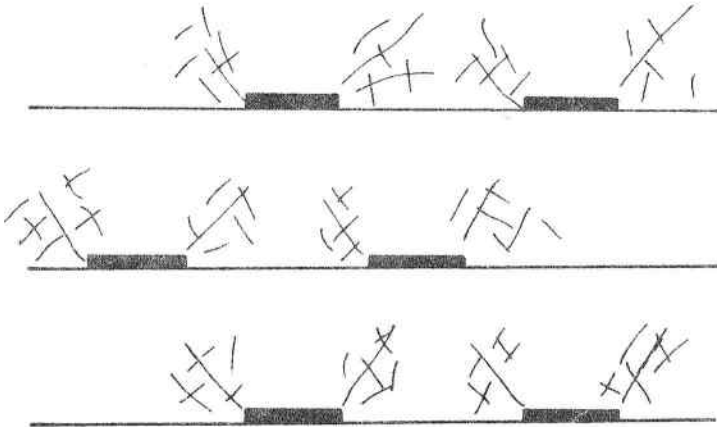
Zig-zag topuk yöntemi sayesinde Şekil 2'de görüldüğü gibi optimum ayak uzunlukları sağlanabilir. Bununla birlikte, yüksek basınç konsantrasyonu meydana gelen topuklar nedeniyle önemli tabaka kontrolü problemleri çıkabilir. Zig-zag topuk yönteminin uygulanması sırasında çıkabilecek sorunlar aşağıda sıralanmıştır:

- Ayağın topuk kenar çizgisi bölgesinde oluşan konverjans,
- Kırık ve gevşek tavan nedeniyle yürüyen tahkimatın aynaya ilerletilmesi zorluğu,
- Ayna kömürü duraysızlığı,
- Ayak tavanında boşalmalar,
- Ayağın topuk çizgisine yakın kısımlarında oluşan taban kabarması nedeniyle ayna konveyörünün (AFC) ilerletilmesi güçlüğü.

Çok-katlı üretim yöntemlerini sadece tabaka kontrolü açısından değerlendirmek doğru değildir; teknik ve ekonomik şartlar da göz önünde bulundurularak en uygun ve avantajlı olan yöntem seçilmelidir.



a) Genişleyen Topuk Yöntemi,



b) Zig-zag Topuk Yöntemi,

Şekil 2. Çok-katlı Üretim Yöntemleri, (King ve Whittaker 1970).

4.ÇOK-KATLI ÜRETİM YÖNTEMİNDE OLUŞAN ETKİLEŞİMLERİN NÜMERİK OLARAK İNCELENMESİ

Çok-katlı üretim faaliyetlerinin sürdürüldüğü işletmelerde basınç etkileşimi konusunun nümerik olarak bilgisayar yardımıyla incelenebilmesi için Sonlu Elemanlar Yöntemi (Finite Element Method) kullanılmıştır.

Sonlu Elemanlar Yöntemi, geometrik şekilli ayrı ayrı elemanların nod (node) adı verilen köşelerden birbirlerine bağlı olmaları ile oluşan bir ağ yapı üzerinde yapılan basınç ve deformasyon hesaplamaları temeli üzerine dayanır, (Desai ve Abel 1972; Zienkiewicz 1977). Altı nodlu üçgen element kullanımını optimum bilgisayar işlem süresi, bilgi saklama ve basınç değerlerinin hassasiyeti açısından avantajlı olmuştur.

Sonlu Elemanlar Yöntemi kullanılarak basınç dağılımları beş değişik durum için ayrı ayrı bulunarak incelenmiştir. Çalışma derinliği olarak İngiltere kömür ocakları şartlarına göre ortalama bir değer olan 500 metre ve damarlar arası mesafe 20 metre olarak alınmıştır. Tablo 1'de modellerde kullanılan genel tasarım parametreleri verilmiştir.

Bu çalışmada özellikle topuk yük aktarımı ve göçük-altı bölgelerindeki rahatlamaların etkileri incelenmiştir. Bu analiz için PAFEC firması tarafından sunulan ve değişik jeolojik ve madencilik simulasyonuna olanak veren oldukça güçlü bir paket program kullanılmıştır. Sözü edilen paket programın yerçekimsel yükleme (gravitational loading) modülü sayesinde, yeraltındaki basınç dağılımını temsil edebilecek bir basınç dağılımı oluşturulmuştur. Yerçekimsel yükleme modülü ile düşey basınçlar hesaplanırken aynı zamanda düşey basınç değerlerinin 0.6 kadarı olmak üzere yan basınç değerleride otomatik olarak hesaplanmıştır.

4.1. SONLU ELEMANLAR MODELLERİ VE ANALİZ SONUÇLARI

4.1.1. MODEL I

Model 1'de göçük bölgeleri altında açılmış olan taban yollarında ve göçertilmiş bir bölge üzerinde kalan topuk üzerinde

Tablo 1. Modeller için kullanılan genel tasarım parametreleri.

Derinlik	- 500 metre
Damar Kalınlığı	- 2 metre
Yatay Basınç	- 0.6 x Düşey Basınç
Üçeksenli Basınç Faktörü	- 4

Tavan : Silttaşı

Tek eksenli basınç dayanımı	: 50 MPa
Young's Modülüsü	: 40 GPa
Poisson Oranı	: 0.25
Q Sistemine göre sınıflandırması	: Orta

Kömür :

Tek eksenli basınç dayanımı	: 28 MPa
Young's Modülüsü	: 25 GPa
Poisson Oranı	: 0.30
Q Sistemine göre sınıflandırması	: Zayıf

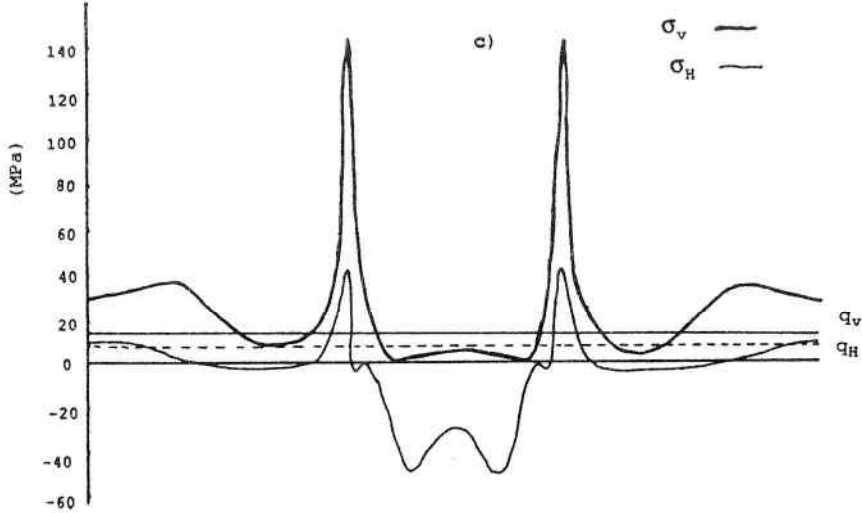
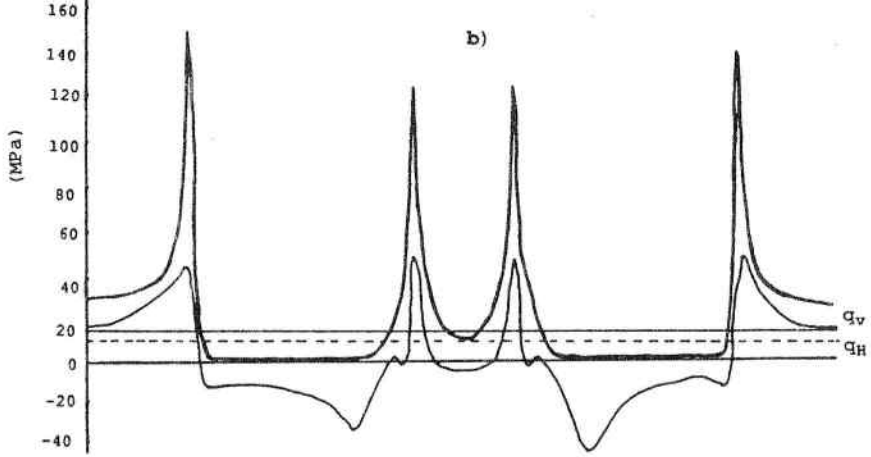
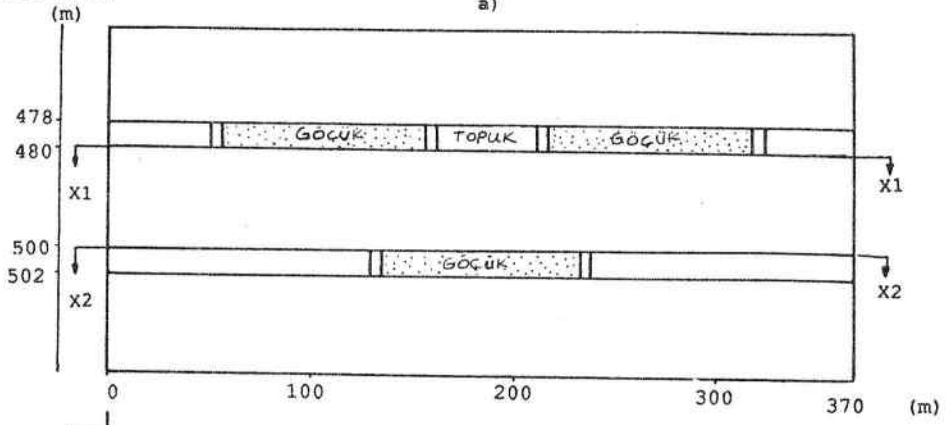
Taban : Kil

Tek eksenli basınç dayanımı	: 25 MPa
Young's Modülüsü	: 15 GPa
Poisson Oranı	: >0.30
Q Sistemine göre sınıflandırması	: Çok Zayıf

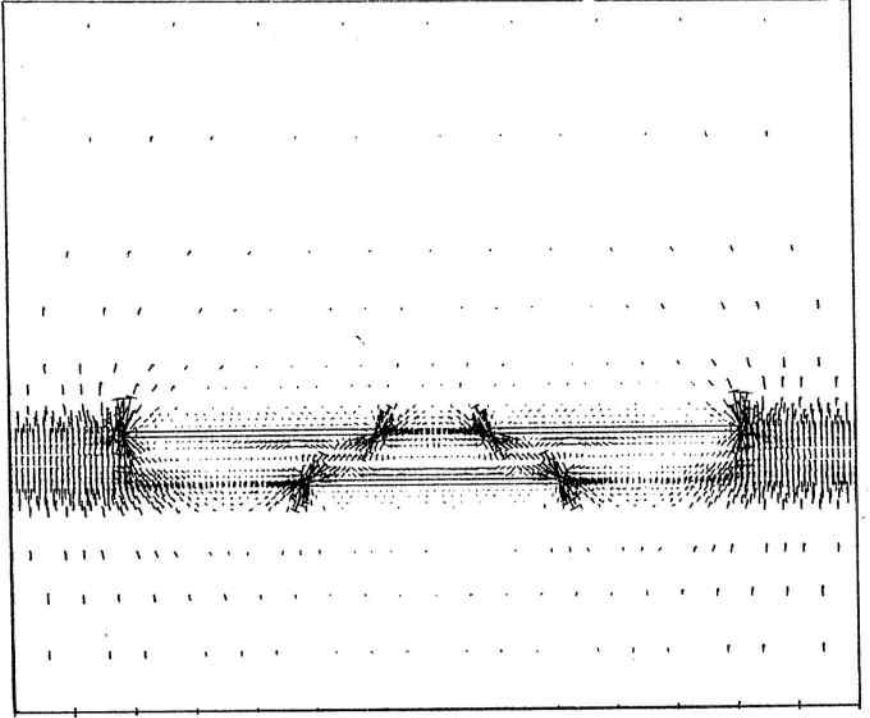
oluşan basınç dağılımı analizinin yapılması amaçlanmıştır.

Model I'in konstrüksiyonu ve X1-X1 ve X2-X2 kesitleri boyunca düşey ve yatay basınç değerleri Şekil 3'de verilmiştir. Basınç dağılımındaki dramatik değişiklik her iki kömür damarındaki çalışmalar sonucunda oluşan etkileşimi göstermektedir. Şekil 3(b)'de X1-X1 kesiti boyunca oluşan düşey ve yatay basınç değerleri verilmiştir. Göçük üzerinde bırakılan 50 metre genişliğindeki topuk üzerinde oluşan basınç değerleri göçük bölgesinde oluşan basınç rahatlaması sonucunda arazi basıncından daha küçük bir değere erişebilmektedir. Alt ve üst damarlardaki göçük bölgelerinin düşey hizasında gerilme basınçları oldukça yüksek değerlere erişmektedir. Şekil 3(c)'de X2-X2 kesiti boyunca oluşan düşey ve yatay basınç değerleri verilmiştir.

Derinlik



Şekil 3. a) Model I'in Geometrik Görünüşü,
b) X1-X1 Kesiti Boyunca Düşey ve Yatay Basınç Değerleri,
c) X2-X2 Kesiti Boyunca Düşey ve Yatay Basınç Değerleri.



Şekil 4. Sonlu Elemanlar Yöntemi ile Bulunan Basınç Vektörleri.

Üst damarda açılan taban yolları belirgin bir basınç dağılımına neden olmaktadır. Alt damardaki basınç değeri üst damardaki taban yolu nedeniyle 40 MPa'a kadar yükselmektedir. Göçük altında kalan bölgede basınç değeri arazi basıncı dolaylarında meydana gelmektedir.

Şekil 4'de Model I'in analizi sonucu bulunan basınç vektörleri görülmektedir. Göçük bölgesi altında bulunan bir topuk üzerinde oluşan basınç rahatlaması açıkça gözlenebilmektedir.

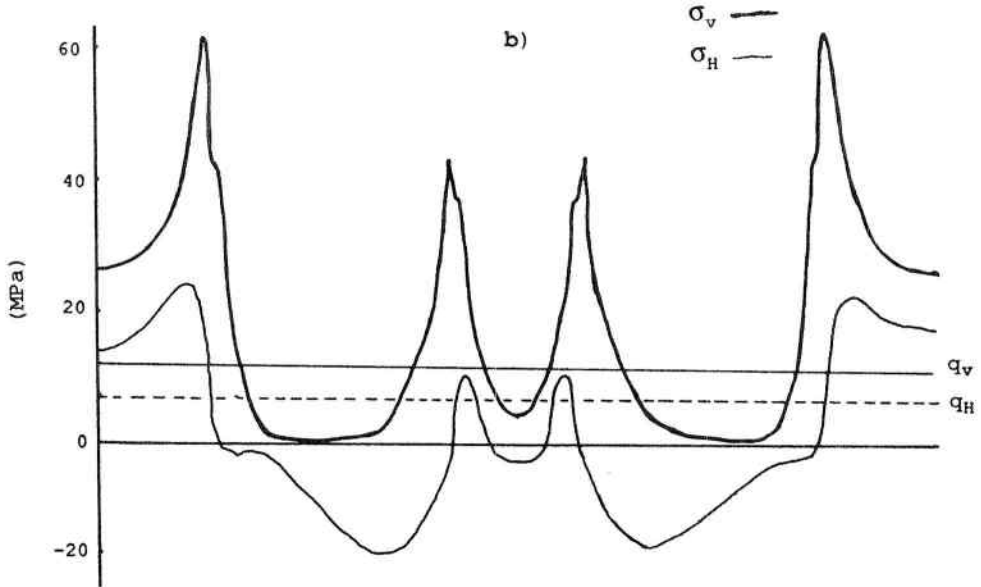
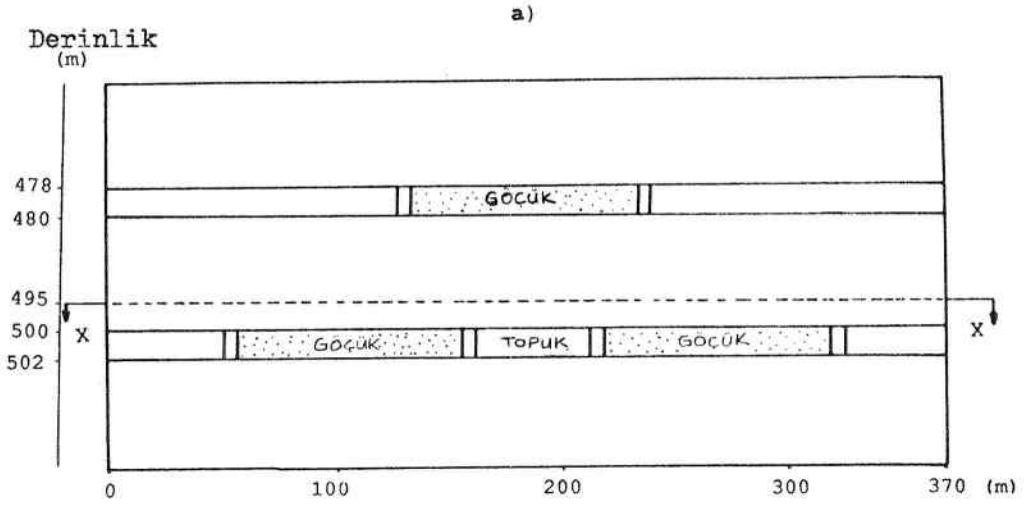
4.1.2. MODEL II

Model I'de incelenen durum üst ve alt damarlardaki şartlar yer değiştirilerek Model II'de tekrar incelenmiştir. Topuklar üzerinde oluşan basınçlarda önemli bir değişiklik gözlenmemiştir. Şekil 5 Model II'de incelenen durumun geometrik görüntüsünü ve alt damarın 5 metre üzerinde oluşan düşey ve yatay basınç değerlerini göstermektedir. Düşey basınç değeri alt damardaki kenar topuk köşesinde 60 MPa ve orta topuk kenarlarında 40 MPa olarak bulunmuştur. Ancak, alt damardaki orta topuk merkezinde düşey basınç değeri arazi basıncından daha düşük bir değer olarak bulunmuştur. Bu durum topuğun rahatlamış bir bölge olan göçük altında bırakılmış olması ile açıklanabilir.

Yatay basınç değerleri kenar topuk köşesinde ve orta topukta bakir arazi basıncının 2.5 katına erişmiştir. Ancak, göçük üzerinde yatay basınç değerleri gerilme basıncı anlamına gelen negatif değerler olarak dikkat çekmektedir.

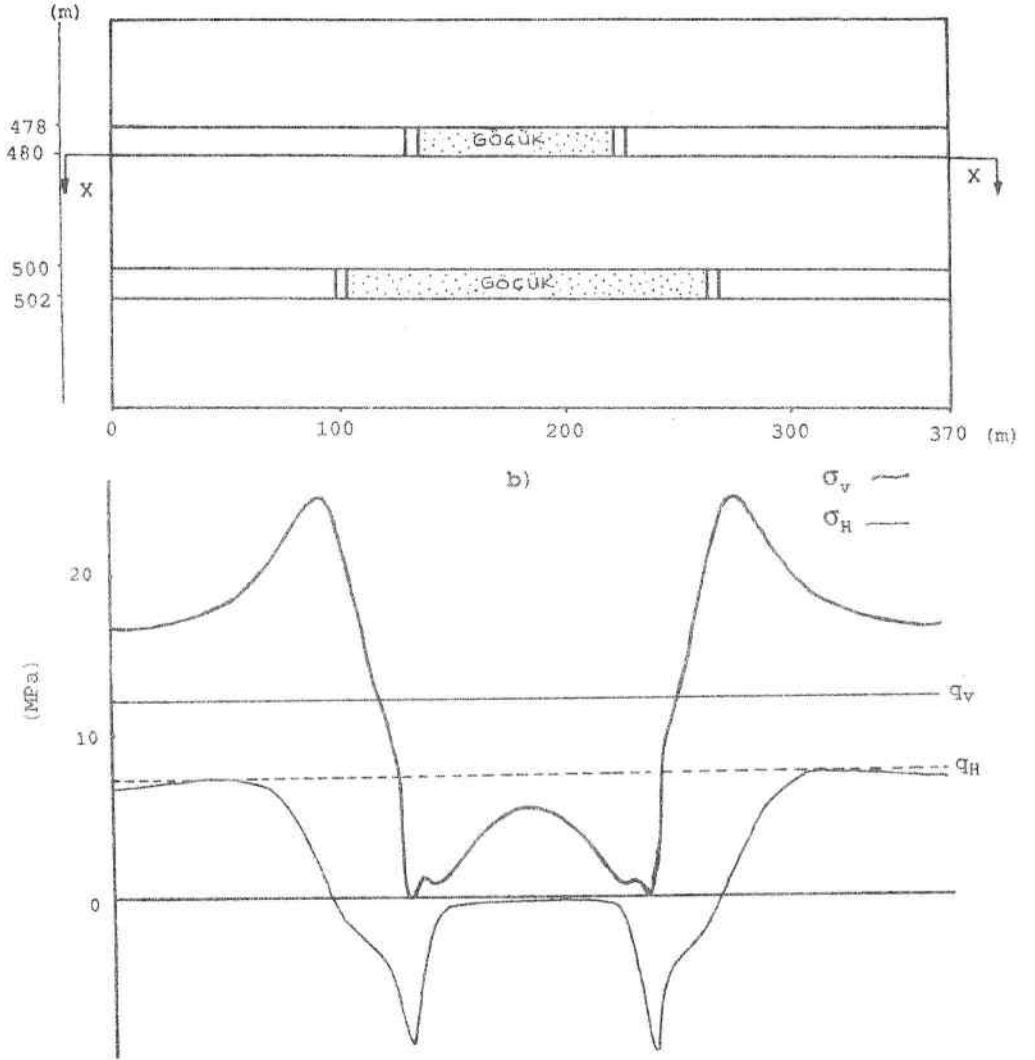
4.1.3. MODEL III VE MODEL IV

Model III ve Model IV değişik geometrik çalışma şekillerinde etkileşim konusunun daha yakından incelenebilmesi amacıyla yapılmıştır. Şekil 6 Model III'ün yapısını ve X-X eksenini boyunca alınan kesit üzerinde oluşan basınç dağılımını göstermektedir. Model III'de incelenen durum damarlardaki çalışmaların yerleri değiştirilerek Şekil 7 de görüldüğü gibi Model IV olarak incelenmiştir.



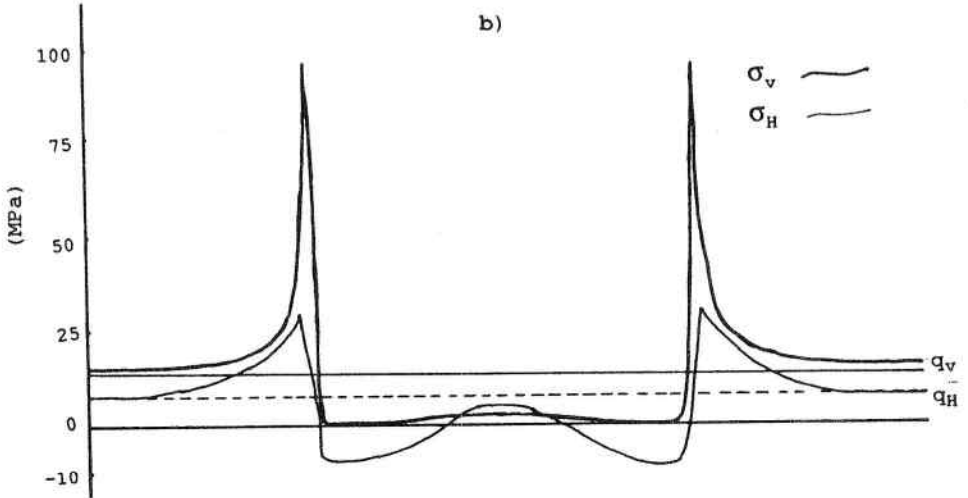
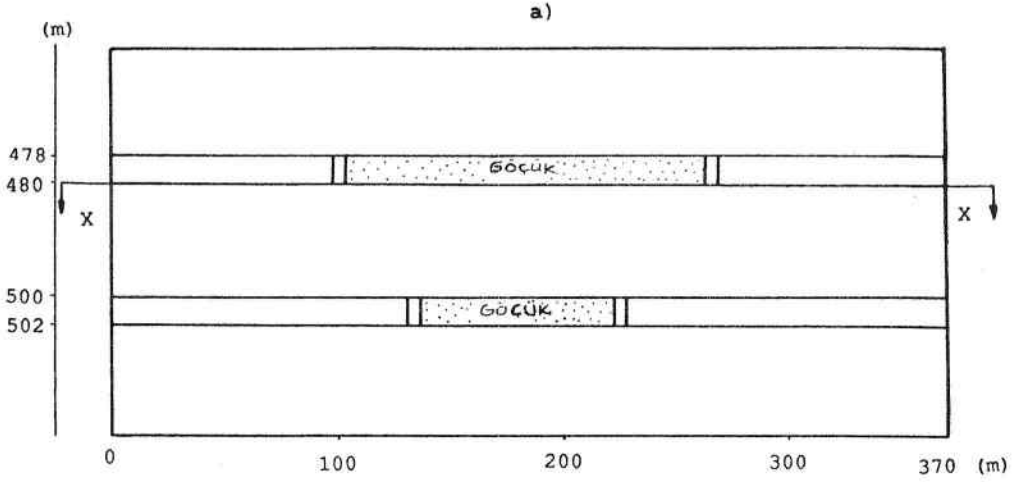
Şekil 5. a) Model II'nin Geometrik Görünüşü,
b) X-X Kesiti Boyunca Düşey ve Yatay Basınç Değerleri.

Derinlik



Şekil 6. a) Model III'ün Geometrik Görünüşü,
b) X-X Kesiti Boyunca Düşey ve Yatay Basınç Değerleri.

Derinlik



Şekil 7. a) Model IV'ün Geometrik Görünüşü,
b) X-X Kesiti Boyunca Düşey ve Yatay Basınç Değerleri.

Model III ve Model IV için aynı kesit boyunca incelenen basınç değerleri arasında çok önemli değişiklikler gözlenmiştir. Bu değişiklik her iki damardaki geometrik konfigürasyonun incelenmesi ile kolaylıkla yorumlanabilir. Model III'de X-X eksenini üzerinde bulunan taban yolları rahatlamış bir bölge olan göçük üzerinde açılmışlardır. Model IV'deki taban yollarının durumu ise oldukça farklıdır; taban yolları sağlam ve yük aktarımının olduğu bir bölge olan topuk üzerinde açılmış olduklarından yüksek basınçlara maruz kalmışlardır.

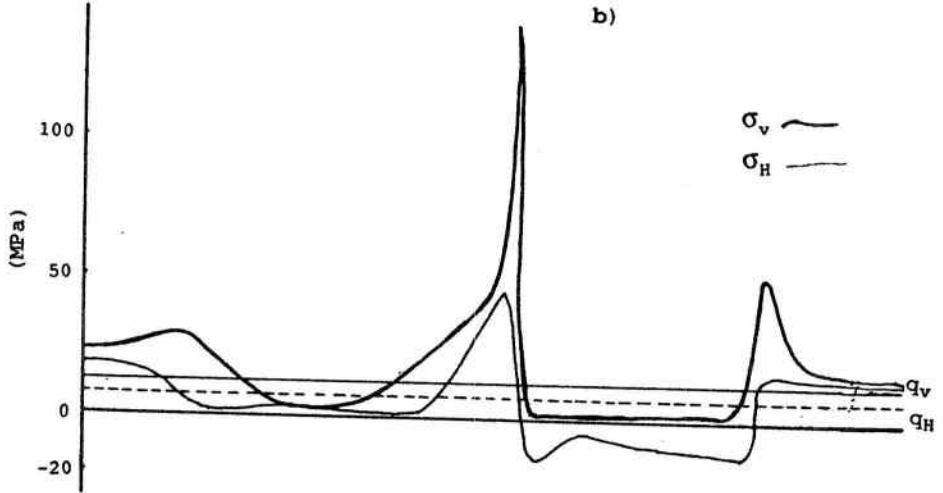
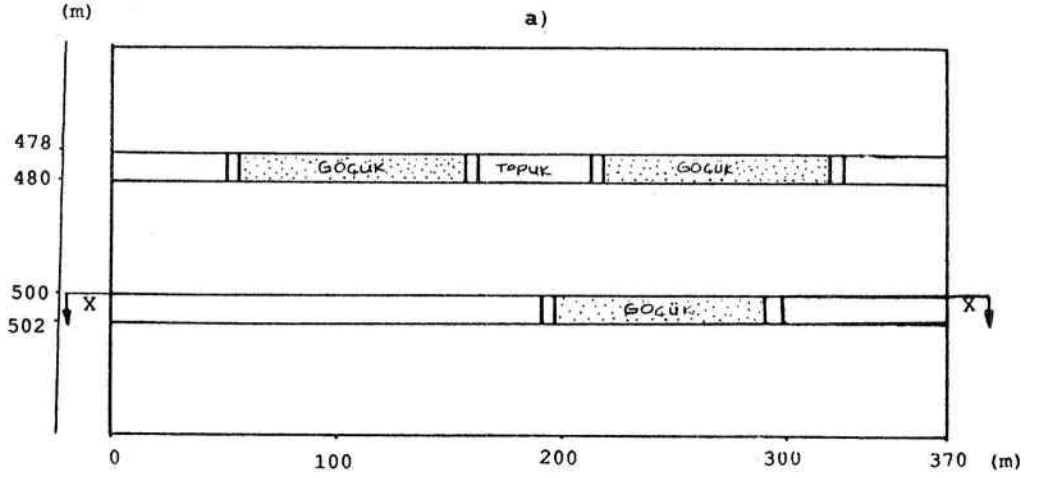
4.1.4. MODEL V

Model V'de incelenen uzunayak ve topukların her iki damarda da yerleşimleri ve X-X eksenini boyunca alınan kesit üzerinde oluşan düşey ve yatay basınç değerleri Şekil 8'de verilmiştir. Model V'de, basınç aktarımı olan bir topuk altında ve basınç rahatlaması olan göçük altında aynı damar üzerinde açılmış olan iki ayrı taban yolunda oluşan değişik basınç dağılımlarının incelenmesi amaçlanmıştır. Şekil 8(b)'de topuk yük aktarımı ve rahatlamış bölgelerdeki basınç dağılımları farkı çok-katlı işletmelerde değişik durumlarda oluşabilecek basınç etkileşimleri konusunda olumlu fikirler vermektedir. Her iki damardaki topukların üst üste geldiği bölgeler konsantre basınç dolayısıyla oldukça kritik bölgeler olarak gözlenmiştir. Üst damardaki taban yolu, alt damardaki yan topuk üzerindeki basınç dağılımını etkileyerek artmasına neden olmuştur.

5. SONUÇ

Topuk yük transferi sonucu oluşan etkileşimlerin tam olarak tahmin edilebilmeleri, etkileşim mekanizmasının henüz bütünüyle anlaşılmamış olması nedeniyle oldukça zordur. Bundan dolayı, laboratuvar araştırmaları ve nümerik çalışmalarla etkileşim mekanizmasının anlaşılması, problem bölgelerinin önceden tahmin edilmesi açısından çok yararlıdır. Literatürde gerçek ölçüm değerlerine dayalı olan istatistiksel araştırmalar sonuçlarına göre yük aktarımına olanak veren topukların ve

Derinlik



Şekil 8. a) Model V'in Geometrik Görünüşü,
b) X-X Kesiti Boyunca Düşey ve Yatay Basınç Değerleri.

domuzdamı sıralarının aynı düşey doğrultuda oldukları durumlarda stabilite sorunları ile karşılaşmıştır, (Webster 1983; Peng ve Chandra 1980; Haycocks ve Karmis 1984; Grenoble, Haycocks ve Wu 1985; Grenoble ve Haycocks 1985; Hasler 1951 ; Wu ve Haycocks 1986; Dunham ve Stace 1978).

Çok-katlı üretim yönteminde etkileşimi etkileyen faktörler Tablo 2'de sunulmuştur.

Tablo 2. Etkileşimi (interaction) Etkileyen Faktörler.

Sabit Faktörler:

- i) Derinlik (x)
- ii) Damarlar arası mesafe (x)
- iii) Damarlar arası kayaç mekanik özellikleri (x)
- iv) Basınç
- v) Damar kalınlığı
- vi) Kömür damarı mekanik özellikleri

İşletme Faktörleri:

- i) Kazı yüksekliği
- ii) Boyutlar ve işletme geometrisi
- iii) Üretim Yöntemi
- iv) Alt ve üst damardaki taban yollarının birbirlerine göre konumları

Birleşik Faktörler:

- i) Üst damardaki çalışmaların geometrisi
 - ii) Çalışmalar arası geçen süre
-

(x) Bu faktörler etkileşim açısından en kritik olanıdır.

İstatiksel analize uygun bir veri toplama yöntemi Tablo 2'de verilen parametreleri içermelidir. Çalışma geometrilerinin de plana sürekli işlenerek tutulmaları gereklidir.

Bu bildiride sunulan Sonlu Elemanlar Yöntemi ile incelenen değişik modellerdeki basınç analizleri sonuçları nicelik olmaksızın çok nitelik olarak değerlendirilmelidir. Modellerdeki basınç dağılımları etkileşimin mekanizması hakkında çok yararlı ip uçları vermektedir.

Bir planlama mühendisinin, ekonomik sınırlandırmalar ve kömür rezervi şartları nedeniyle işletme yöntemi ve çalışmaların sırasının seçimi üzerinde kontrolü azdır. Alttaki damarın daha önce işletilmesinin zorunlu olduğu bölgelerde, üst damar çalışılırken düşük üretim ve tahkimat maliyetinin yüksek oluşu gibi sorunların çıkması muhtemeldir. Çalışmaların planlanması sırasında etkileşim konusunun da göz önünde bulundurulması ile kaynak israfı en aza indirilerek daha verimli bir çalışma ortamı yaratılmış olur.

KAYNAKLAR

- Dunham R.K. ve Stace R.L. 1978, "The Interaction Problems in Multi-Seam Mining" Proc. 19th Symposium on Rock Mechanics Vol. 1, pp. 174-179.
- Grenoble A. ve Haycocks G. 1985, "Design Factors in Near Seam Mining" Proc. of 5th Conference on Ground Control in Mining July, pp. 166-177.
- Grenoble A., Haycocks G. ve Wu W. 1985, "Computerised Evaluation of Near Seam Interaction" Proc. 2nd Ann. Conf. on Application of Computers to the Coal Industry, Tuscaloosa Alabama, 1985, pp. 317-322.
- Jeremic M.L. 1985, "Strata Mechanics in Coal Mining" A.A. Balkema, pp. 139-173
- King H.J. ve Whittaker B.N. 1970, "A Review of Current Knowledge on Roadway Behaviour, Especially the Problems on Which Further Information is Required" Proc. of Sym. on Roadway Strata Control, University of Nottingham, IMinE, Paper No 6, pp. 73-90.
- Mining Handbook (Poradnik Gornika), 1975, Vol 13, Katowice, Poland.
- Peng S.S. ve Chandra U. 1980, "Getting the Most From Multiple Seam Reserves" Coal Mining and Processing, November, pp. 78-84.

- Hasler H.H. 1951, "Simultaneous vs. Consecutive Workings of Coal Beds" Trans. , AIME, Vol 190.
- Spedding M. 1976, "Multiple Seam Mining" 17th US Symp. on Rock Mech., pp 1B4-1B-1B4-6.
- Stace L.R. 1955 "A Study on Interaction Problems in Roadway Associated with Longwall Coal Mining" Ph.D Thesis.
- Stassen P. ve Van Duyse H. 1972, "Harmfull Influence of Faces on the Roadways in a Colliery Layout and Methods of Reducing Them" 5th Int. Strata Cont. Conf. London pp 1-8.
- Stemple D.T. 1956 "A Study of Problems Encountered in Multiple Seam Coal Mining in the Eastern United States" Bull. Virginia Inst. Tech., Vol 49, No 5 March, Eng. Expt. St. Series No 107, 64 pages.
- Whittaker B.N. ve Hodgkinson D.R. 1971 "The Influence of Size on Gate Roadway Stability" Mining Eng. , January, pp 203-213
- Webster S. 1983 "Interaction Effects Due to Subsidence in Multiple Seam Mining" M.S. Thesis, VIS, USA.
- Webster S., Haycocks C. ve Karmis M. 1984 "Subsidence Interaction Effects in Multi Seam Mining" Proc. 2nd Int. Conf. on Stability in Underground Mining, August, pp. 589-604.
- Wu Wei ve Haycocks C. 1986 "A Statistical Analysis of Interaction Problems in Close Proximity Multi Seam Mines" Rock Mechanics: Key to Energy Production 27th US Symp. on Rock Mechanics, pp. 317-323.
- Zienkiewicz O.C. 1977 "The Finite Element Method" 3rd Edition Mc Graw-Hill Book company, London.

YERALTI MADEN OCAKLARINDA
TOPUK DIZAYNI İÇİN YENİ BİR YAKLAŞIM

An Approach to Pillar Design in Underground Mines

Necdet TÜRK (x)

ÖZET

Kayaçların laboratuvar ve In Situ tek eksenli basma dayanımı (σ) ile elastisite modülü (E) ve Poisson oranı (ν) değerleri arasındaki ilişki ortaya konulmuştur. Kayaçların (σ) değerlerinin (E/ν) oranına karşın log-log ölçekte grafiği çizildiğinde, (σ) değerinin numunenin boyutu ile ters orantılı olarak değiştiği, fakat (E/ν) oranının ise sabit bir değerde kaldığı gözlenmiştir. Ayrıca, deney noktasıyla grafiğin orijinini birleştiren doğrunun eğimi kayaçların yanıl birim deformasyonunu (ϵ_2) vermektedir.

Kayaçların dayanım ve deformasyonunu etkileyen faktörlerin onların, (σ)-(E/ν) ilişkisini ne şekilde etkilediği belirtilmiş ve (σ)-(E/ν) ilişkisinin yeraltı maden ocaklarında topuk dizaynı için kullanımı önerilmiştir.

ABSTRACT

The relation between the uniaxial compressive strength (σ) and the elasticity modulus (E) and Poisson's ratio (ν) of rocks, tested in the laboratory and In Situ is

(x) Doç.Dr. Jeoloji Müh.Böl., D.E.Ü.- Müh.Mim.Fak., İZMİR

established. The plot of (σ) against the (E/v) ratio of rocks on log-log scale, has shown that although (σ) varies with the specimen size, the (E/v) ratio is found to be remaining constant. Additionally, the slope of the line joining the test results with the origin gives the horizontal strain (ϵ_2) at failure of rocks.

It is shown how the factors affecting the strength and deformation properties of the rocks, influence the (σ) -(E/v) relation and the use of (σ) -(E/v) relation for the design of underground mine pillars is proposed.

1. GİRİŞ

Yeraltı maden işletmelerinde veya kazılarında koruyucu topukların dizaynları, ampirik olarak geliştirilmiş eşitlikler yardımıyla yapılmaktadır. Bu eşitlikler, genelde, kayaçların tek eksenli basma dayanımı, topuğa gelecek yük ve topuğun geometrisi ile ilgili parametreleri içermekte olup, deformasyonu ile ilgili parametreleri içermemektedir. Bieniawski (1987) ve Hustrulid (1976) çeşitli araştırmacılar tarafından topuk dizaynı için önerilmiş bulunan yöntemlerin derlemesini vermekte ve bu yöntemlerin değerlendirilmelerini yapmaktadırlar.

Topuk dizaynları, ideal olarak, arazide yapılan büyük boyutlu "In Situ" deneylerden elde edilen parametreler ışığında yapılmalıdır. Kayaçların, In Situ deneylerinin yapımı oldukça güç ve pahalı olmaktadır. Bu durum, laboratuvarında yapılan deney sonuçlarından yararlanılarak, topuk dizaynının yapımını zorunlu kılmaktadır.

Topuk dizaynı açısından, kayaçların dayanım ve deformasyon özelliklerini etkileyen en önemli faktör, deney numunelerinin boyutudur. Genel olarak, kayaç numunesinin boyutu küçüldükçe, dayanımları artmakta, deformasyon parametrelerinin değerleri ise azalmaktadır. Şekil 1'de farklı

boyuttaki demir cevheri, diyorit ve kömür türü kayaçların dayanımlarının numunenin boyutu ile değişimi gösterilmiştir. Ayrıca, bu şekilden, kayaç numunelerinin boyutu büyüdükçe, dayanımlarının sabit bir değere erişmekte olduğu ve arazi boyutundaki numunelerin dayanımlarının laboratuvarda elde olunan tek eksenli basma dayanımlarının 1/4-1/5 oranında oldukları gözlenmiştir.

Kayaçların deformasyon parametreleri de deney numunelerinin boyutuna bağlı olarak farklılıklar göstermektedir. Genelde, kayaçların arazide ölçülen elastisite modülü ve Poisson oranı değerleri, aynı kayaçlar üzerinde laboratuvarda ölçülen değerlerden daha küçüktür (Lama ve Vutukuri 1978). Arazi ve laboratuvar deney sonuçları arasında gözlenen bu farklılıklar, numunelerin boyutları arttıkça içerdikleri süreksizliklerin artması, anizotropi ve ayrışma derecesinin daha etkin olmasındandır.

Bu yayında, andezit, granit ve kömür gibi bazı kayaçların laboratuvar ve In Situ deneylerinden elde olunan dayanım ve deformasyon parametrelerinin ilişkileri, kayaçların tek eksenli basma dayanımı değerlerini (σ), onların elastisite modülü / Poisson oranı (E/ν) değerlerine karşın grafikleri çizilerek araştırılmıştır. Çeşitli faktörlerin, kayaçların (σ)-(E/ν) ilişkisini nasıl etkiledikleri belirtilmiş ve bu ilişkinin yeraltı maden ocaklarında topuk dizaynı için kullanımı önerilmiştir.

2. ÖNERİLEN YÖNTEM

Kayaçların dayanım ve deformasyonları, içerdikleri süreksizlikler, su içeriği, anizotropi, ayrışma durumu ve dane boyutu gibi material özellikleri ile etkilenmektedir. Laboratuvarda yapılan deneylerde, kayaçların materyal özelliklerinin kontrolü bir dereceye kadar mümkün olmasına karşın, In Situ deneylerinin yapımında bu pek mümkün olamamaktadır. Kaya mekaniğinde, geçen 30 yıl içinde yapılan

yoğun araştırmalara ve ilerlemelere karşın, kayaçların laboratuvar ve In Situ deney sonuçları arasındaki ilişkiler halen daha kesin olarak belirlenmemiştir.

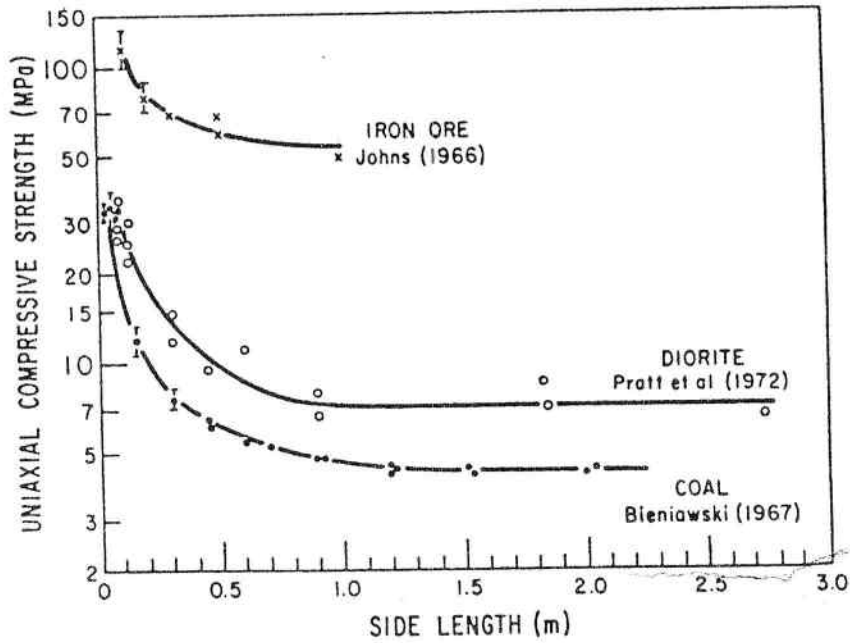
Türk ve Dearman (1983 ve 1985) kayaçların tek eksenli basma dayanım değerlerinin, onların elastisite modülü/Poisson oranına karşın log-log ölçekte grafiğinin, kayaçların laboratuvar ve In Situ tek eksenli basma dayanımı ve deformasyon deney sonuçlarını mukayese etmek için yararlı ve anlamlı olduğunu göstermiştir.

Şekil 2'de farklı derecede ayrıışmış andezit ve benzeri porfirik kayaçların tek eksenli basma dayanımlarının elastisite modülü / Poisson oranı değerine karşın grafiği gösterilmiştir. Bu grafikte İngiltere'de farklı lokasyonlardan alınmış bulunan taze porfirik kayaçların sonuçları dar bir alana düşerken Batı Anadolu'dan alınan farklı derecede ayrıışmış andezitlerin sonuçları bir hat üzerine düşmüştür.

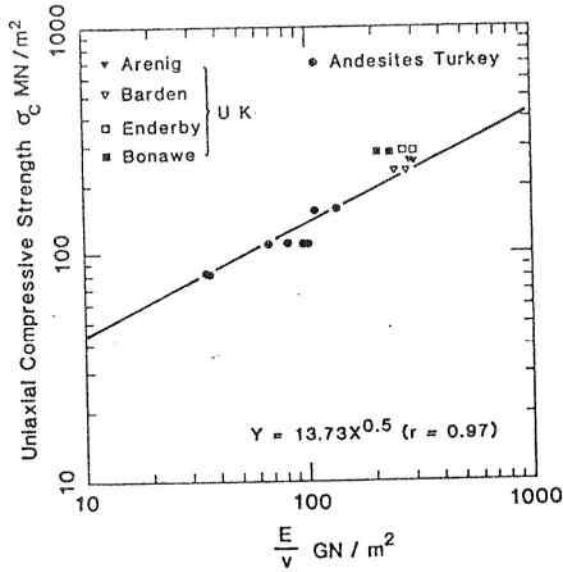
Şekil 3'te güney-batı İngiltere'deki granitlerden alınan ve farklı derecede ayrıışmış granitlerin deney sonuçları gösterilmiştir. Bu şekilde, taze granitlerin deney sonuçları belirli bir alanda yoğunlaşırken, ayrıışma derecesinin artmasıyla deney sonuçları doğrusal bir ilişki sunmaktadır.

Şekil 4'te Amerika'da Cedar City kuvars diyoriti ve Raymond granodiyoriti üzerinde yapılan laboratuvar ve In Situ deneylerinin grafiği sunulmuştur. Bu grafikte, dikkati çeken en önemli husus laboratuvar ve In Situ deneylerinin ortalama değerleri, farklı tek eksenli basma dayanımı (σ) değerleri verirken elastisite modülü / Poisson oranı (E/ν) değerlerinin aynı olmasıdır.

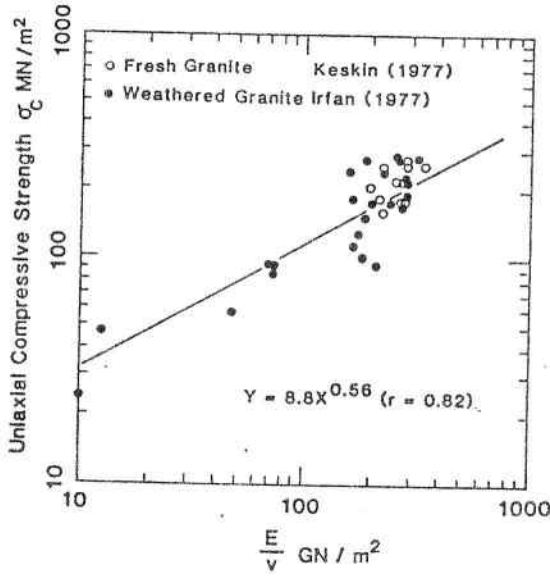
Kayaçların dayanım ve deformasyon parametre değerlerini karşılaştırmak için yukarıda önerilen grafik yönteminde,



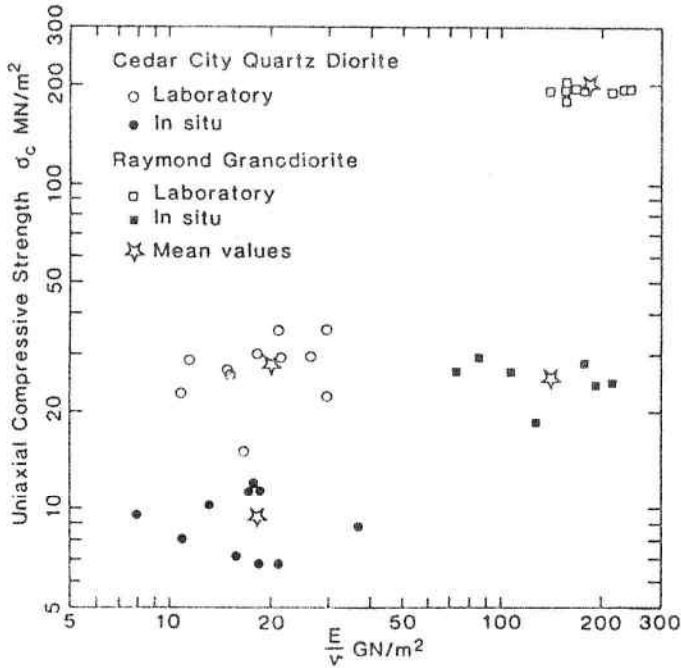
Şekil 1. Kayaçların dayanımlarının numunenin boyutu ile değişimi (Bieniawski, 1987).



Şekil 2. Andezit ve benzer kayaçların $\sigma_c - \frac{E}{v}$ grafiği



Şekil 3. Taze ve ayrışmış granitlerin $\sigma_c - \frac{E}{v}$ grafiği



Şekil 4. Laboratuvar ve In Situ de test edilen kuvars diyorit ve granodiyoritin $\sigma_c - \frac{E}{v}$ grafiği.

deney noktasını grafiğin orijiniyle birleştiren doğrunun eğimi;

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_v}{E} = \epsilon_2' \text{ 'yi}$$

vermektedir.

Stacey (1981) kompresyon basıncının etkisi altındaki kayaç numunelerinin, numunelerde bu basınçtan dolayı oluşan indirek tansiyon birim deformasyonunun ($\epsilon_2 = a$) belirli bir limit değere eriştiğinde kırıldıklarını önermiş ve bu kriterin geçerliliğini tünel ve yeraltı galeri duvarlarında gözlediği örneklerle kanıtlamaya çalışmıştır. Bu kırılma kriterlerine göre, Şekil 2, 3 ve 4 verilen deney sonuçları kayaçların kırılma anındaki yanal birim deformasyon değerinin, kayaçların ayrışma derecesinin artmasına paralel olarak artarken, numunenin boyutu ile azalmakta olduğunu göstermektedir.

3. TOPUK DİZAYNI İÇİN ÖNERİLEN YAKLAŞIM

Şekil 5'de taze ve farklı derecede ayrışmış granitlerin laboratuvar ve In Situ deney sonuçlarının (σ) değerine karşın (E/v) değerlerinin log-log ölçekte grafiği sunulmuştur. Bu grafikte laboratuvar ve In Situ deney sonuçları birbirine paralel iki hat boyunca yer almaktadır. Ayrıca granitlerin ayrışma derecesi arttıkça $v\sigma/E = \epsilon_2$ değeri artmakta ve numunenin boyutu ile azalmaktadır.

Şekil 6'da kömür numuneleri üzerinde laboratuvar ve In Situ olarak yapılan deneylerin (σ) değerleri, onların (E/v) değerlerine karşın grafiği log-log ölçekte sunulmuştur. Kömür deney sonuçlarının nispeten geniş bir alana yayılmış olmasına karşın laboratuvarla elde olunan tek eksenli basma dayanımı değerinin In Situ değerlerinden 4-5 kat daha yüksek olduğu ve (E/v) değerlerinin ise, genel olarak aynı oranlarda kalmış olduğu söylenebilir.

Şekil 5 ve 6'daki grafiklerden yararlanarak yeraltı açıklıklarında topuk dizaynı için aşağıdaki yaklaşım önerilmiştir.

(a) Laboratuvar boyutu numuneler üzerinde yapılan deneylerden In Situ boyutundaki numunelerin tek eksenli basma dayanımları ve elastisite modülü / Poisson oranı değerleri tahmin edilebilmektedir. Buna ilaveten, In Situ boyutundaki numunelerin kırılma anındaki yanıl birim deformasyon (ϵ_2) değeri tahmin olunabilmektedir.

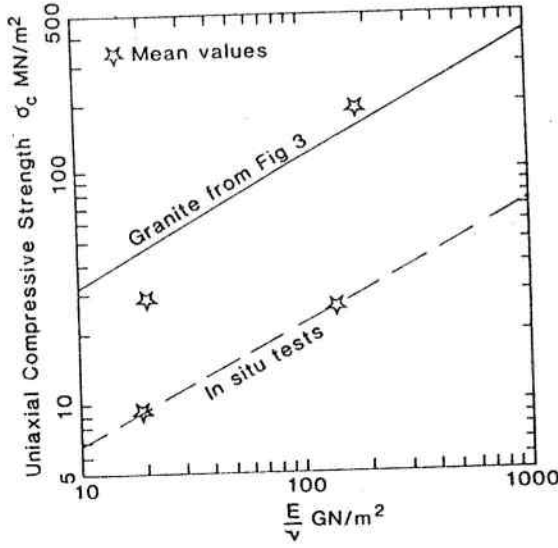
(b) Ayırışma derecesinin artması, kayacın hem dayanımını hem de deformasyon modülü / Poisson oranı'nı etkilediğı ve ayırışma derecesine bağımlı olarak, topuk dizaynı parametrelerinin nasıl olması gerektiğini belirtmektedir.

(c) Kayaçlardaki mikrofüsürlerin varlığı, onların dayanımlarını etkilerken, onların elastisite modülü/ Poisson oranı'nı etkilememekte ve daha küçük yanıl birim deformasyon değeriinde kırılmalarına sebep olmaktadır.

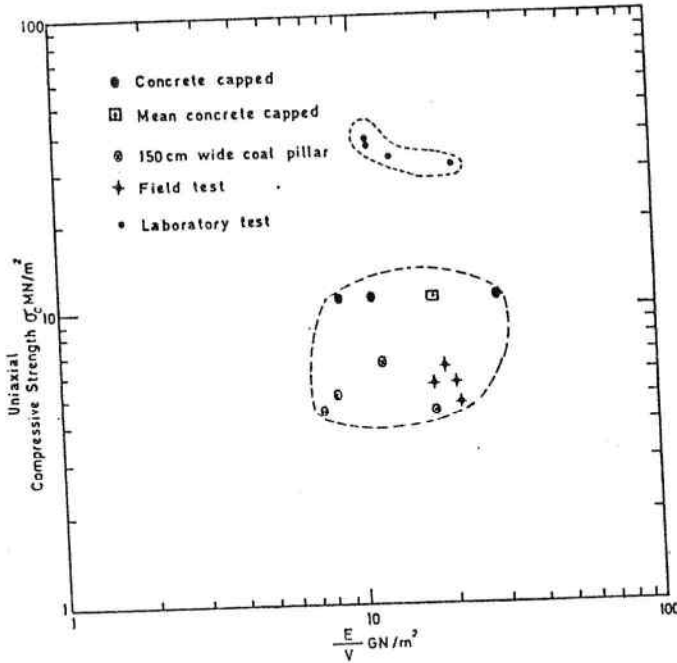
Yukarıda belirtilen hususlar, topukların gerilim ve deformasyon parametrelerinin ölçümünü ve böylece topukların stabilitesinin monitor edilmesini ve zaman içindeki değişiminin tesbitini mümkün kılmaktadır.

4. SONUÇ

Kayaçların laboratuvar ve In Situ tek eksenli basma dayanımına karşın elastisite modülü / Poisson oranı değerlerinin log-log ölçekteki grafiğı, kayaçların laboratuvar ve In Situ deney sonuçlarının birbirleriyle mukayese edilmesine, laboratuvar verilerinden yararlanarak yeraltı açıklıklarında topuk dizaynına ve topukların deformasyon ve emniyetini monitor etme imkanını tanımaktadır.



Şekil 5. Taze ve ayrışmış granitler için önerilen genel $\sigma_c - \frac{E}{v}$ grafiği



Şekil 6. Laboratuvar ve In Situ'da test edilen kömürlerin (Bieniawski, 1969), $\sigma_c - \frac{E}{v}$ grafiği

6. KAYNAKLAR

- BIENIAWSKI, Z.T., 1969; In Situ large scale testing of Coal. In Proc. of Conf. on In Situ Investigations. In "Soils and Rocks", British Geotechnical Society, paper 5, 67-74.
- BIENIAWSKI, Z.T., 1987; Strata Control in Mineral Engineering. A.A.Balkema, Rotterdam, 212 p.
- HUSTRULID, W.A., 1976; A review of coal pillar strength formulas. Rock Mechanics, 8, 115-147.
- IRFAN, T.Y., 1977; Engineering properties of Weathered granites. Unpublished Ph.D. Thesis, Univ. of Newcastle Upon Tyne. 2 vol.
- KESKIN, E., 1977; Engineering properties of fresh granites. Unpublished Ph.D. Thesis, Univ. of Newcastle Upon Tyne.
- LAMA, R.D. and VUTUKURI, V.S., 1978; Handbook on Mechanical Properties of Rocks- Testing Techniques and Results. Vol.2, 481 p. Trans.Tech.Publications. Clausthal, Germany.
- PRAT, H.R., BLACK, A.D., BROWN, W.S. and BRACE, W.F. 1972; The effect of specimen size on the mechanical properties of unjointed diorite. Int. J. Rock Mech.Min. Sci. 9: 519-529.
- STACEY, T.R. 1981; A simple extension strain criterion for fracture of brittle rock. Int.J.Rock Mech.Min.Sci. and Geomech.Abstr. 18, 469-474. Pergamon Press Ltd., U.K.
- TURK, N. and DEARMAN, W.R., 1983; A practical classification of rocks for engineering purposes. Bult.Int. Assoc.Enging.Geol., No: 28, 161-167.
- TURK, N. and DEARMAN, W.R., 1985; A new rock classification method for design purposes. In 26th US. Symposium on Rock Mechanics. Rapid City, SD., Ed.E.Ashworth. Vol: 1, 81-88.

KUZEY VE GÜNEY HALIÇ PROJELERİ ÖRNEĞİ VE TÜNEL AÇMA
MAKİNELERİNİN SEÇİMİ İÇİN BAZI YENİ KRİTERLER

Some New Criteria in the Selection of Tunnelling
Machines and a Case Study of North and South Golden-Horn
Project

N. BİLGİN (*)
T. SEYREK (**)
E. ERDİNÇ (***)

Ö Z E T

Bu çalışma İstanbul Kanalizasyon Projeleri çerçevesinde açılan altı tünelle ilgilidir. İlk olarak Kuzey Haliç ve Güney Haliç Projeleri tanıtılmış, tünel güzergahları, jeolojisi, kullanılan kazı makinaları ve tahkimat şekilleri hakkında bilgiler verilmiş, makinaların kazı performansları kapsamlı olarak açıklanmıştır. Yerinde toplanan veriler üzerinde yapılan istatistiksel analizler sonucu, makine ilerleme hızının, formasyonların dayanım değerleri $\times RQD^{2/3}$ olarak tanımlanan kayacın kütlesi kazılabilirlik indeks değerleri ile iyi korrole edildiği görülmüş ve sonuçlar tartışılmıştır.

ABSTRACT

This article is mainly concerned about 6 tunnel driven within the South and North Haliç Sewerage Projects. First some detail on sewerage projects are given; latter tunnel layouts, geology of the area, the roadheaders used for tunnel drivages and the cutting performance of the machines are detailed. Statistical analysis carried out on in situ data showed that the advance rate of roadheaders is significantly related to the product of rock strength $\times R.Q.D^{2/3}$. It is concluded that accumulated data and the relationships established will serve as a useful guide to contractors and machine manufacturers prior a tunnel project.

(*) Prof.Dr.Maden Fak., İ.T.Ü.:İSTANBUL

(**) Jeoloji Yük.Müh. İ.S.K.İ.: İSTANBUL

(***)İnşaat Müh.Uluslararası Birleşik Misavirler L.T.Ü.

1. GİRİŞ

Tünelcilik faaliyetleri gerek madencilik gerekse de inşaat sektöründe önemli bir yer tutmaktadır. Delme patlatma yöntemiyle karşılaşılırıldığında, tünel açma makineleri ile yapılan kazının daha fazla ön yatırım gerektirdiği görülür. Buna karşın uygun şartlarda kazı hızı çok daha yüksektir ve kazı maliyetide düşük olmaktadır. Bu nedenle, geçilecek formasyonlarda makine performansının önceden kestirilmesi, proje ihalesi öncesi önemlidir ve bu değerler kazı ekonomisini sınırlamaktadır. Hangi kayaç formasyonlarında hangi tür keskililer daha verimli kazı yapabilmektedir? Bu keskililerin tasarım parametrelerinin makine performansı üzerindeki etkileri nelerdir? Kazı hızını önceden hangi duyarlılıkta tahmin etmek mümkündür? İşte bu sorular araştırmacıları uzun süre meşgul etmiş ve üzerlerinde bir çok çalışma yapılmasına sebep olmuştur. Kazı mekaniğinin gün geçtikçe daha iyi anlaşılır olması ve kazı teknolojisindeki son gelişmeler, önceki uygulamalardan daha sert formasyonların, daha zor jeolojik şartlarda kazılabileceğini göstermiştir. İstanbul Kanalizasyon Projeleri çerçevesinde açılan tüneller bu gelişmelere tipik birer örnek teşkil eder. Bu tünellerde çok sert ve aşındırıcı formasyonlar, R.Q.D değerlerinin belirli sınırları içersinde, kollu tünel açma makineleriyle zor da olsa ekonomik olarak kazılabilmektedir. Kazı sırasında geçilen formasyonların tüm jeoteknik ve jeolojik özellikleri ve makine performansları yerinde tespit edilmiş ve kazı performansının tahmini için bazı kriterler geliştirilmiştir.

2. GÜNEY VE KUZAY HALIÇ KANALİZASYON PROJELERİNİN TANITILMASI

2.1. Genel Bilgiler

Güney Haliç projesi, toplam uzunlukları 6580 m olan 3 ana tünel (Eyüp, Haliç ve Fatih), 19 adet menhol, 2 shaft ile çeşitli çap ve uzunlukta olan toplam 1121 m'lik boru hattından oluşmaktadır. Nihayi çapları sıra ile 2,2 m., 2,6 m. ve 2,8 m. olan tünellerin güzergahla-

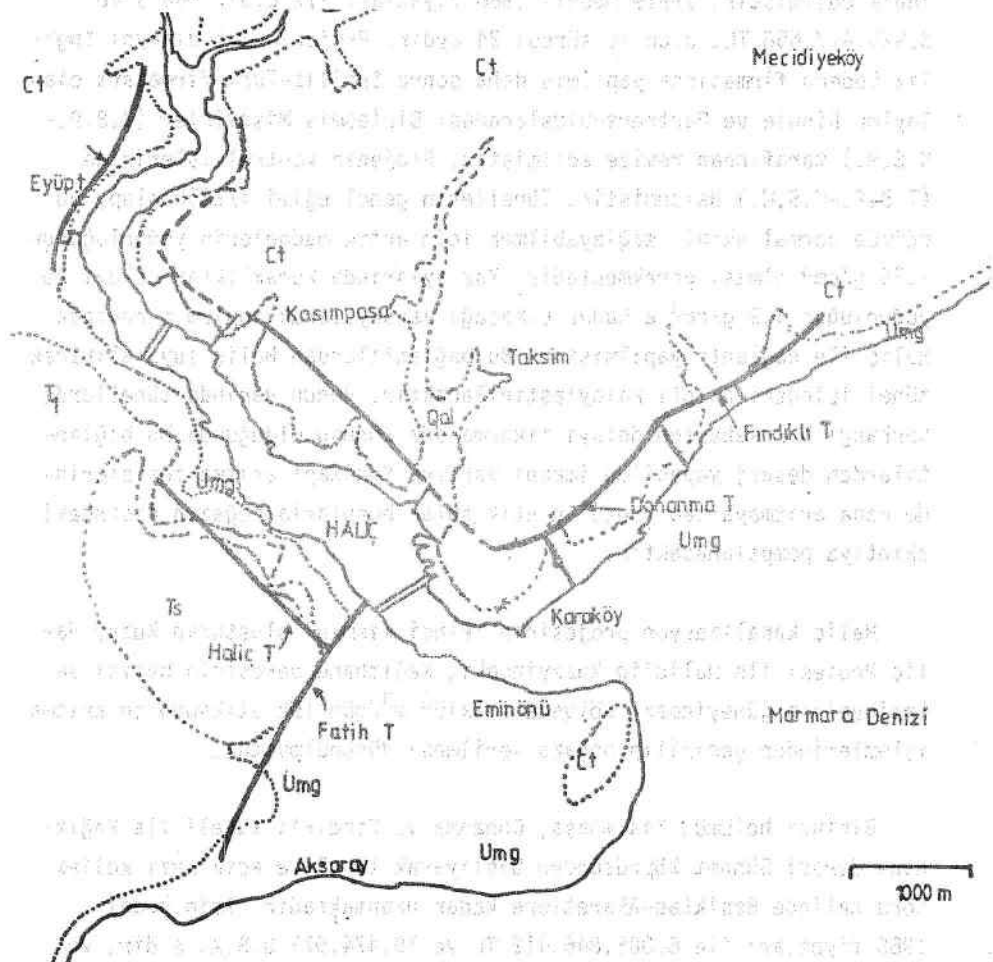
rı şekil-1 de gösterilmiştir. Eyüp tüneli Silahtarağadan başlayıp E-yüp Camisi önünde bitmektedir. Haliç tüneli Ayvansaraydan başlayıp Unkapanı'nda Fatih tüneli ile birleşmektedir. Fatih tüneli ise Unkapanı'ndan Yenikapı arıtma tesislerine kadar uzanmaktadır. Eyüp tüneli ile Haliç tüneli bağlantısı açık kazı ile sağlanmıştır. Dünya Bankasından alınan kredilerle desteklenen proje, D.P.T.'nin 82 K 060060 sayılı kararına dayanılarak İ.S.K.İ. tarafından K 1040 numaralı proje olarak ihaleye çıkarılmış, 11/1/1986 tarihinde STFA İnşaat firmasına ihale edilmiştir. İhale bedeli 1986 fiyatları ile 6.377.680 \$ ve 3.926.417.658 TL. olup iş süresi 24 aydır. Projenin ilk dizaynı İngiliz Dedeco firmasıncı yapılmış daha sonra İngiliz-Türk firmaları olan Taylor Binnie ve Partners-Uluslararası Birleşmiş Mışavirler (T.B.P.-U.B.M.) tarafından revize edilmiştir. Projenin kontrol işlerindeki (T.B.P.-U.B.M.) üslenmiştir. Tünellerin genel eğimi 1/2200 olup, bu eğimde normal akıntı sağlayabilmek için artık maddelerin yoğunluğunun 1.35 g/cm^3 olması gerekmektedir. Yaz aylarında kuraklıktan dolayı bu yoğunluğun 1.9 g/cm^3 'e kadar çıkacağı varsayılarak toplam 6 noktada Haliç ile bağlantı yapılmıştır. Bu bağlantılardan Haliç suyu alınarak tünel içindeki akıntı kolaylaştırılacaktır. Bunun yanında tünellerde herhangi bir sebepten dolayı tıkanma söz konusu olduğunda bu bağlantılardan deşarj yapabilme imkanı vardır. Yenikapı arıtma tesislerinde kaba arıtmaya tabi tutulan atık sular borularla boğazın dibindeki akıntıya pompalanacaktır.

Haliç kanalizasyon projesinin ikinci kısmını oluşturan Kuzey Haliç Projesi ile Haliç'in kuzeyindeki, Kağıthane deresinin batısı ve İstinye'nin güneyindeki bölgede $1.1 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{gün}$ 'lük atıksuyu ön arıtma işlemlerinden geçirilip boğaza verilmesi düşünülmüştür.

Birinci bölümü, Kasımpaşa, Donanma ve Fındıklı tüneli ile Kağıthane deresini Sünnet köprüsünden başlayarak tünel ve açık kazı kollektörü halinde Beşiktaş-Akaretlere kadar uzanmaktadır. İşin bedeli, 1986 fiyatları ile 8.308.846.412 TL ve 10.474.971 U.S.A. \$ dir, ve STFA şirketine ihale edilmiştir. İhale çerçevesinde yapılacak işler aşağıdaki gibidir:

- Hasköy açık kazı kollektörü; 2.2 m çapında 3400 m uzunluğunda.
- Kasımpaşa Tüneli; 3.2 m çapında 1710 m uzunluğunda.

- Qal** Alüvyon kuvarterner **Ts** Süleymaniye formasyonu mavi kırmızımsı
- Umg** Dolgu kuvarterner **Ct** Trakya formasyonu, kumtaşı, silttaşı, kilitaşı
ardalanması, karbonifer
- T₁** İkitelli formasyonu sarı kum
silt ve çakıl miyosen
..... Dokanak



Sekil - 2 Kuzey ve Güney Halic Tünelleri ve Jeoloji

- Kasımpaşa Açık kazı Kollektörü; 2.4-3.2 m çapında 452 m uzunluğunda.
- Donanma Tüneli; 3.2 m çapında 812 m uzunluğunda.
- Fındıklı Tüneli; 3.2 m çapında 2502 m uzunluğunda.

Ayrıca 1.2-1.8 m boyutlarında toplam uzunluğu 600 m olan yumurta kesitli bransman tüneli, 1.3 m uzunluğunda tali bağlantı kanalları, 2 adet su alma ve deşarj yapısı, şaftlar ve kanalizasyon menholleri vardır. Tüm yapıların güzergahı şekil-1 de verilmiştir.

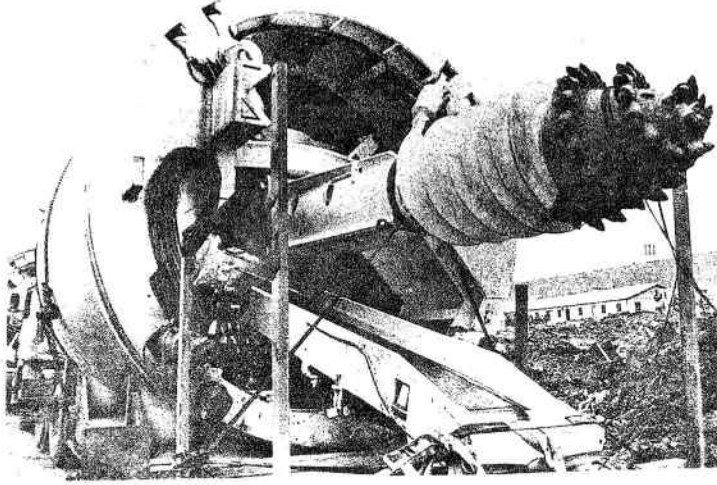
Kuzey Haliç Kollektörü ile toplanan atık sular, diğer ihale kapsamında yapılacak 3.2 ve 3.6 m iç çapında 8 km uzunluğunda Baltalımanı Tüneli ile ön arıtma tesislerine ulaşacaktır.

2.2. Kazı Şekli ve Kullanılan Galeri Açma Makinaları

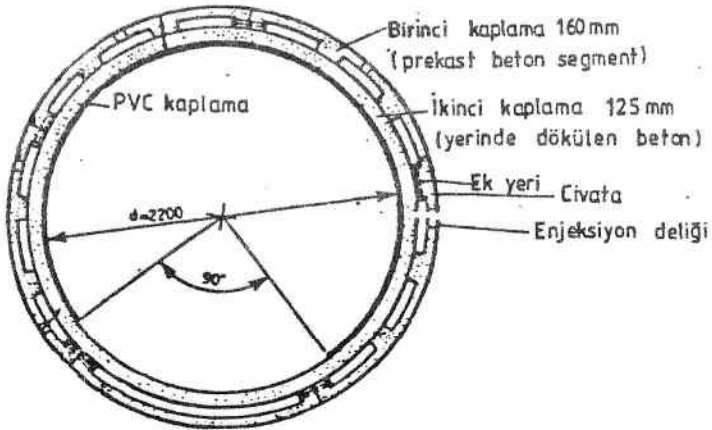
Tünel açma için dört adet SMI ve S-42 model Alman Herrenknecht marka kollu tünel açma makinaları kullanılmıştır, şekil-2. Makinalar çelik kalkanlar içine monte edilmiştir, dış çapları 2.88; 3.28; 3.48 ve 3.96 m dir. Bu tip kalkanlı makinanın seçilmesinin ana nedeni, özellikle sert ve kırıklı formasyonlar geçilirken makinenin stabilize edilmesidir. Benzer sert zeminlerde çalışan paletli makineler yüksek kesme kuvvetlerin etkisiyle, kendi eksenleri etrafında dönerek stabilitelerini kaybetmektedirler (Bilgin, 1989). Kesici kafa makinenin ana gövdesindeki bir yuvaya hidrolik olarak yönlendirilebilecek şekilde oturtulmuştur, boyu 3.5 m dir, ayna kazısı sırasında 139 cm uzayarak kalkanın 1 m dışına çıkmaktadır, 90 kw gücünde bir motorla donatılmıştır, dönüş hızı 0-51 devir/dak arasına ayarlanabilmektedir. Bu kafanın üzerine kesme işlemi yapan, genelde 36 adet Kenametal K 1HD tip radyal kesimler yerleştirilmiştir. Makinanın ayrıca ilk kaplama elemanlarının montajında kullanılan bir kaldırıcı sistemi (erektör) ve pasanın aynadan uzaklaştırılması için bir bant sistemi vardır. Ayrıca makine, gazlı ortamlarda kazıyı durduran sensörlerle de donatılmıştır (Bilgin, 1988).

2.3. Tahkimat Şekli

Kazı bitiminden sonra makina bir segment boyu (75 cm) ilerlemek-



Şekil-2 Herrenknecht Kollu Tünel Açma Makinesi



Şekil-3 Eyüp Tünelinin En Kesiti

tedir. Arkada yeni kazılan zemini geçici olarak tutan 30 mm kalınlığında ve 6.9 m uzunluğunda zırhla kaplı bir kalkan vardır. Kalkanın hemen arkasında ilk tahkimat prekast segmentlerle yapılmaktadır. Eyüp Tünel'inde kullanılan tipik bir tahkimat şekli, şekil-3 de verilmiştir. Her ringde 5 segment ve bir de kilit taşı vardır. Bant altına getirilen segmentler, paralel çalışabilen ve her biri 500 kg kapasiteli ve monoray üzerinde hareket eden vinçlerle alınıp, şild arkasındaki erektöre verilmektedir. Erektör kendi eksenini etrafında 360 derece dönebilmekte, tahkimat parçaları bu aletin kancalarına takılarak istenilen yere yerleştirilebilmektedir. Bu parçalar 24 adet 0-20 lik cıvatarla birbirlerine tutturulmuştur. Her bir ringte çimento enjeksiyonuna imkan veren 6 delik vardır, birinci kaplamanın arkasındaki boşluklar bu delikler yardımı ile doldurulmaktadır. Segment kalıpları Stelmo firmasınınca dizayn edilmiştir, beton segmentler ise STFA şirketine ait Ayvansaray'daki tesislerde dökülmüştür. Birinci kaplamadan sonraki ikinci kaplama, yerinde betonun dökülmesi ile yapılmış ve sonunda tünel çeperi PVC kılıfla kaplanmıştır.

3. MAKİNA VE KAZI PERFORMANSLARI

3.1. Jeoloji

Bölge hakkında bazı jeolojik bilgiler şekil-1 de özetlenmiştir. Tünel güzergahlarında genelde Trakya serisi diye adlandırılan formasyon hakimdir. Bu seri grovak ve killi şistlerden oluşan çok kırıklı ve kıvrımlı bir üst paleozoik temele sahiptir. Çatlak ve süreksizlikler yağmur suyu etkisiyle ayrışarak, killi bir yapı kazanmıştır. Paleozoik temel, kuvaternere ait alüvyon ve dolgu malzemeleri ile örtülüdür. Tünel güzergahlarında rastlanan litolojik birimleri; ince, orta ve iri taneli diye 3 ayrı gruba ayırmak mümkündür. İnce taneli birimler, çamurtaşı, silttaşı, ve şeylden, orta taneli birimler ise feldspatlı, mikalı kumtaşları (grovak), iri taneli kısımlar ise kuvars konglomeralarından oluşmuştur. R.Q.D. değerleri %10 dan %90'a kadar çok değişim göstermektedir. Karşılaşılan formasyonların tünellere göre dağılımları çizelge-1 de verilmektedir.

Çizelge-1 Kuzey ve Güney Halic Tünellerinde Karşılaşılan Formasyonla ve R.Q.D. Değerleri

Formasyon ve Özellikleri	T ü n e l l e r					
	Eyüp	Haliç	Fatih	Kasımpaşa	Donanma	Fındıklı
Çamurtaşı (Kiltası-silttaşı-şeyl)	%70.5	%38.4	%28.8	%33	%33	%20
	1300 m	965 m	612 m	559 m	519 m	513 m
Kumtaşı-çamurtaşı ardalanması	%13.2	%56	%24	%55	%27	%40
	243m	1437 m	510 m	941 m	430 m	663m
Kumtaşı	%10.3	%3.3	%33.7	%10	%29	%22.6
	190 m	84 m	693 m	165 m	633 m	336 m
Diabaz daykı	%1.6	%1.1	--	%2	%1	%2
	30 m	--	--	30 m	19 m	37 m
Kuvars konglemerası	--	28 m	--	--	--	--
Sağlamlaştırılmış zemin	%4.3	%1.1	%14.3	--	--	%6
	80 m	29 m	303 m	--	--	104 m
R	%42.5	%41.2	%68.6	%80	%73	%75
	784 m	1035 m	1452 m	1349 m	1162 m	1276
Q	%33.5	%48.4	%13.5	%16	%12	%22.7
	618 m	1217 m	286 m	280 m	196 m	388 m
D	%21.2	%7.6	%8.1	--	%7	--
	390 m	190 m	172 m	--	104 m	
%75-100	%2.8	%2.8	%9.8	%4	%9	%2.3
	51 m	70 m	206 m	66 m	136 m	42 m

3.2. Kazı Performansı

Kuzey ve Güney Haliç Tünellerinde elde edilen kazı performansları çizelge-2 de özetlenmiştir. Buradanda görüldüğü gibi makinadan faydalanma oranı %54 ile 61 arasında değişmektedir. Bu değerler tünel açma makinalarını büyük ölçüde kullanan teknolojik olarak gelişmiş ülkelerde kabul edilen sınırlar içersindedir. Net kazı hızları 3.4 ile 4.9 m³/h arasında, en iyi günlük ilerlemeler ise 126 ile 174 m³ arasında değişmiştir. En iyi aylık ilerleme ise 238.6 m ile Haliç Tünelindedir. Keski sarfiyatları 0.05 ile 0.21 adet/m³ arasında değişmiştir.

4. KAZI PERFORMANSINI ETKİLEYEN JEOTEKNİK FAKTÖRLER

4.1. Yerinde ve Laboratuvarında Yapılan Ölçmeler

Makina kazı performansını etkileyen jeoteknik faktörlerin incelenmesi için Haliç ve Eyüp tünelleri pilot tüneller olarak seçilmiştir. Ölçmelerin yapılacağı bölgelerin seçimi için Poole ve Farmer tarafından önerildiği gibi jeolojik kriterler esas alınmış ve seçim tamamen istatistiksel testlerden bağımsız yapılmıştır (Poole, 1978). Her bölgede makina performansı, keski sarfiyatı, jeolojik veriler, kayaç kütle yapısı incelenmiş ve çizelge-3 ve 4'de özetlenmiştir. Bu çizelgede verilen R.Q.D. (Kayaç Kalite) değerleri Brown'un tanımlandığı şekilde süreksizlikler arasındaki mesafelerden hesap edilmiştir (Brown, 1980). Shore sertliği değerleri için C-2 Model Shore Scleroscope'u kullanılmıştır. Verilen her sertlik değeri 20 değişik noktadaki okumanın ortalamasıdır. Schmidt Çekici değerleri için N tipi bir cihaz kullanılmıştır. Formasyonların basınç dayanımı değerleri ise N.C.B. (İngiliz Kömür İdareleri) koni delici cihazı kullanılarak bulunmuştur. Bu testler hakkında geniş bilgi daha önce yayınlanmıştır (Bilgin, 1986).

4.2. Makine İlerleme Hızının Önceden Kestirilmesi

Herhangi bir tünel veya galeri açma işine giren mühendis projeyi ne kadar sürede tamamlayabileceğini önceden kestirmek ister. Bu açıdan ihalelere girme yada termin planlamalarının daha sağlıklı yapıl-

Çizelge-2 Güney ve Kuzey Halic Tünellerinde Elde Edilen Kazı Performansları

Kazı Performansı	Güney Halic Kanalizasyon Projesi			Kuzey Halic Kanalizasyon Projesi		
	Eyüp	Halic	Fatih	Kasımpaşa	Donanma	Fındıklı
Başlama tarihi	10.04.1986	08.03.1986	10.04.1986	07.01.1988	12.11.1987	22.01.1988
Bitiş tarihi	05.05.1987	18.10.1987	31.01.1987	24.01.1989	19.01.1989	10.03.1989
Tünel uzunluğu (m)	1843	2512	2118	1695	1596	1704
Kazı alanı (m ²)	8.0	9.7	10.07	10.2	14.5	14.3
Makina dış çapı (m)	2.99	3.28	3.48	3.28	3.91	3.91
Nihai çap (m)	2.2	2.6	2.9	2.5	3.2	3.2
Makinadan faydalanma (%)	54	60	59	61	54	56
Duraklamalar (%)	46	40	41	39	46	44
Net kazı hızı m/h (m ³ /h)	0.44(3.5)	0.36(3.5)	0.35(3.74)	0.41(4.27)	0.31(4.9)	0.34(4.9)
İlerleme hızı m/h(m ³ /h)	0.24(1.9)	0.21(1.7)	0.21(1.6)	0.28(2.9)	0.18(2.6)	0.20(1.7)
Vardiyada en iyi ilerleme m(m ³)	5.3(42.5)	6(58.2)	6(64.2)	6(61.2)	4.5(65.3)	4.5(65.4)
Günde en iyi ilerleme m(m ³)	15.85(126)	14.34(139.1)	15(160.5)	15(153)	12(174)	12(171.6)
Haftalık ortalama ilerleme m(m ³)	33(264)	30(291)	27(288.9)	39.5(402.9)	25.7(372.7)	29(414.7)
Aylık ortalama ilerleme m(m ³)	141.8(1140)	132(1280)	117(1252)	169.5(1729)	114(1653)	123(1759)
En iyi aylık ilerleme m(m ³)	221.2(1778)	238.5(2314)	234(2504)	218(2224)	161.5(2342)	200.8(2871)
En kötü aylık ilerleme m(m ³)	49.8(400.4)	45(437)	45.3(485)	84.8(865)	29.7(431)	24(343)
Keski sarfiyatı adet/m ³	0.21	0.15	0.10	0.05	0.10	0.08

Çizelge-3 Geçilen Formasyonların Jeoteknik Özellikleri ve İlerleme Hızı (Eyüp Tüneli)

Bölge	Metre	Formasyon Tanımı	Net Hız m ³ /h	R.Q.D. %	Keski Sarfiyatı Keski/m ³	Shore Sertliği nımmi	Basınç Daya- nımı kg/cm ²
1	476	Kuvars ve muskovitçe zengin silttaşı	6.9	78	.075	52	1041
2	837	Grovak	6.0	20	.064	58	1502
3	899	Mikaca zengin şeyl	9.4	50	.040	45	829
4	928	Şeyl	6.7	50	.113	48	695
5	934	Ardışıklı silttaşı ve kumtaşı	6.3	50	.113	32	727
6	963	Grovak	4.2	50	.800	55	760
7	982	Grovak	.5	80	.354	72	1557
8	1095	Diyabaz,%95 feldspat ve opak mineral	1.5	50	.357	65	1571
9	1175	Şeyl	3.3	60	.083	45	822
10	--	Mikaca zengin şeyl	6.5	10	.026	41	943
11	1334	İnce daneli kumtaşı ve ardışıklı şeyl	1.7	60	1.073	49	1262
12	1337	Dayk,%95 tamamen kristallifeldspat	.8	60	1.093	71	1279
13	1406	Diyabaz	7.7	25	.175	67	1591
14	1452	Grovak,%45 kuvars,%10 plajitoklas	5.2	25	.436	73	1465
15	1497	Şeyl	2.7	65		41	1062
16	1554	Şeyl	9.0	30		68	1028
17	1597	Diyabaz	6.4	32	.096	78	892
18	1695	Kumtaşı,%55 kuvars,%10 feldspat	13.1	30		75	1541
19	1725	İnce daneli kumtaşı,%55 kuvars, %3 mikæ	7.8	30		68	1328
20	1802	Silttaşı	14.3	20		30	551

Çizelge-4 Geçilen Formasyonların Jeoteknik Özellikleri ve İlerleme Hızı (Haliç Tüneli)

Bölge	Metre	Formasyonun Tanımı	Net hız m ³ /h	R.Q.D	Shore Sertliği	Schmidt Çekici	Basınç Dayanımı kg/cm ²
1	1800	Çamurtaşı	25.0	0		32	935.3
2	1879	Kumtaşı, %55-60 kuvars	10.2	42	49	50	760.0
3	1887	Şeyl	20.4	0	35	32	862.5
4	1918	Şeyl	20.4	23	44	41	671.1
5	1926	Çamurtaşı	16.2	0		44	975.0
6	1934	Şeyl-Silttaşı	20.3	19	50	44	607.6
7	1947	Şeyl	23.0	19		33	
8	1996	Şeyl-Silttaşı	13.6	56	50	53	893.5
9	2003	İnce taneli kumtaşı	11.5	49	52	54	877.5
10	2024	Kumtaşı, %70 kuvars	12.0	52	55	54	1510.0
11	2035	Kumtaşı	12.5	42	51	52	964.7
12	2054	Kumtaşı	23.0	0	33	50	1445.4
13	2077	Kumtaşı-Kiltaşı ardalıanması	7.7	39	53	56	1353.9
14	2107	Şeyl-Kumtaşı	13.0	43	52	60	874.0
15	2114	Çamurtaşı	10.2	63	47	54	565.5
16	2123	Kumtaşı, %50-60 kuvars	8.0	52	52	56	930.0
17	2162	Kumtaşı	12.3	42			1225.0
18	2176	Şeyl	7.7	43	60	47	520.8
19	2214	Şeyl	23.0	0	35	20	366.0
20	2225	---	11.5	36		53	

Çizelge-4 (Devam)

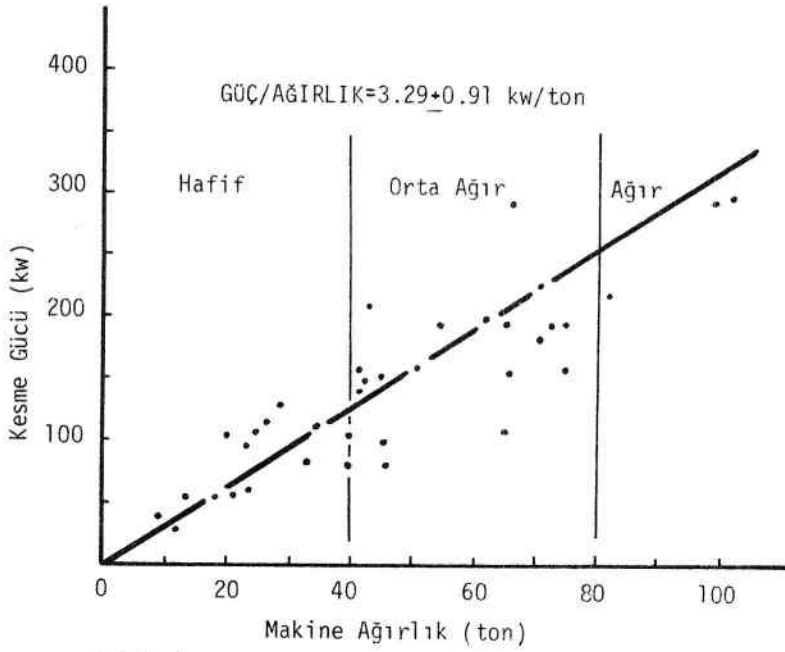
Bölge	Metre	Formasyonun Tanımı	Net hız m ³ /h	R.Q.D.	Shore Sertliği	Schmidt Çekici	Basınç Dayanımı kg/cm ²
21	2285	Mika bantlı şeyl	19.2	23	43	31	498.5
22	2334	---	17.0	56			
23	2342	---	12.0	34		55	
24	2420	Kumtaşı	8.4	65	48	54	582.8
25	2463	---	18.4	19		45	
26	2473	Şeyl	7.7	84	49	63	706.3
27	2478	Şeyl-Silttaşı	2.0	100	57	65	
28	2481	Şeyl	2.0	100	67	63	1011.8
29	2483	Şeyl-Silttaşı	2.3	100	87	62	520.8
30	2492	---	2.5	100		61	
31	2496	---	3.2	100		57	
32	2535	Şeyl-Silttaşı	4.6	92	52	57	891.3
33	2542	Şeyl	6.6	92	43	54	864.0
34	2570	Çamurtaşı	16.1	46	35	44	864.9

masında göz önüne alınması gereken önemli noktalardan biridir. Öncele-ri formasyonların basınç dayanımları bu konuda ölçüt olarak ele alın-mışsa da, sonraları kayaç özelliğine bağlı çok daha başka özelliklerin mekanize kazı randımanını etkilediği görülmüştür. Gerçek mekanik kes-meyi simüle eden laboratuvar deneyi bu amaçla geliştirilmiştir (Bilgin, 1989). Jeolojik süreksizlikleri ise bu gibi sistemlerde simüle etmek son derece zordur. Özellikle İstanbul'daki örnekte olduğu gibi kırıklı ve çatlaklı formasyonlarda ise bu yöntemin geçerliliği tartışılabilir.

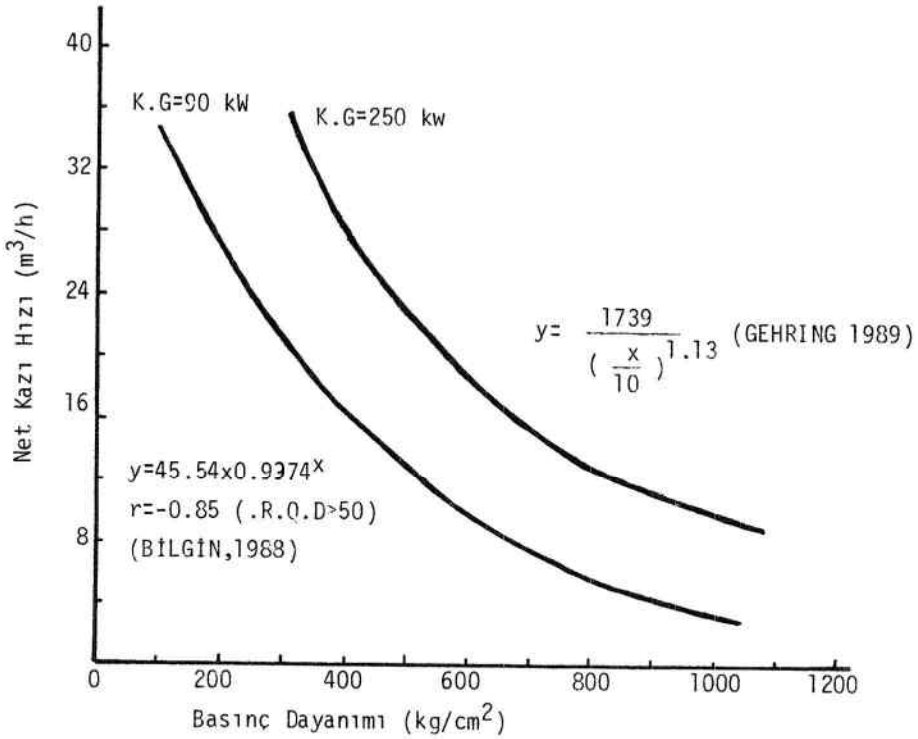
Formasyonların özellikleri dışında, kazı hızını etkileyen diğer önemli faktörler; kazı makinesinin kesme gücü, makine ağırlığı ve ka-zıcı kafanın dönme yönünün kol eksenine dik (K.E.D) veya paralel (K.E.P) olma durumudur. Uygulamadaki kollu makinelerin hemen hemen 3/4 ünde kazıcı kafanın dönme yönünün kol eksenine dik olduğu rapor edil-mektedir (Braybrooke, 1988). Her iki türden, hangisinin daha verimli kazı yaptığı ise halen tartışılmaktadır (Hekimoğlu, 1988; Gehring, 1989). Burada ise İstanbul'daki uygulamalarda olduğu gibi K.E.D. makî-nelerden söz edilecektir.

Piyasada mevcut 46 değişik tip kollu tünel açma makinelerinin tek-nik özellikleri incelendiğinde kurulu güç/kesme gücü oranının 1.88 ± 0.33 s.s olduğu görülmektedir. Şekil 4'ten görüldüğü gibi makinanın kesme gücü arttıkça ağırlığı da artmaktadır.

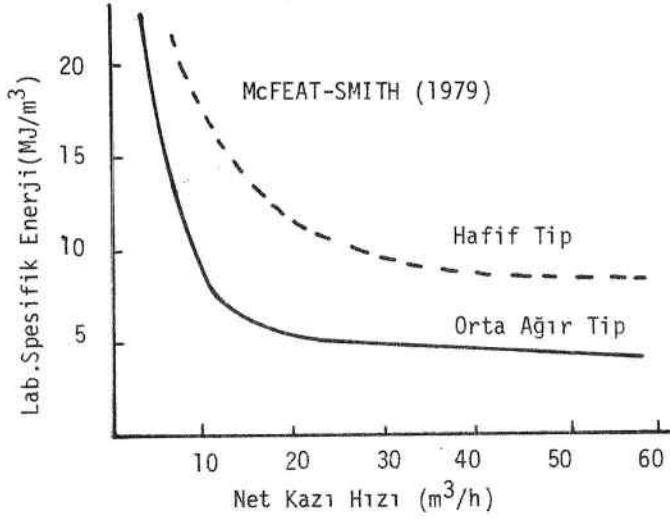
Bu bağıntıya dayanarak, makineleri kendi aralarında, hafif (40 t dan hafif), orta ağır (40-80 t) ve ağır tip (80 tondan ağır) olarak sınıflandırılmaktadır. Bazı araştırmacılar ise masif formasyonlarda makina ağırlığına ve kayaç dayanım özelliğine bağlı olarak kazı hızı-nı veren çizelgeler geliştirmişlerdir (Speight, 1987). Şekil-5 ise ha-fif ve ağır tip kazı makineleri için net kazı hızı ile formasyonların basınç dayanımları arasındaki ilişkiyi vermektedir (Bilgin, 1988; Geh-ring, 1989). Kırıklı ve çatlaklı olmayan formasyonlarda kazı hızını, laboratuvar kesme deneylerinden elde edilen spesifik enerji değerleri yardımı ile kestirmek mümkündür (Mc Feat-Smith, 1979), şekil-6.İstan-bul Kanalizasyon Tünellerinde olduğu gibi jeolojik süreksizlikler art-tıkça bu bağıntılar güvenilirliklerini yitirmektedir (Bilgin, 1988). İşte bu görüş ışığında, Eyüp ve Haliç Tünelleri'nden toplanan veriler



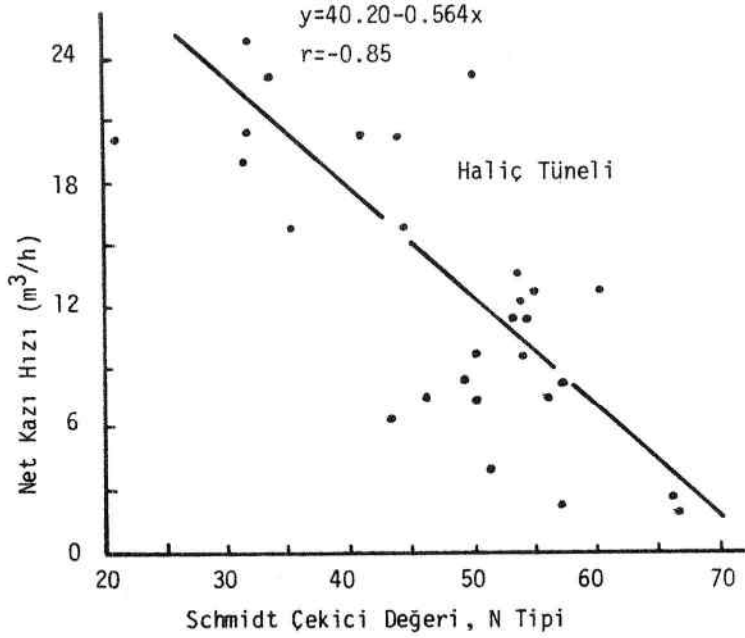
Şekil-4 Kesme Gücünün Makine Ağırlığı ile Değişimi



Şekil-5 Hafif ve Ağır Tip Makineler İçin Net Kazı Hızının Basınç Dayanımı ile Değişimi.



Şekil-6 Spesifik Enerji ile Net Kazı Hızı Arasındaki İlişki



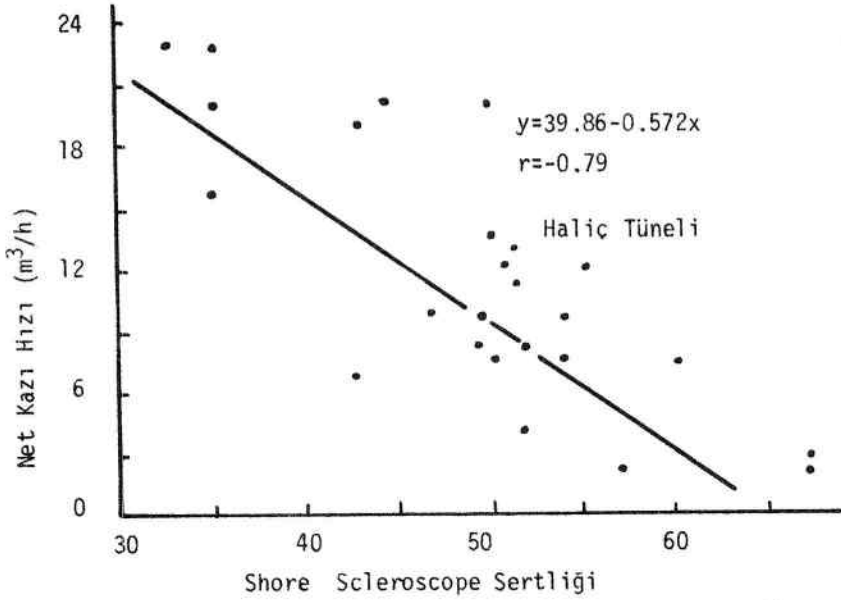
Şekil-7 Net Kazı Hızının Schmidt Çekici Değeri ile Değişimi.

üzerinde istatistiksel ve analizler yapılmış ve makine ilerleme hızını önceden veren bağıntılar geliştirilmeye çalışılmıştır. Formasyonların jeoteknik özellikleri teker teker ele alındığında, kazı hızı ile en iyi korole edilebilen değerin Schmidt çekici sertliği olduğu görülmüştür, şekil-7. Bunu; Schmidt çekici değerlerinin formasyonların yerindeki dayanımlarını iyi yansıttığı, ölçülen değerlerin jeolojik süreksizliklerinde bir fonksiyonu olduğu gerçeği ile açıklamak mümkündür (Young, 1978). Haliç Tüneli için Shore sertliği ile, kazı hızı arasındaki ilişki şekil-8 de verilmiştir, bağıntının korelasyon katsayısı 0,79'dur. Eyüp Tüneli için ise benzer bir bağıntı bulunamamıştır. Eyüp Tünelinde R.Q.D'nin %50 den büyük olduğu durumlarda, basınç dayanımı ile kazı hızı arasında elde edilen bağıntı Şekil-5 de verilmişti Haliç Tüneli için ise bu iki değişken arasında istatistiksel olarak anlamlı bir korelasyon yoktur.

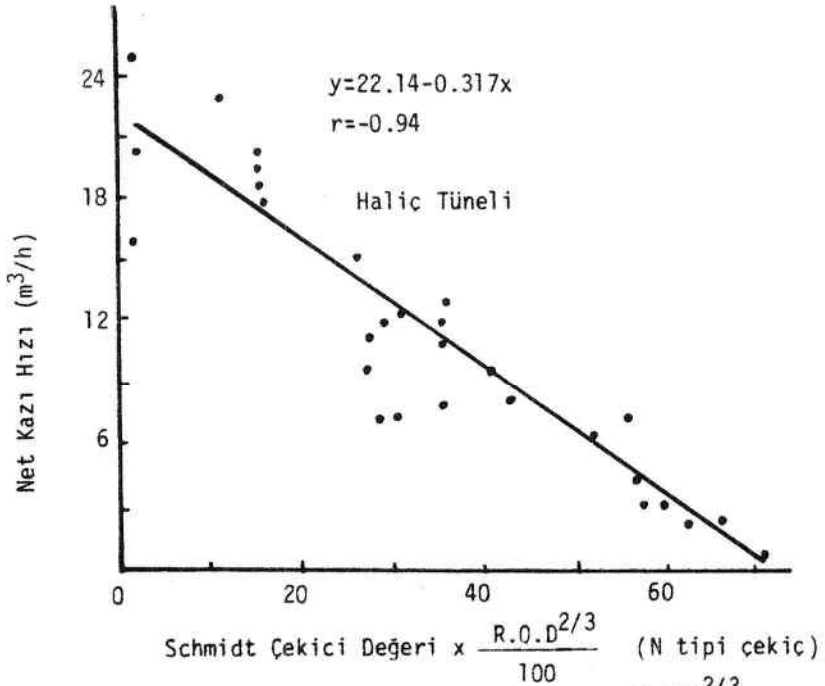
Bütün değişkenlerin bir arada incelendiği çok katlı eğrisel regresyon analizinde ise kayaç dayanım değeri, R.Q.D ile beraber yorumlandığı taktirde, kazı hızının çok daha iyi korole edilebileceği bulunmuştur. Şekil-9, 10 ve 11'den görüldüğü gibi kazı hızı ile en iyi korelasyonu veren ifadeler sırasıyla, Schmidt çekici $\times R.Q.D^{2/3}$, Shore sertliği $\times R.Q.D^{2/3}$ ve basınç dayanımı $\times R.Q.D^{2/3}$ dür. Formasyonların basınç dayanımları kolaylıkla tespit edilebilir ve her tünel projesinin vazgeçilmez girdileridir, bu nedenle basınç dayanımı $\times R.Q.D^{2/3}$ ifadesini kayaç kütlesi kazılabilirlik indeksi olarak tariflemek ve çıkarılan bağıntıları, kollu makinelerin kazı hızının tahmini için kullanmak kabul edilebilir bir kriter olarak görülmektedir.

5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

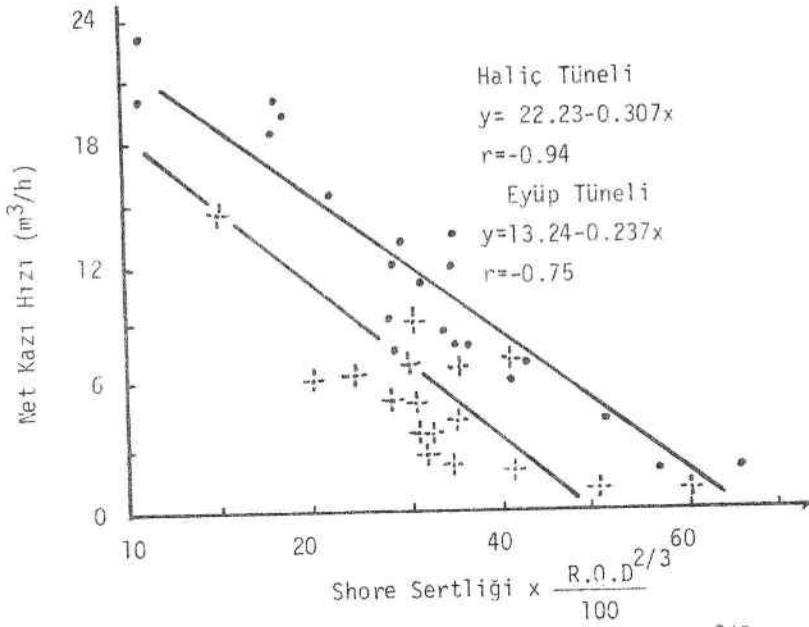
Güney ve Kuzey Haliç Kanalizasyon Projelerine ait altı tüneldeki uygulamalar, yer yer çok sert ve aşındırıcı olan Trakya formasyonlarında, kollu galeri açma kaminelerinin (Roadheaders) başarıyla kullanılabilmesini göstermiştir. 90 kw kesme gücü ve 225 kw kurulu güçteki Herrencknecht marka şiltli (kalkan) makinelerle ortalama 3.5 ile 4.9 m^3/h 'lik net kazı hızlarına ulaşılabilmiştir. Elde edilen ortalama, makineden faydalanma oranları %54 ile %61 arasında değişmiştir.



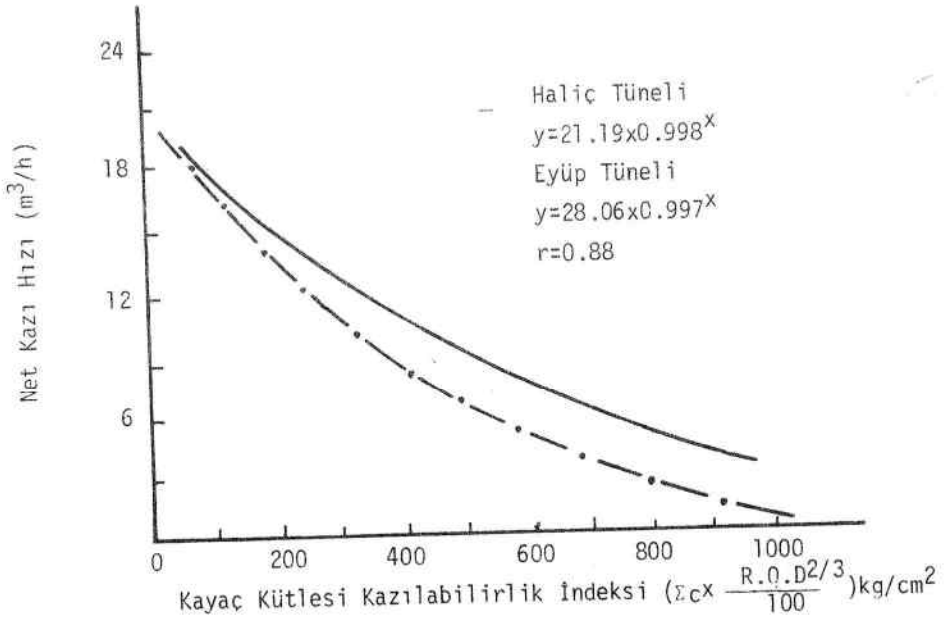
Şekil-8 Net Kazı Hızının Shore Scleroscope Sertliği ile Değişimi



Şekil-9 Net Kazı Hızı ile Schmidt Çekici $\times \frac{R.Q.D^{2/3}}{100}$ İfadesi Arasındaki İlişki.



Şekil-10 Net Kazı Hızı ile Shore Sertliği $\times R.Q.D^{2/3}$ ilişkisi



Şekil-11 Net Kazı Hızının Kayaç Kütleli Kazılabilirlik İndeksi Değeri ile Değişimi

Haliç ve Eyüp Tünellerinden toplanan veriler üzerinde yapılan çok katlı eğrisel regresyon analizinde kazı hızının sırasıyla, Shore sertliği $\times R.Q.D.^{2/3}$; Schmidt çekici değeri $\times R.Q.D.^{2/3}$ ve basınç dayanımı $\times R.Q.D.^{2/3}$ değerleriyle iyi korole edilebildiği bulunmuştur. Basınç dayanımı $\times R.Q.D.^{2/3}$ değeri kayaç kütlesi kazılabilirlik indeksi olarak tarif edilmiş ve kazı gücü 100 kw'ı geçmeyen kollu makine uygulamalarında kazı hızının önceden tahmini için kullanılabileceği ileri sürülmüştür.

TEŞEKKÜR

Metinde geçen tüm mekanik deneyler, İ.T.Ü. Maden Fakültesi Maden Müh. Bölümü laboratuvarlarında yapılmıştır. Yazarlar bu çalışmanın yapılmasına olanak sağlayan, İ.T.Ü. Maden Fakültesi Dekanlığı'na, İ.S.K.İ. (İstanbul Su Kanalizasyon İşleri), U.B.M. (Uluslararası Birleşmiş Müşavirler L.T.D. Şirketi ve S.T.F.A. (Sezai Türkeş-Fevzi Akkaya Şirketi) yetkililerine teşekkürü bir borç bilmektedir.

KAYNAKLAR

- BİLGİN,N., SHAHRİAR, K., 1986; "Kayaçların ve Kömür Damarlarının Bazı Mekanik Özelliklerinin Belirlenmesinde Kullanılan Dolaylı Yöntemlerin Değerlendirilmesi", 1. Ulusal Kaya Mekaniği Simpozyumu, s. 127-137
- BİLGİN,N., SEYREK,T., SHAHRİAR,K., 1988; "Golden Horn Clean-up Contributions Valuable Data", Tunnel and Tunnelling, June, pp. 41-44
- BİLGİN,N., 1989; "İnşaat ve Maden Mühendisleri İçin Uygulamalı Kaya Mekaniği", Birsan Kitapevi, İstanbul 192.s
- BRAYBROOKE,J.C., 1988; "The State of the Art of Rock Cutlability and Rippability Prediction" Fifth Australia-New Zealand Conference on Geomechanics, Sydney, pp. 13-42.
- BROWN,E.T., 1981; "Rock Characterization Testing and Monitoring", Pergamon Press, p. 211
- GEHRİNG,K.H., 1989; "Roadheaders, A Cutting Comparison", Tunnels and Tunnelling, November, pp. 27-30.
- HEKİMOĞLU,O.Z., 1988; "Galeri Açma Makinalarının Temel Özellikleri ve Seçimleri", Türkiye 6. Kömür Kongresi, Zonguldak, s. 29-52.

- McFEAT-SMITH, I., FOWELL, R.J., 1979; "The Selection and Application of Roadheaders for Rock Tunnelling", Rapid Excavation and Tunnelling Conference, U.S.A., Vol 1, pp. 261-279.
- POOLE, R.W., FARMER, I.W., 1978; "Geotechnical Factors Affecting Tunneling Machine Performance in Coal Measures Rock", Tunnels Tunnelling, December, pp. 27-30.
- SPEIGHT, H.E., FOWELL, R.J., 1987; "Roadheader Performance Studies Using a Full Scale Laboratory Research Facility", 28th U.S. Symp. Rock Mech. Tucson, pp. 973-980.
- YOUNG, R.P., 1978; "Assessing Rock Discontinuities", Tunnels and Tunneling, June, pp. 45-48.

KESİCİ UÇLARLA YAPILAN MEKANİK KAZIDA VERİMLİ KESME
PRENSİPLERİ

PRINCIPLES OF EFFICIENT CUTTING IN MECHANICAL EXCAVATION
WITH DRAG TOOLS

Osman Zeki HEKİMOĞLU (*)

ÖZET

Bu tebliğde kesici uçlarla yapılan kaya ve kömür kazımında verimlilik açısından hakim olan faktörler verilmektedir. Bu faktörler arasında özellikle sabit koşullarda keski kuvvetlerinin dağılımlarını ve büyüklüklerini ve kesme verimini önemli ölçüde etkileyen keski diziliminden söz edilmiştir. Bu dizilim içerisinde yer alan bazı önemli faktörlerin genel anlamda belli optimum değerlere sahip oldukları anlaşılmış ve bunlar, keskinin gerçek kesme koşulları göz önüne alınarak yeniden irdelenmiştir.

ABSTRACT

This paper sets out the factors influencing efficient cutting principles of rock and coal materials with drag tools. Special emphasis is placed on tool-lacing significantly affecting the distribution and magnitude of pick forces; hence cutting efficiency. Factors which are involved in this aspect were found to exhibit certain optimum values and they were further discussed in view of actual cutting action of a pick.

* Yrd.Doç.Dr., Hacettepe Üniversitesi, Maden Müh. Böl.,
Beytepe Ankara

1. GİRİŞ

Pratikte kesici uç veya keski ile donatılmış, kayaç ve kömür kazımında kullanılan çeşitli makina tipleri mevcuttur. Bunların bir kısmı tünel açmada kullanılırken diğerleri ise üretim amaçlı olarak kullanılırlar. Bu makinaların tümündeki keskiler aynı kesme prensibine sahiptirler. Keskilerle yapılan mekanik kazıda tüm keskiler bir arada kesme yaparak birbirlerinin hareketini karşılıklı olarak kolaylaştırırlar. Bu nedenle etkin ve verimli bir kesme için bu keskilerin düzgün bir şekilde sıralanmaları gerekmektedir. Bu sıralama yada keski dizilimi belirli kıstaslara göre yapılır.

Genel olarak her keskinin eşit görev yapması amaçlanır. Ancak bu durum kesici kafa geometrisi, keski yuvalarının boyutu ve diğer bazı nedenlerden ötürü pratikte her zaman mümkün değildir. Bundan dolayı özellikle konik geometrilili kesici kafaya sahip olan galeri açma makinalarında dinamik ve kinematik denge ideal olarak sağlanamaz. Bu durum bir düzeye kadar tamburlu kesiciler içinde geçerlidir.

Keskilerin birbirlerine göre olan durumları belirlenirken her keskide bulunan kesme potansiyelinden azami ölçüde yararlanma durumu öncelikle göz önüne alınır. Bugüne kadar sürdürülen bir seri laboratuvar ve pratik çalışmalar sonunda keskilerin ancak belli bir dizilim çerçevesinde optimum bir kesme şekli ortaya koydukları anlaşılmıştır. Bu tebliğde, anılan bu optimum dizilim şeklinin çeşitli konumdaki keskiler için nasıl olduğu irdelenmekte ve kesme randımanına nasıl etki ettikleri anlatılmaktadır.

2. KESKİ DİZİLİMİ

Etkin ve verimli bir kesme için gereken keski dizilimi çeşitli faktörlere bağlıdır. Bunlar arasında keskiler arası mesafe, kesici kafanın boyutu ve geometrisi, toplam keski sayısı, toplam spiral sayısı ve

köşe kesicinin konumu en önemlileri arasında sayılabilir. Bunlar keski kuvvetlerinin büyüklüğünü ve yönünü önemli ölçüde etkilerler. Böylece kesici kafanın ve dolayısıyla tüm makinanın dinamik ve kinematik özellikleri bu faktörlere bağımlı olarak ortaya çıkar.

Keski dizilimi için genellikle kesici kafa boyutu önce saptanır. Bunu keskiler arası mesafenin tayini izler. Bu mesafeye göre de toplam keski adedi belirlenir. Bu toplam sayı ise seçilecek spiral adedine göre yerleştirilir. Pratikteki mekanik kazı yapan makinalarda toplam keski sayısı normal olarak 20 ile 100 arasında olup bunlar yaygın olarak iki yada üç spiral halinde dizilirler. Bu parametrelerin yerine getirilmesinden sonra ise keski eksenlerinin kesici kafanın dönme eksenine göre olan ilişkili konumları belirlenir.

Bir sıra halinde dizilmiş keskilerin en ön ve en arka uçlarında kalan keskiler köşe kesici konumunda iken bunların dışında kalan keskiler ise 'Normal Keski' olarak adlandırılan ve rahatlamış kesme yapan keskilerdir (Hekimoğlu and Fowel, 1990). Genellikle galeri yada ayak arınına doğru olan kısmın en ucundaki keski en zor köşe kesici durumundadır. Bunun hareketinin rahatlatılması için kesici kafa dizaynında en ön kısım genellikle küresel geometri olacak şekilde dizayn edilir.

Yukarıda belirtilen faktörleri bu tebliğin kapsamı içersinde ayrıntılı olarak vermek olanaksızdır. Bu nedenle burada yalnızca keskiler arası mesafeden ve köşe kesicinin konumundan kaynaklanan keski kuvvetleri ve keski konumlarına değinilecektir.

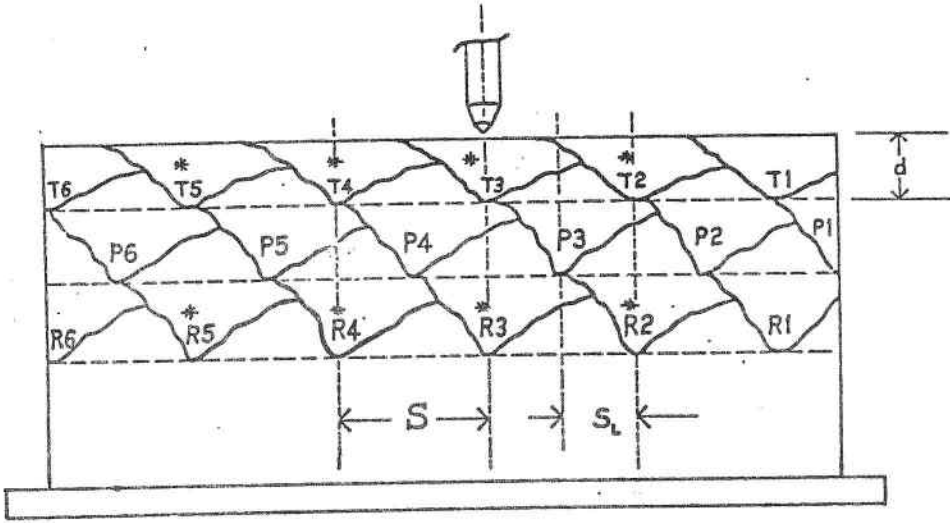
3. KESKİLER ARASI MESAFE VE KESKİ KUVVETLERİ

Keskiler arasındaki mesafe ile, yanyana sıralanan iki komşu keski arasındaki uzaklık ifade edilir. Bu mesafe iki şekildedir. Bunlardan birincisi aynı bir spiral içersindeki iki komşu keski arasındaki mesafedir (S).

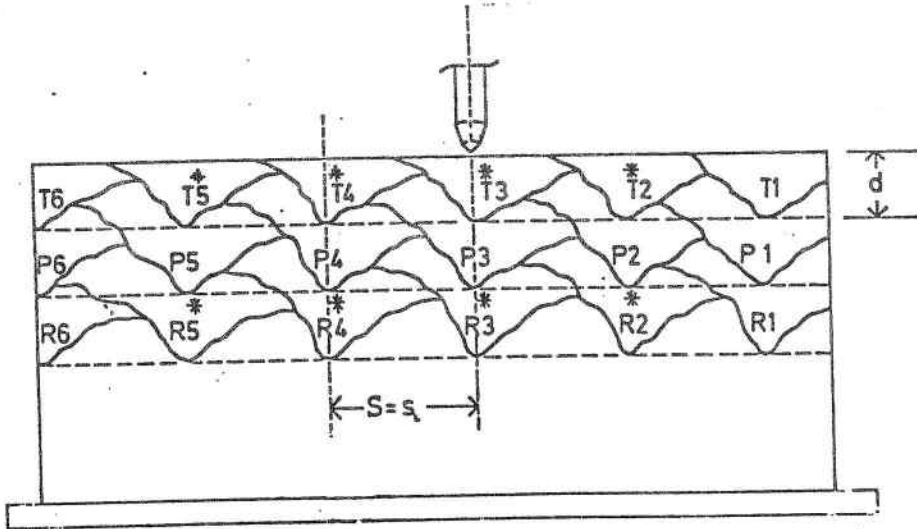
Diğeri ise kesici kafa üzerinde spiraller gözetilmeden tüm keskinlerin bir aradaki konumları göz önüne alındığında iki komşu keski arasındaki mesafe (s_L) olarak bilinir. Keski diziliminde $s = ks_L$ ilişkisi daima gözetilir. k değeri 2 veya 3'e eşit olduğu zaman bir spiral üzerindeki keski bunu takip eden spiraldeki keskiyi çapraz bir çizgi üzerinden izleyerek 'Roliyef Kesme' sisteminde kesme yaparlar (şekil 1a). k değeri 1'e eşit olduğunda ise keskinler birbirlerini aynı çizgi üzerinden izleyerek 'Oluk Derinleştirme' sistemini gerçekleştirirler (şekil 1b).

Keski kuvvetleri keskinler arasındaki mesafenin belli bir düzeye kadar büyümesiyle artar. Ancak özgül enerji ise (Kayacın birim hacmini kesmek için gerekli enerji) bu artış içersinde yalnızca optimum bir değer ile ortaya çıkar. Burada genelleştirme yapmak amacıyla keskinler arası mesafenin kesme deriniğine (d) oranı göz önüne alınır. Daha önce düz yüzeyli kayaç numunesi üzerinde yapılan laboratuvar çalışmaları, s/d oranının sivri uçlu keskinler için 1,5 ile 3 arasında değiştiğini göstererek oluk derinleştirme sisteminin verimli olmadığını belirtmiştir (Roxborough, 1972 ; 1973). Bu çalışmalara müteakip, keskinlerin pratikteki kesme şekilleri göz önüne alınarak çeşitli kayaç ve keski tipleriyle yapılan bir dizi laboratuvar çalışmaları ile de benzer sonuçlar ortaya çıkmıştır (Hurt, 1980).

Keskinler arası mesafenin keski kuvvetleri ve kesme verimine olan etkileri yine ayrıntılı olarak İngiltere' de Newcastle Upon Tyne Üniversitesinde yapılan bir dizi laboratuvar çalışmaları ile araştırılmıştır. Bu çalışmalar esnasında tek eksenli basınç dayanımı 43 MPa olan ince taneli bir kumtaşı üzerinde bazı keski tipleri ile yapılan kesme deneylerinin sonucu şekil 2 de verilmiştir. Görüldüğü gibi oluk derinleştirme sisteminde s/d oranının 6 dan sonraki değerlerinde keski kuvvetleri ve özgül enerjide ani artışlar oluşmaktadır. Buna karşılık röliyef kesme sisteminde ise $s/d > 6$ dan



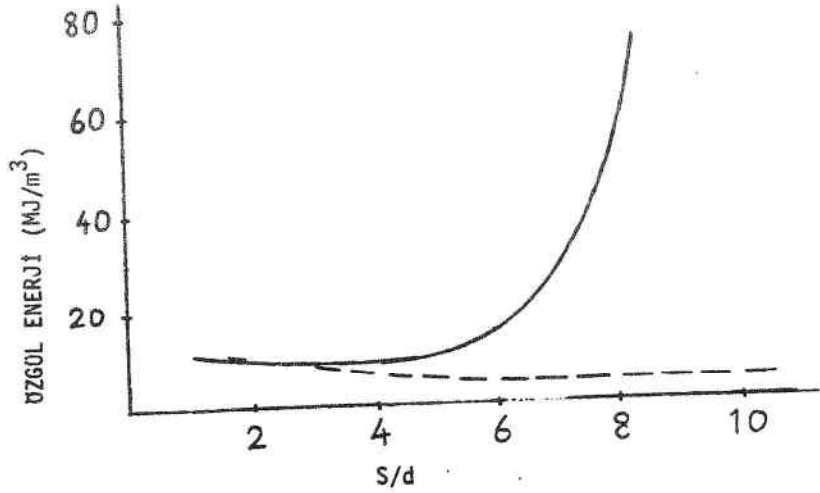
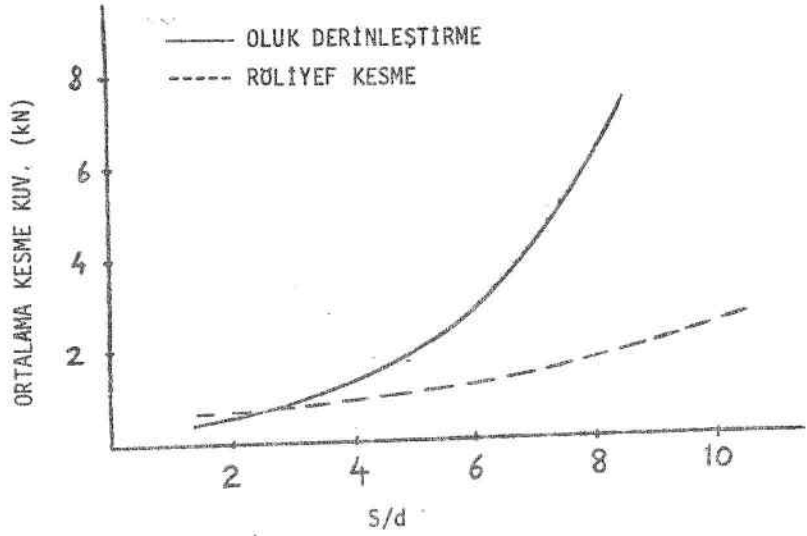
(a)



(b)

$$S = S_L$$

Şekil 1. (a) Röliye kesme sistemi
(b) Oluk derinleştirme sistemi.



Şekil 2. Oluk derinleştirme ve RölİYEF kesme sisteminde ortalama keski kuvveti ile özgül enerjinin karşılaştırılması.

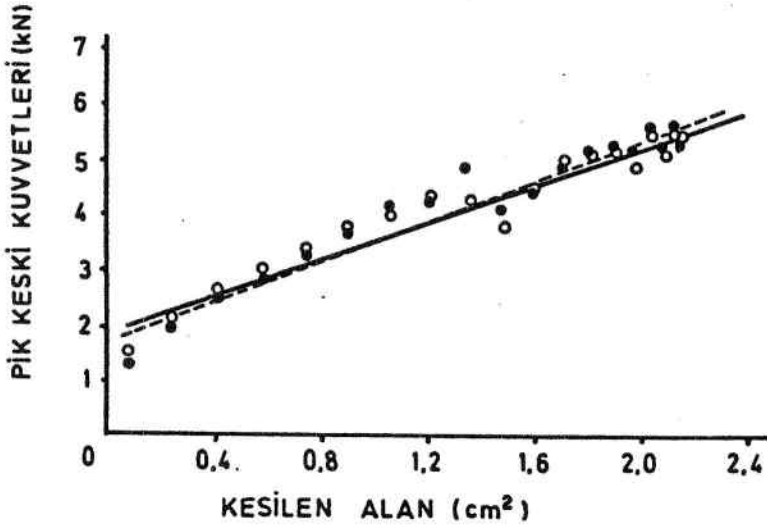
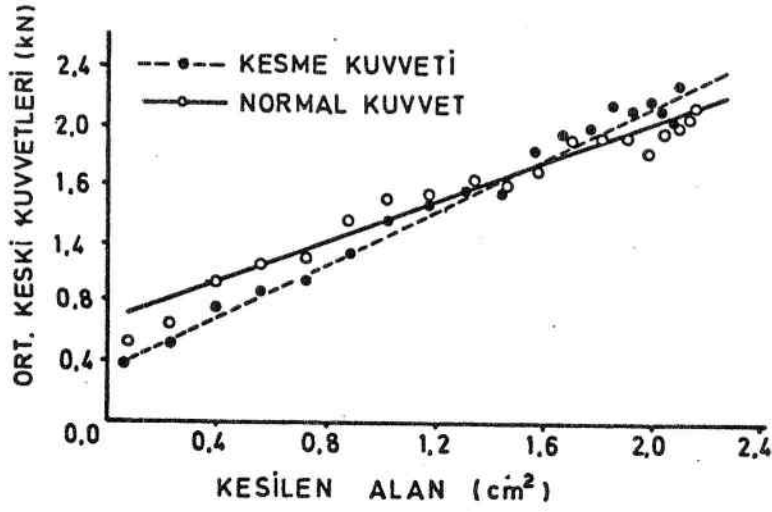
itibaren kesme kuvveti düzgün artarken özgül enerji'de ise önce sabitleşme ve sonrada çok hafif artış eğilimi ortaya çıkmaktadır. Bu durum yüksek s/d değerlerinde röliyef kesmenin oluk derinleştirme'den daha iyi olduğunu işaret etmektedir.

Bunların yanısıra eşit mesafede dizilen ve bir eğim açısı alacak şekilde konumlandırılan keski kolları üzerinde yapılan deneyler sonucu keski kuvvetlerinin, keski kollarının kestiği (süpürdüğü) alan ile doğru orantılı olduklarını göstermiştir (şekil 3). Kazi makinelerinde makina duraylılığının saptanması için keski kuvvetlerinin bilinmesi gerekir. Keski kuvvetleri de sabit koşullarda kesme derinliği ile değişmektedir. Kesme derinliği ve keski kolları arası mesafenin nominal değerleri fiili kesme sırasında değişmektedir (şekil 4). Keski kolları arası mesafenin, kesme derinliğinin ve keski konumlarının fiili değerlerinin bilinmesiyle keski kollarının süpürdüğü alan hesaplanır. Bu durumda herhangi bir kazi makinasının duraylılığı önceden tahmin edilebilir. Anılan bu parametrelerin fiili değerleri şekil 4 deki keski konumları göz önüne alındığında aşağıdaki formüllerle hesaplanabilir (Hekimoğlu, 1984) :

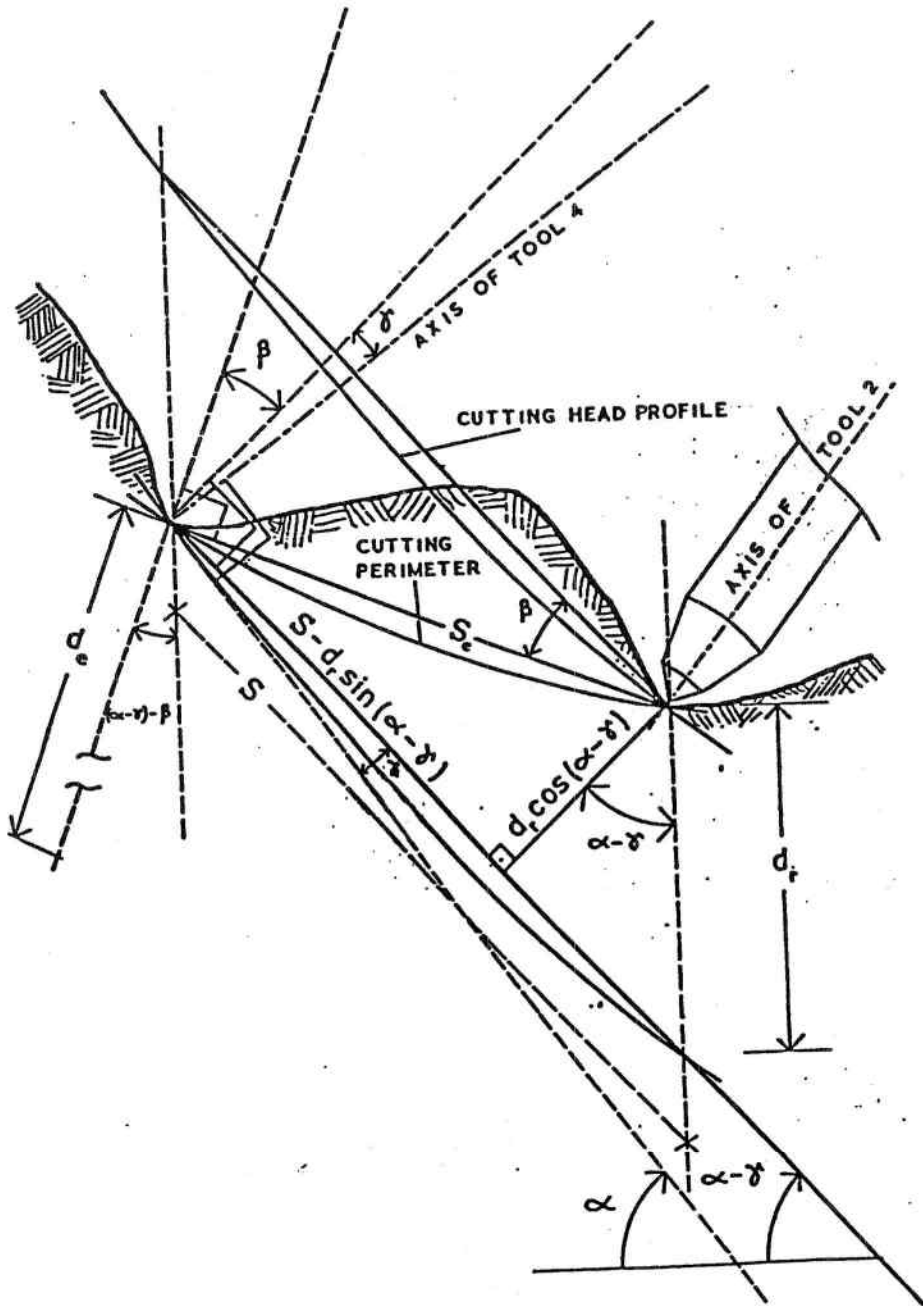
$$S_e = \sqrt{(S - d_r \sin(\alpha - \gamma))^2 + (d_r \cos(\alpha - \gamma))^2}$$

$$\beta = \tan^{-1} \left[\frac{d_r \cos(\alpha - \gamma)}{S - d_r \sin(\alpha - \gamma)} \right]$$

$$d_e = d \cos((\alpha - \gamma) - \beta)$$



Şekil 3. Keski kuvvetlerinin kesilen alan ile değişimi



Şekil 4. Keski konumu, keski arası mesafe ve kesme derinliğinin fiili kesme sırasında değişimi.

Burada :

α = Keski eğim açısı (Derece).

S_e = Keskiler arası mesafenin (S) fiili değeri (mm).

d_e = Kesme derinliği (d) nin fiili derinliği (mm).

S = Bir spiraldeki iki komşu keski arasındaki mesafenin nominal değeri (mm).

d = Bir keskinin nominal kesme derinliği (mm).

= Keski eğim açısı (Derece)

β = Keskilerin fiili diziliminin oluşturduğu hat (perimeter) ile kesici kafa profili arasındaki açı (Derece)

d_r = Keskilerin birbirlerine göre olan kesme derinliği olup "(Bir dönüşteki ilerleme/Toplam keski sayısı) x Spiral sayısı" ile hesaplanır.

γ = Keskinin, fiili dizilim hattına göre olan açısal konumu (derece) olup " S_L ($180/\pi$ x Kesici kafanın çapı)" ile hesaplanır (Derece).

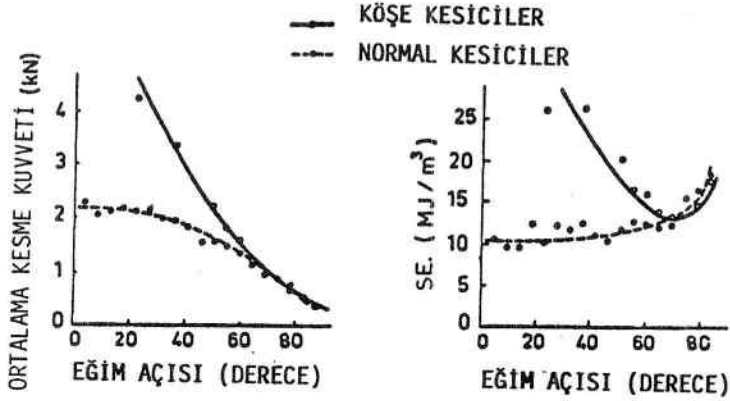
Bu formülde verilen γ açısı, eğim açısı sıfır olan veya konik bir geometri üzerinde dik olarak yer alan keski için sıfırdır. Buna karşılık γ değeri genellikle küçük olduğundan çoğu hesaplamalarda ihmal edilebilirler. Bu değerlere göre bir keskinin süpürdüğü alan (A) aşağıdaki formüle göre bulunabilir (Hekimoğlu,1984) :

$$A = S_e \times d_e$$

4. KÖŞE KESİCİLERİN OPTİMUM KONUMU VE KESKİ KUVVETLERİ

Köşe kesiciler, daha ilerilerinde başka keski olmamalarından dolayı normal keskilere oranla daha zor koşullara maruzdurlar. Bu nedenle bu keski diğer normal keskinin konumu ile harmonik olarak bir eğim açısı alacak şekilde konumlandırılırlar. Normal bir küresel geometriye sahip olan kesici kafa üzerinde eşit aralıklarla sıralanmış olan keskilere etkiyen kuvvetler

ve onlara karşı gelen özgül enerji değerleri şekil (5) de gösterilmiştir.



Şekil 5. Keski kuvvetlerinin ve özgül enerjinin keski eğim açısı ile değişimi.

Görüldüğü gibi düşük eğim açısında köşe kesicilere ait keski kuvvetleri ve özgül enerji değerleri normal keskilere oranla çok daha fazladır. Bu değerler yaklaşık 65° lik eğim açısında birbirlerine eşit olmaktadır. Yani köşe kesicilerin kesme hareketi 65° lik eğim açısından büyük değerlere doğru rahatlamaktadır.

Bu 65° lik eğim açısının değerinin, laboratuvar deneyleri sırasında aynı keskinin düz yüzeyli bir kayacık numunesini tek bir oluk halinde kestiği zaman meydana gelen oluğun kırılma açısı ile yaklaşık aynı değer de olması çok ilginçtir. Bu durum bir sivri uçlu keskinin bir kayacı kesmesi sırasında onu daima belli bir kırılma açısında koparmaya eğimli olduğunu işaret etmektedir. Başka bir deyimle köşe kesicinin konumlandırılacağı eğim açısı bunun kesebileceği tek oluğun kırılma açısının değerine eşit olacağı ima edilmektedir.

Köşe kesicilerin laboratuvar şartlarında saptanan bu optimum değeri aynı zamanda pratikteki çalışmalar ile de kanıtlanmıştır. Bu tebliğin yazarının TKİ ye bağlı OAL (Çayırhan) müessesinde yaptığı yeraltı çalışmaları sırasında bu optimum eğim açısı bütün kazı makinalarına uygulanmış ve başarılı sonuçlar elde edilmiştir.

5. SONUÇLAR

Bu tebliğde değinilen kayaç kesme deneylerinin ışığı altında aşağıdaki sonuçlar çıkarılabilir :

- (1) Kayacın gerçek koşullarda kesilmesini simule eden deneyler sırasında elde edilen keskinlikler arası optimum mesafe değeri, daha önceki araştırmacıların sonuçlarını teyit etmektedir.
- (2) Keskinlik diziliminde, röliye kesme sistemi oluk derinleştirme sistemine oranla daha avantajlıdır.
- (3) Köşe kesicilerin optimum eğim açısı, keskinin düz bir kayaç üzerinde kestiği oluğun kırılma açısının değerine eşdeğer olma eğilimindedir.

KAYNAKLAR

- HEKİMOĞLU, O.Z. and FOWEL, R.J., Theoretical and Practical Aspects of Rear Pick Design on Boom Tunnelling Machine Cutting Heads. Mining Science and Technology, 10 (1990) 221-23, Elsevier science Publishers B.V., Amsterdam
- HEKİMOĞLU, O.Z., Studies in the Excavation of Selected Rock Materials with Mechanical Tools, Ph.D. Thesis, the University of Newcastle Upon Tyne, 1984
- HEKİMOĞLU, O.Z. and FOWEL, R.J., From Research Into Practice : In - situ Studies for Design of Boom Tunnelling Machine Cutting Heads, 31 st. U.S. Rock Mechanics Symposium, Colorado School of Mines, June, 1990
- HURT, K.G. , Labaratory Studies of Rock Cutting: A Comparision of the Performance in Sandstone of Various Rock and Coal Cutting Tools, Part 2 : Relieved Cutting, MRDE Report No.91 , Sept 1980
- ROXBOROUGH, F.F. and RISPIN, A. , The Mechanical Cutting Characteritics of The Lower Chalk, Report to TRRL, May 1972, Departmant of Mining Engineering, the University of Newcastle Upon Tyne.
- ROXBOROUGH, F.F., Cutting Rock with Picks, the Mining Engineer June 1973, pp 44555

SÜREKSİZLİK YÜZEY PÜRÜZLÜLÜĞÜNÜN
SAYISAL OLARAK BELİRLENMESİ

Quantitative Determination of
Discontinuity Surface Roughness

Can AYDAY*

R.Mete GÖKTAN*

ÖZET

Bu çalışma, süreksizliklerin makaslama dayanımı üzerinde etkin bir rol oynadığı bilinen yüzey pürüzlülüğünün, geliştirilen bir yüzey tarayıcı aygıt ile laboratuvar düzeyinde ölçülmesi ile ilgilidir.

Aygıtın tasarımılandırılmasına ve ölçme tekniğine ilişkin tanıtıcı bilgiler verildikten sonra, bir kayaç yüzeyi üzerinde yapılan tarama işlemleri ile ilgili örnek bir uygulama gösterilmiştir.

ABSTRACT

This paper is concerned with the quantitative measurement of joint roughnesses under laboratory conditions, using a scanner device which was developed for this purpose.

The design and operation principles of the scanner is described, and an example of scanning on a given rock surface is presented.

(*) Yrd.Doç.Dr. Maden Müh.Böl., Anadolu Üniversitesi, ESKİŞEHİR

1. GİRİŞ

Süreksizlik yüzey pürüzlülüğü, bir süreksizlik yüzeyinin küçük ve büyük ölçekte düzlemsellikten sapmasının ölçüsü olarak tanımlanır. Bu özelliğin kayaç süreksizliklerinin makaslama dayanımı üzerinde etkin bir rol oynadığının anlaşılması tünelcilik (Barton ve diğerleri, 1974), şev duraylılığı (Hoek ve Bray, 1977) ve kazılabilirlik (Kirsten, 1988) gibi çeşitli alanlardaki mühendislik tasarımlarında yaygın olarak kullanılmasına neden olmuştur.

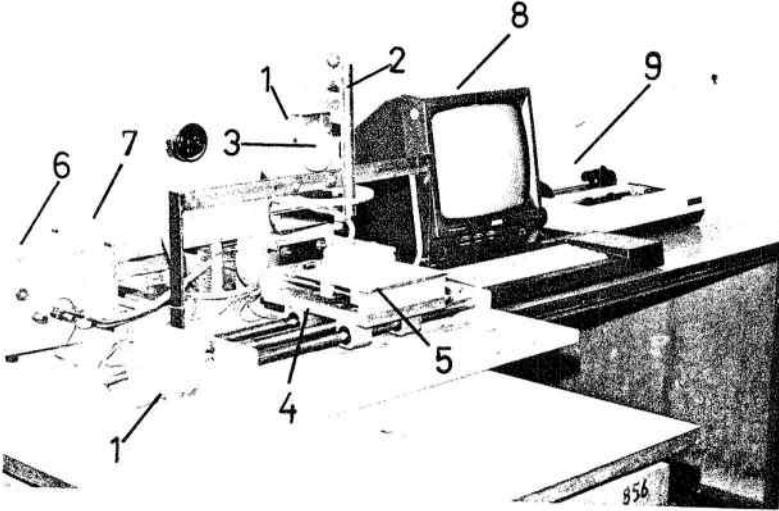
Bununla birlikte, süreksizlik yüzey pürüzlülüğünün ölçülmesi ve yorumlanması aşamalarında bazı güçlüklerle karşılaşılabilir. Barton ve Choubey (1977) pürüzlülüğün belirlenmesinde yarı-kantitatif bir yöntem kullanmıştır. Bu yöntemde pürüzlülük, 0-20 arasında değerler alabilen ve süreksizlik pürüzlülük katsayısı (JRC) olarak bilinen bir katsayı ile tanımlanmıştır. Yöntemin prensibi, tipik pürüzlülük profillerinin birbirleri ile göreceli olarak karşılaştırılarak derecelendirilmesine dayanmaktadır. Ancak, bu yöntemin sakıncalı yönü subjektif değerlendirmelere açık oluşudur.

Yüzey pürüzlülüğünü daha ayrıntılı ve objektif olarak belirlemeye yönelik yöntemler arasında, Dight ve Chiu (1981) tarafından kullanılan fotoğrametrik yöntem ile Fecker ve Rengers (1971) tarafından kullanılan profilograf-jeolog pusulası yöntemleri daha yaygın olarak bilinmektedir. Bu analiz yöntemlerinin sakıncalı olabilecek yönleri ise deneyimli personele gereksinim göstermeleri, zaman alıcı olmaları ve çok sayıdaki ölçümü yeterli hassasiyette verememeleridir.

Bu çalışmada, küçük ölçekteki süreksizlik yüzey pürüzlülüklerinin sayısal ve subjektif olarak ölçülebilmesi amacıyla geliştirilen laboratuvar tipi bir yüzey tarayıcı aygıt tanıtılmıştır. Bazı elektronik aygıt ve motorlardan oluşan bu tarayıcının çalışma prensibi verilmiş, bilgisayar paket programı yardımı ile yüzey pürüzlülüğüne ait eş yükselti eğrilerinin ve üç-boyutlu görüntüleri elde edilişi gösterilmiştir.

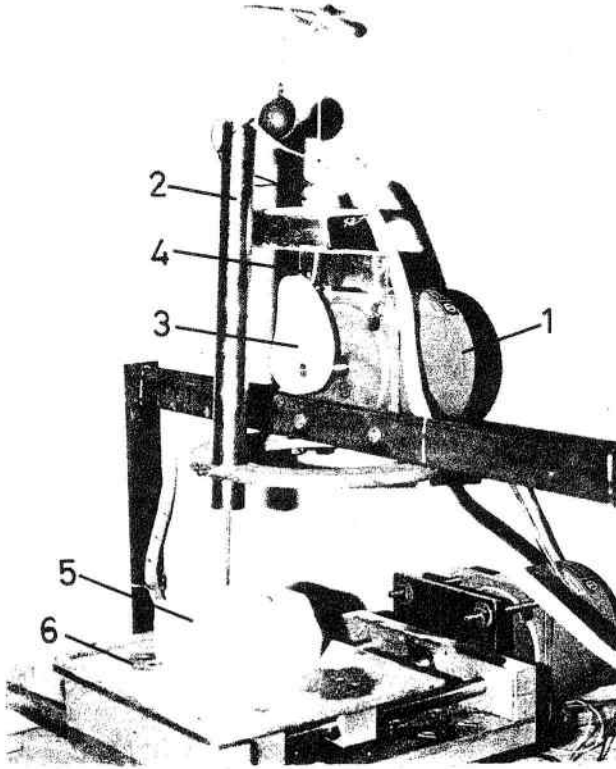
2. YÜZEY PÜRÜZLÜLÜK TARAYICISI

Laboratuvar düzeyindeki küçük ölçekli pürüzlülük ölçmeleri için geliştirilen yüzey pürüzlülük tarayıcı (YPT) step motorlar, X-y yönlü oynar tablalar, deplasman ölçer transducer, kam, kam iticisi, step motor sürücü kartları, bilgisayar, ara devre ve güç kaynağı gibi ana elemanlardan oluşmaktadır (Şekil 1 ve 2).



Şekil 1. Sistemin genel görünüşü.

- 1- Step motor, 2- Transducer, 3- Kam, 4- Alt tabla,
- 5- Üst tabla, 6- Güç kaynağı, 7- Sürücü kartları,
- 8- Bilgisayar, 9- Printer.

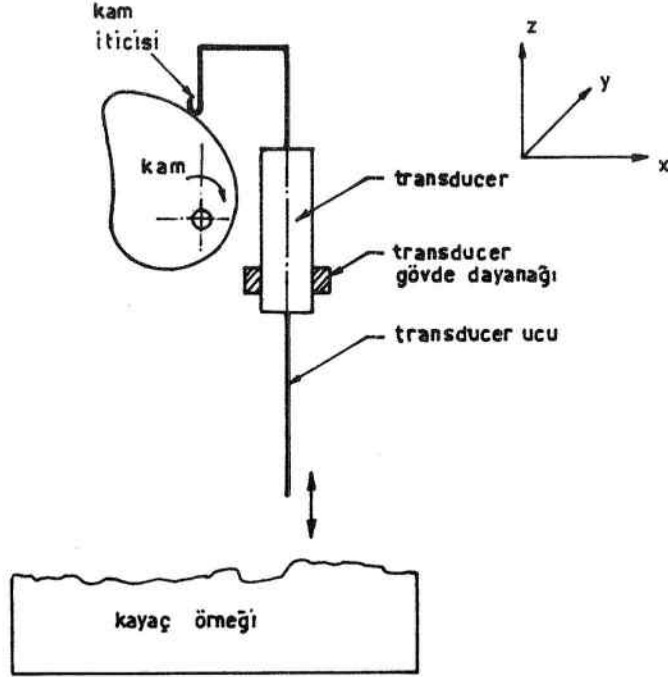


Şekil 2. Tarayıcı bölüm ve elemanları

- 1- Step motor, 2- Transducer, 3- Kam,
4- Kam iticisi, 5- Kayaç örneği,
6- Üst tabla.

2.1. Ölçme Prensibi

YPT ile ölçme tekniğinin prensibi Şekil 3 de verilmiştir.



Şekil 3. Yüzey pürüzlülük tarayıcısı ile ölçme prensibi

Deplasman ölçer bir transducer gövdesi kayaç örneği yüzeyi üzerine gelecek şekilde sabitleştirilmiştir. Sistemde alt tablaya +x ve -x yönünde, üst tablaya ise +y ve -y yönünde hareket olanağı sağlayabilen birer step motor bulunmaktadır. Kam'ın hareketlendirilerek, transducerin z-yönünde ölçüm yapabilmesi ise üçüncü bir step motor tarafından sağlanmaktadır.

Sistem açılıp çalıştırılmaya başlandığında, program yardımı ile istenilen başlangıç koordinatlarına getirilir. Pürüzlülüğü ölçülmek istenilen kayaç örneği üst tablaya yerleştirilir. Bilgisayar programı çalıştırılarak yüzey taramasına başlanır.

Step motor milinin kam'ı döndürmesi ile birlikte, transducer ucu

alçalarak kayaç yüzeyine temas eder ve transducer çıkışı kaydedilir. Okuma yapıldıktan sonra, kam dönüşüne devam eder ve transducer ucunu kayaç yüzeyinden kaldırır. Transducer ucu en üst noktaya vardığında, alt tabla +x yönünde önceden belirlenen bir adım kadar ilerleyerek bir sonraki okuma için hazır duruma gelir. Her adımda, x ve y koordinatları ile bu koordinatlara ait z düşey okuması aradevre ile bilgisayara aktarılır.

Bir ölçme profilini oluşturan adımların bitiminde, üst tabla -y yönünde daha önceden belirlenen bir birim kadar ilerler ve durur. Daha sonra, alt tabla -x yönünde adım adım ölçme alarak geri gelmeye başlar. Bu durumda da koordinat ve yükseklik verileri bilgisayara kaydedilir.

Elde edilen veriler, bilgisayar alt programlarında eş yükselti eğrileri, profil ve histogram gibi programlar yardımı ile değerlendirilerek gerekli grafikler çizilir.

2.2. Tasarım Ayrıntıları

Aygıtın üzerine monte edildiği şase 155 mm eninde ve 465 mm uzunluğundadır. Üst tabla üzerine, boyutları 150 mm eninde ve 150 mm uzunluğuna kadar olabilen kayaç örnekleri yerleştirilebilir.

Bir step motorun açısal dönüşü, motora beslenen elektrik sinyallerinin sayısı ile belirlenir. Sinyal kaynağı, kontrol kutusunda bulunan bir sinyal yayıcı devredir. Örneğin, motora beslenen 200 sinyal ile oynar tablaya 1 mm lik ilerleme sağlanır.

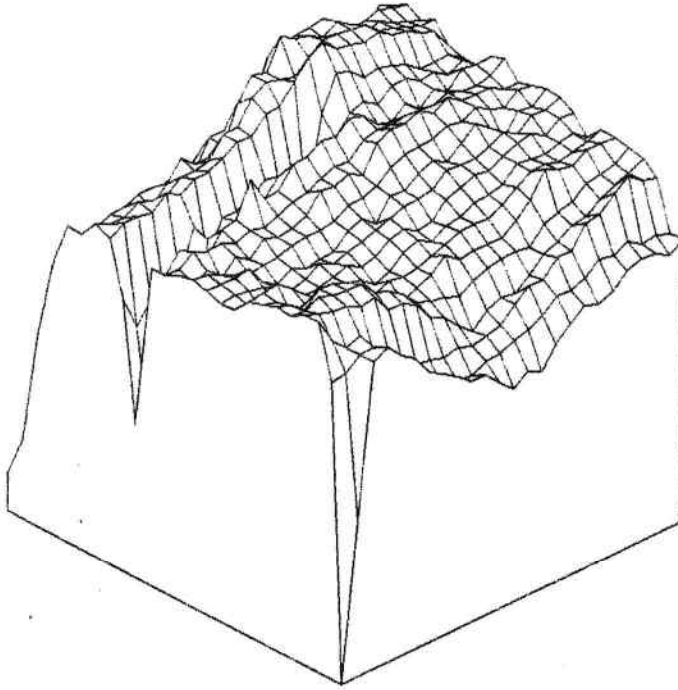
Kayaç örneği yüzey profilinin yeterli bir hassasiyetle taranabilmesi amacıyla, çalışma sınırları ± 50.8 mm olan bir transducer kullanılmıştır.

3. UYGULAMA

Bu bölümde, YPT ile yapılan yüzey taramalarına ait verilerin değerlendirilişi bir örnek uygulama ile açıklanmaya çalışılmıştır.

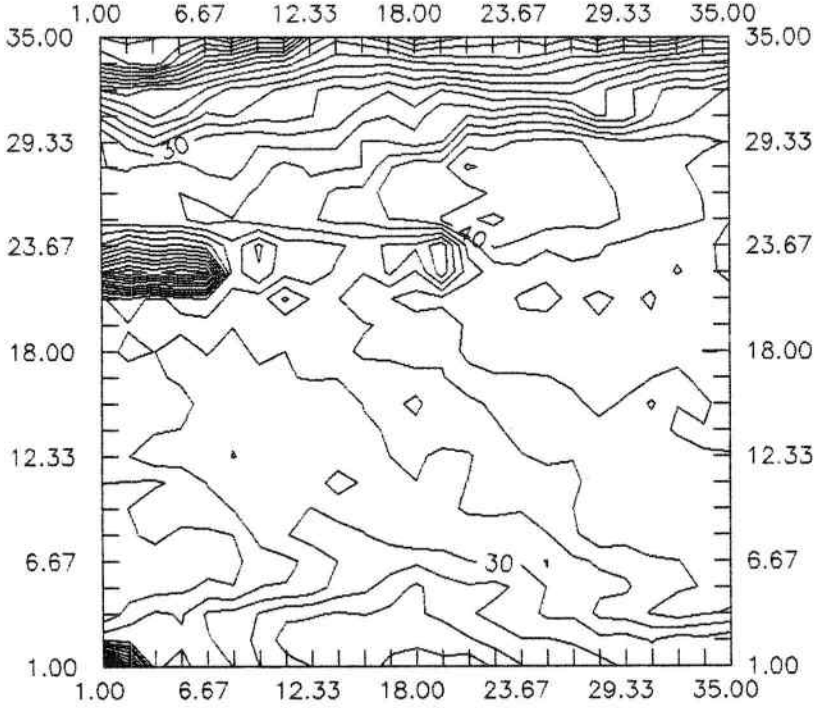
Üzerinde pürüzlülük ölçmelerinin yapıldığı deney örneği 70 mm eninde ve 70 mm uzunluğundaki bir mermer yüzeyidir. Ölçme profili uzunlukları $+x$ ve $-x$ yönlerinde 70 mm olup okumalar 2 mm aralıklarla alınmıştır. Bir ölçme periyodunun 4 s sürmesi nedeniyle, bir profilin tamamlanması işlemi yaklaşık 2,5 dakikada gerçekleşmektedir. Profil aralıkları ise 2 mm olarak belirlenmiştir.

Yüzey pürüzlülük değerlerinin farklı doğrultularda önemli değişiklikler gösterdiği durumlarda, kayaç örneği yüzeyinde enlemesine ve boylamasına uygun aralıklarla yapılan taramalar yardımı ile ayrıntılı bilgiler elde edilebilmektedir. Bilgisayar programları kullanılarak, bu veriler, pürüzlülüklerin üç-boyutlu olarak görüntülenmesinde de kullanılabilir (Şekil 4).



Şekil 4. Deney örneği yüzey pürüzlülüğünün üç-boyutlu görüntülenmesi

Anılan kayaç örneği yüzeyinde, 2 mm lik aralıklarla alınan 35 adet profil sonucunda elde edilen eş yükselti eğrileri Şekil 5 de gösterilmiştir.



Şekil 5. Yüzey pürüzlülüğü eş yükselti eğrileri

4. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışmada, kayaç yüzey pürüzlülüğünün laboratuvar düzeyinde sayısal olarak ölçülmesinde kullanılmak üzere geliştirilen bir yüzey pürüzlülük tarayıcısı (YPT) tanıtılmıştır. Verilen bir kayaç örneği yüzeyinde yapılan taramalar yardımı ile pürüzlülüklerin sayısal olarak hassas bir şekilde ölçülebileceği gösterilmiştir. Bu tür bir ölçme tekniği ile elde edilecek pürüzlülük profilleri, Barton ve Choubey tarafından yayınlanmış ve günümüzde standart olarak kabul edilen profillerle karşılaştırılabilir.

Diğer yandan, bazı pürüzlülük parametrelerinin istatistiksel yöntemler kullanılarak değerlendirilmesi ile uygulamada karşılaşılan tipik süreksizlik profillerinin sayısal olarak sınıflandırılabilmesi düşünülmektedir.

KAYNAKLAR

BARTON, N., LIEN, R., and LUNDE, J., 1974; "Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support", Rock Mechanics, Vol. 6, pp. 189-236.

HOEK, E. and BRAY, J.W., 1977; "Rock Slope Engineering", Institution of Mining and Metallurgy, Stephen Austin and Sons, 402 p.

KIRSTEN, H.A.D., 1988; "Case Histories of Groundmass Characterization for Excavatability", In: L. Kirkaldie (Edt.) "Rock Classification Systems for Engineering Purposes", ASTM, Philadelphia, pp. 102-120.

BARTON, N. and CHOUBEY, V., 1977; "The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice", Rock Mechanics, Vol. 10, No. 1/2 pp. 1-54.

DIGHT, P.M. and CHIU, H.K., 1981; "Prediction of Shear Behaviour of Joints Using Profiles", Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr. Vol. 18, pp. 369-386.

FECKER, E., and RENGERS, N., 1971; "Measurement of Large Scale Roughnesses of Rock Planes by Means of Profilograph and Geological Compass", Rock Fracture, Proc. of Int. Symp. on Rock Mech., Nancy, France, pp. 1-8.

DOI.GU ENJEKSİYON ŞERBETİ KARİŞİMLARINDA SODYUM SİLİKAT
UYGULAMALARI
Sodium Silicate Applications On The Grouts

Fahri Uluç ÖZBAYOGLU (x)

ÖZET

Galeri ve şev tahkimatlarında,gerek ekonomik oluşları ve gerekse pratik kullanım olanakları bulunması nedeniyle,sodyum Silikat katkılı enjeksiyonlar değişik oranlarda, başarı ile uygulanabilmektedir.Enjeksiyonlarda kullanılan süspansiyon tipi çimento-bentonit şerbetleri Bingham sıvısı özellikleri göstermekte ve nisbeten iri boşlukların doldurulmasında yararlı olmakta,ince çatlakların ve küçük porların doldurulması ise başlangıçta düşük viskozite değerlerine sahip kimyasal enjeksiyonlarda mümkün olabilmektedir.Bu çalışmada : değişik oranlardaki çimento-bentonit kil ve silikat karışımlarının, değişik mekanik ve kimyasal etkileşimleri belirlenmiştir.Düşük oranlarda bentonit ve silikat katkısı, enjeksiyon sıvısının çökmesini azaltmakta ve plastikliğini artırmaktadır.

ABSTRACT

The sodium silicate grouts on the tunnel wall and slope stabilisations are succesfully applicable for being more economic and for being more handy to use. The suspension type of cement-bentonite mud shows the Bingham flow properties and they are useful for the filling of large holes while the chemical grouts which have low viscosities at the beginning are more convenient to fill the narrow slits, cracks and pores.

(x) Y.Doç.Dr İnşaat Müh.Böl.Gazi Üni.Müh.Mim.Fak.

In this study, some properties of the cement, bentonite, clay and sodium silicate mixtures with varying proportions are researched. Addition of low bentonite and silicate with low proportions provides the plasticity to the grout mud and the bleeding of the mixture are diminished.

1-GİRİŞ

Günümüzde, galeri güzergahları ve şev tahkimatlarında karşılaşılan çeşitli jeoteknik sorunlar, dolgu enjeksiyonları ve çatlaklı ortamlarda, zeminin sağlamlaştırılması için yapılan bentonit karışımı çimento enjeksiyonları ile bir ölçüde çözümlenebilmektedir. Bu tip problemli formasyonların ıslahında enjeksiyon yöntemleri, her geçen gün gelişme göstermekte ve bir çok yeni araştırma konusu ortaya çıkmaktadır. Bilindiği gibi, enjeksiyonlarda kullanılan süspansiyon tipi çimento - bentonit serbetleri Bingham sıvısı özellikleri göstermekte ve nisbeten daha iri boşlukların doldurulmasında kullanılmaktadır. Öte yandan, başlangıç viskozite değerleri düşük sodyum silikat, akrilamid ve reçine orijinli kimyasal enjeksiyon maddeleri başlangıçta Newton sıvısı özelliklerine sahiptir ve ince yarıkların, küçük boşlukların doldurulmasında daha başarılı olarak kullanılabilir (Greenwood, 1984).

Belirli oranlarda sulandırılmış sodyum silikat, katalizör maddelerinin % katkı oranlarının değişimlerine göre, jelleşme sürelerine bağlı olarak değişik boyutlardaki çatlak ve boşluk açıklıklarının kapanmasında başarı ile uygulanabilmektedir. Ülkemizde, değişik oranlarda çimento, kil (bentonit) ve ilave katkı maddeleri ile yapılan pek çok dolgu ve kontakt enjeksiyonu olmasına karşılık, silikat katkılı enjeksiyonları oldukça sınırlı kalmış ve gerek araştırma laboratuvarlarının kısıtlı olanakları, gerekse finans sorunları nedeniyle pek fazla uygulanamamıştır.

Silikat katkılı enjeksiyon materyalinin, belirli bir amaca hizmet etmesi durumunda, zamana bağlı mekanik dayanım ve penetrasyon değerleri iyice araştırılarak özellikle de enjeksiyon

koşullarında örnekler üzerinde testler yapılarak incelenmesi gereklidir. Keza kimyasal dayanıklılık, dolgu boşluklarının açıklık aralıklarına göre ayarlanması, dolgu materyalinin tiksotropik özelliklerinin ve toksik karakterlerinin bunlarla ilgili ekonomik faktörlerin değerlendirilmesi ve maliyet etüdüleri, detaylı bir şekilde incelenmelidir (Karol, 1968).

2-ÜLKEMİZDE SODYUM SİLİKAT KATKILI ENJEKSİYON UYGULAMALARI

Mühendislik alanında kimyasal enjeksiyonların günümüze kadar bir çok uygulamaları olmasına karşılık, Türkiye de bu tip katkı enjeksiyonların olması gerektiği kadar sık uygulanamamış olduğu kanısındayız. Bu alanda yapılmış bazı çalışmalar aşağıda belirtilmiştir.

2.1 Altınkaya Barajı Alüvyon Enjeksiyonları

Burada uygulanan enjeksiyon çalışmalarında güdülen amaç, baraj gövdesi altında kalan alüvyon kazısı sırasında, kazı çukuruna gelecek suya engel olmak için memba ve mansap batardoları altında nisbeten geçirimsiz bir enjeksiyon perdesinin oluşturulmasıdır. Memba batardosunda 335 adet kuyuda 8349 m., mansap batardosunda 125 adet kuyuda 4495 m. enjeksiyon sondajı yapılmış başlangıçta $k=10$ mertebesinde olan zeminin doğal permeabilitesi, enjeksiyondan sonra yer yer $k = 10$ hatta geçirimsiz kısımlar bulunmakla birlikte, genelde $k = 10$ ortalama değerlere kadar düşmüştür. Yapılan çalışmalarla 1983 yılı fiyatları ile 3 yılda 250 milyon TL. civarında tasarruf sağlandığı belirlenmiştir. Bu çalışmalarda başlangıçta ağırlıkça % 85 su, % 10 çimento, % 5 bentonit olan (A) enjeksiyon şerbeti (Marsch hunisi viskozite değeri 40 sn.) kullanılmış ve söz konusu alüvyon enjeksiyonunda refü şartı düşünülmemiştir. Enjeksiyon sırasında ana kayaya ulaşamadığından, enjeksiyon basıncının yükselmediği durumlarda, (A) karışımında çimento miktarları tedricen artırılmış, hatta şerbetin fazla yayılımının önlenmesi için CaCl_2 de kullanılmıştır.

Daha sonraki aylarda, alüvyonun az geçirimli seviyelerindeki küçük boşlukları doldurabilecek çok geçirimli düzeylerde ise fazla uzağa sürüklenemeyecek kadar jelleşme özelliği olan ve arzu edilen sürede jelleşebilecek karışımın temini amacı ile yapılan laboratuvar araştırmalarından değişik oranlarda karıştırılan bentonit, sodyum silikat ve sodyum trifosfatın karışımının jelleşmesinde çok etkili olduğu anlaşıldığından, % 81 su, % 10 bentonit % 8 sodyum silikat ve yaklaşık % 1 sodyum trifosfat tan oluşan (B) karışımı kullanılmıştır. Bu oranlarda enjeksiyon şerbetinin viskozite değeri 39 saniye civarında bulunmuştur. Değişik oranlarda bentonit, sodyum silikat ve sodyum trifosfat karışımları (Çizelge-1) de topluca verilmiştir (Demir, 1984).

(Çizelge-1) Su + Bentonit + Sodyum Silikat + Sodyum Trifosfat Karışımlarının Jelleşme ve Viskozite Değerleri

Test no	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Bentonit %	5.0	8.0	8.0	8.0	9.7	11.7	10.2	11.2	8.2	10.2	8.3	11.8
Na ₂ SiO ₃ %	5.0	4.0	5.0	6.0	2.9	2.9	5.1	5.0	9.2	8.1	8.3	4.9
Na ₃ PO ₄ %	0.50	0.40	0.50	0.60	0.05	0.05	0.51	0.51	0.83	0.82	0.83	0.49
Su %	89.5	87.6	86.5	85.4	87.3	85.4	84.2	84.3	81.8	81.0	82.6	82.8
Jelleşme-dk	-	-	-	+ 8	+ 12	-	1.5	+ 12	+ 24	4.5	-	3
Viskozite sn	43	56	-	63	46	-	-	-	78	-	73	-
Test no	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Bentonit %	10.1	11.9	11.0	10.1	10.4	10.3	8.4	10.1	10.3	11.2	11.0	11.3
Na ₂ SiO ₃ %	5.1	5.0	5.0	8.1	6.2	2.1	7.3	11.3	6.2	3.1	1.9	2.7
Na ₃ PO ₄ %	0.50	0.50	0.50	0.81	0.62	0.06	0.52	0.81	0.60	0.06	0.06	0.06
Su %	84.2	82.6	83.6	81.0	82.8	87.5	83.8	81.0	81.0	85.6	87.4	87.6
Jelleşme dk	-	3.5	6.5	15	45	-	2.5	1.5	45	3	-	.5
Viskozite sn	r.	-	-	-	-	-	72	-	-	-	-	-

2.2 Atatürk Barajı Perde Enjeksiyonları

Atatürk barajı perde enjeksiyonu yaklaşık 12 km.uzunluğundaki enjeksiyon galerileri içinden,düşük refü basınçlarının uygulandığı mansap sırası önce olmak üzere 36 m. lik anolar halinde 7 fazda gerçekleştirilmiştir. Enjeksiyonlarda kullanılan serbet karışımları (Çizelge-2) de verilmiştir. Bu çizelgeden de görüldüğü gibi 1/1 lik ana karışım,ana istasyondan galeri içine basılmakta ve gerektiğinde uygun oranlarda su eklenerek ikinci bir ajitator-mikser ünitesinde 1/2 ya da 1/3 e dönüştürülmektedir.

(Çizelge-2) Atatürk Barajı Perde Enjeksiyonu Karışım Değerleri

A. Ana perde mansab sırası

Karışım tipi	Mikser adedi	Serbet (lt)	Çimento+Silikat (kg)
a. 1/3	5	750	225
b. 1/2	7	1050	448
c. 1/1	20	3000	2260
d. 1/1+2 lt silikat	3	456	347.5
e. 1/1+3 lt silikat	3	459	351.7
f. 1/1+4 lt silikat	28	4312	3321.9
TOPLAM	66	10027	6954.1
g. 3 saat priz			
h. 1/3	3	450	135
i. 1/2	3	450	192
j. 1/1	10	1500	1130
k. 1/1+2 lt silikat	3	456	347.5
l. 1/1+3 lt silikat	3	459	351.7
m. 1/1+4 lt silikat	50	7700	5932
TOPLAM	72	11015	8088.2
n. 3 saat priz			
o. h-a işlemlerinin tekrarı			

B. Ana perde menba sırası

Karışım tipi	Mikser adedi	Serbet (lt)	Çimento+Silikat (kg)
a. 1/3	20	3000	900
b. 1/2	20	3000	1200
c. 1/1	20	3000	2260
d. 1/1+2 lt silikat	3	456	347.5
e. 1/1+3 lt silikat	3	459	351.7
f. 1/1+4 lt silikat	3	462	355.9
g. 1/1+5 lt silikat	3	465	360.2
TOPLAM	72	10842	5855.3

Kademelerin enjeksiyonuna genelde $1/3 + \% 3$ lük veya kademe enjeksiyonlu ise $1/2 + \% 3$ lük veya karstik boşlukların enjeksiyonu yapıyorsa doğrudan $1/1 + \% 3$ lük karışımla başlanmıştır. İstenilen basınca erişilmenin olanaksız olduğu anlaşıncaya, pompalama hızı azaltılarak veya pompa geçici olarak durdurularak enjeksiyon işlemi aşağıda belirtilenmiş miktarlarda serbet ve çimento vermek suretiyle yapılmıştır (Öktem, Eren, 1988).

Aralık 1987 delgi üretimi 40 000 m/ay rakamına ulaşarak, bu alanda bir dünya rekoru elde edilmiştir. Yapılan laboratuvar testlerine göre $\% 40$ silt ihtiva eden montmorillonit tipi kil, çimento ve değişen oranlarda sodyum silikat katkılı enjeksiyon serbetlerinin 7 günlük serbest basınç dayanımlarında 17.2 kg/cm^2 ve 28 günlük serbest basınç dayanımlarında ise, 53.3 kg/cm^2 lik değerler elde edilmiştir. Karışımın viskozitesi, ortalama olarak 20 prepakt değerinde bulunmuş ve karışımda belirgin bir çökeltme izlenememiştir. Çimento enjeksiyon serbetlerine, $\% 2-3$ oranların da katılan sodyum silikat, pompaj karakteristiklerinin iyileşmesini sağlamış ve betonun çökerek, cihazlar ve ulaşım hatlarında tıkanmalar önlenmiştir (Özhayoğlu, 1987).

2.3 Diğer Sodyum Silikat Katkılı Enjeksiyon Uygulamaları

Gökçeada harajı derivasyon tüneli inşaatı sırasında, rezervuar alanında su toplanması nedeniyle, su kaçaqları ortaya çıkmıştır. Bunlara engel olmak amacı ile dolgu enjeksiyonları uygulanmış ve bu arada enjeksiyon serbetlerinin basınçlı sular tarafından sürüklenerek taşındığı izlenmiştir. Bu durumda da, enjeksiyon serbetlerine $\% 5-10$ kadar sodyum silikat katılması ilk önlem olarak düşünülmüştür. Tünelin $0 + 165 \text{ km}$ kesiminde, su-çimento oranı $w/c = 1.0$ olarak ve bu arada serbete çabuk priz alan su geçirimsizlik katkılı sika-2 ve sika-4 (enjeksiyon serbetinin $\% 20-25$ i kadar) ilave edilmiştir. Tüneldaki sızıntının fazla olduğu durumlarda, silikat katkısı, çimento ağırlığının $\% 12.5$ u kadar artırılarak (ve bazı tıkaçıcı önlemler alınarak) su kaçaqlarının azaltılması sağlanmıştır (Görücü, 1988).

Keban harajı, göl alanında bulunan karstik boşlukların doldurulması sırasında, çimento serbetinin basınçlı sular

tarafından taşınmasını önlemek amacı ile,önceleri,prizi çabuklaştırıcı katkı maddesi olarak,belirli % lerle sika-2 ve sika-4 kullanılmış ve sonradan daha ekonomik olan sodyum silikat kullanılmıştır. Uygulamalar sonunda, kaçak miktarı $27 \text{ m}^3/\text{sn}$ den $9 \text{ m}^3/\text{sn}$ değerine düşürülmüştür (Sezen,1988).

İstanbul Küçüksu Kasrı temel zemin ıslahı amacı ile,yapının deniz cephesinde,çimento ağırlığının % 1 inden az olmak üzere sodyum trifosfat katkılı silikat enjeksiyonu uygulanmış ve yapının temellerindeki oturmalar bir ölçüde engellenmiştir.

Beydağ barajı, alüvyon enjeksiyon modellemesi için yapılan bir laboratuvar çalışmasında,enjeksiyon serbetinin çökeltme hızını azaltma amacıyla, % 50 çimento, % 50 uçucu kül + su karışımındaki serbete, % 25 Na SiO katkısı sonucu, plastikliğin arttığı,çökelmenin azaldığı ve karışımın 2.5-3 saat içinde priz aldığı izlenmiştir (Baykal,1989). Bu yazının konusunu oluşturan aşağıdaki çalışmada, çimento-bentonit ve silikat katkılarının etkileri araştırılmış ve sonuçlar grafiklerle sunulmuştur.

3-MATERYAL VE YÖNTEM

Sodyum silikat materyalinin jelleşme ve dayanım özelliklerini belirlemek üzere, Gazi Üniversitesi Müh. Mim. Fakültesi Laboratuvarlarında,değişik oranlarda silikat katkılarının,farklı su çimento oranlarındaki etkilerini belirlemek üzere,çok sayıda jelleşme,viskozite,çökeltme,priz alma ve dayanım tayini deneyleri yapılmıştır.Aşağıda söz konusu deneylerde kullanılan malzemelerin bazı özellikleri verilmiştir.Konu ile ilgili deneylerin nisbeten sabit sıcaklıkta ($20-23^{\circ} \text{ C}$ civarında) yapılmasına özen gösterilmiştir.

Bentonit (sodyumla aktifleştirilmiş)

No 200 elek üstünde kalan kısımlar : maks. % 2-3

Likit limit : (TS 1900,1975) e göre ;410-490 ,

Plastik limit : (TS 1900) e göre ; 25-42

Nem miktarı : % 11-13

Çamur yapma (yield) değeri : en az 90

PH : LL civarında su kapsamında 9.4

Sodyum silikat

Özgöl ağırlığı : 1.375-1.420

Boume derecesi : 39-40

Ağırlık oranları : $\text{SiO}_2 / \text{Na}_2\text{O}$: 2.9 / 3.3

SiO_2 : % 26-30 , Na_2O : 8,5-10

Görünüş : Renksiz, şeffaf viskoz bir sıvı halinde

Kil

İncelerin % si : (TS 1900 a göre) 96

Likit limit : 43

Plastik limit : 22

Bunların yanında, deneylerde kullanılan diğer bazı malzemeler hakkında kısaca bilgi verilmesi yararlı olacaktır. Kalsiyum klorür : Endüstri tipi; özgül ağırlığı 1.90 ; % 80 saflıkta .. Hidroklorik asit % 37 derişiklikte ve çimento (TS 19,1978) a göre Blaine inceliği ;4 000- 4300 cm^2/gr özelliklerine sahiptir.

3.1 Çökelme deneyleri

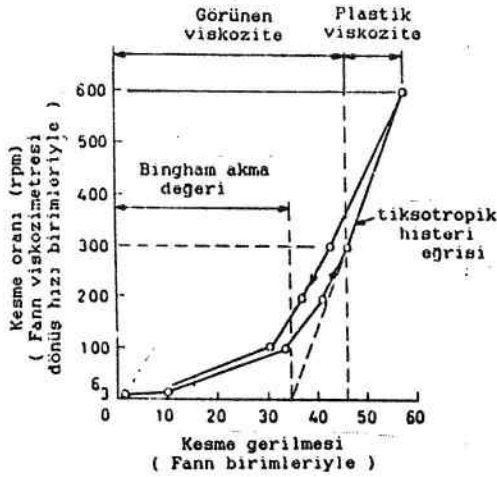
Deneyler aşağıdaki şekilde gerçekleştirilmiştir. Enjeksiyon karışımları, ölçekli 1 litrelik mesurlara konmuş, belirli zaman aralıklarında, karışımların çökelen kısımları altta kalmak üzere mesurların üst kısımlarındaki su derinlikleri ölçülerek, karışımından ayrılan su % leri (Kusma miktarları) bulunmuştur. Söz konusu değerlendirmeler (Çizelge-3) de verilmiştir.

3.2 Enjeksiyon karışımlarının kıvam değerleri

Fann viskozimetresi ile belirlenmiştir. Bu cihaz, dönüş eksenleri aynı iç içe geçmiş iki silindirden oluşmuştur. Dıştaki silindir, sabit kalmakta ve içteki boş silindirin dönüş hızı, kontrollü olarak değiştirilebilmektedir. Cihazın dakikadaki dönüş hızı, enjeksiyon karışımlarının kesme oran, dolayısı ile viskozitesi hakkında fikir verebilmektedir. (Şekil-1) de, tipik kıvam egrileri, fann viskozimetresinin dakikadaki dönüş hızına (r.p.m) bağlı olarak gösterilmiştir.

Karışımların reolojik değişimleri, bu şekilde izlenebilmektedir. Başlangıçta, gerilim değerlerindeki artışlar, (Burada Fann eşel birimleri ile verilmiştir) rpm

dakikalık dönüş değerlerin de fazlaca bir artış oluşturmamaktadır. Kesme gerilmelerindeki daha sonraki artışlar ,kesme oranları değerlerinde lineer bir artış sağlamaktadır.Bu şekilden,görünen viskozite ve plastik viskozite tanımları verilmektedir (Leonard,1963). Fann viskozimetresi ile elde edilen 300 devir\dak.lık kesme oranı değerleri görünen viskoziteyi belirtmektedir.Reopeksi ise karıştırma ile jellesmenin artış özelliğidir.



(a)



(b)

(Şekil-1) Tipik kıvam eğrileri ve terminoloji (Leonard,1963)

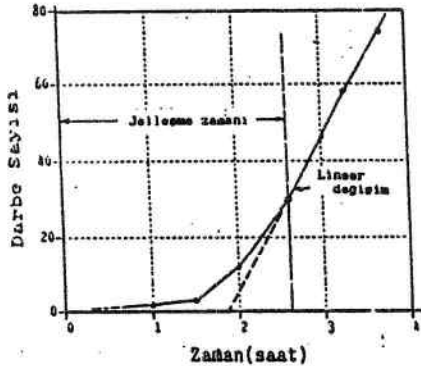
3.3 Priz alma zamanının belirlenmesi

Çimento karışımlarının başlangıç ve son priz alma zamanları (TS 24,1985) de belirtilen vicat aleti ile yapılmıştır. 1 mm çapındaki iğnenin,katkılı beton karışımlarına batma miktarlarının

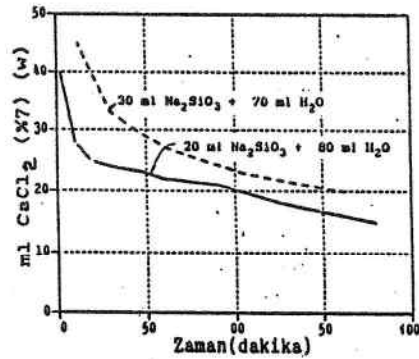
zamanla değişimleri, (Şekil-5) de gösterilmiştir. TS 24 e göre, priz başlama süresi, vicat iğnesinin cam levhaya 3 mm-5 mm uzaklık kalıncaya kadar inmesine neden olan kıvama ulaşması için geçen zamandır. Priz bitme süresi ise, iğnenin hamura 1 mm den fazla giremeyeceği kıvama ulaştığı ana kadar geçen zamandır.

3.4 Jelleşme zamanının belirlenmesi

Sodyum silikat ve bentonit katkılı enjeksiyon şerbetlerinin jelleşme sürelerinin belirlenmesi amacı ile, TS 1900, Böl.2.2 de belirtilen Casagrande likit limit aletinin, modifiye edilmiş şeklinden yararlanılmıştır. Jelleşme zamanlarını ölçmek üzere hazırlanmış karışımların konduğu çanağın düşü yüksekliği 2.6 mm ye indirilmiş (orijinal haliyle bu, 10 mm dir) ve 1.3 mm kalınlığındaki bir cam lamel yardımı ile bu pastaların içinde yarık açılmıştır. Bu lamellerden 2 adedi üst üste konarak, çanağın düşü yüksekliğini sabitleştirme işleminde kullanılmıştır. Yarık açıldıktan sonra, cihaz kolu saniyede 2 devirlik bir düşü elde edilecek şekilde çevrilerek, yarığın bütünüyle kapanması için gerekli darbe sayıları belirlenmiştir. (Şekil-2) de, bununla ilgili tipik bir eğri verilmiştir. Eğrinin teğet noktası, jelleşme zamanı olarak belirtilmiştir (Counoulos ,1983).



(Şekil-2) jelleşme zamanının darbe sayılarına göre bulunması



(Şekil-3) Sodyum silikatın zamana bağlı jelleşme eğrisi

Sodyum silikat ise değişik katalizörlerle jelleşebilmektedir. Bunlardan başlıcaları HCl , $CaCl_2$, $NaHCO_3$, formaldehit, etilasetat vb. gibi maddelerdir. $CaCl_2$ ile jelleşmenin zamana bağlı olarak değişimi (Şekil-3) de verilmiştir(Mollamahmutoglu,1987).

3.5 Serbest basınç dayanımları

TS 1900, Böl 5.5 te belirtilen tek eksenli serbest basınç deneyleri ile belirlenmiştir. % 85-90 rölatif nemli ve $18-20^\circ C$ lik kürde bekletilen 3 ve 7 günlük dayanımlar esas alınmıştır. Bununla ilgili deney sonuçları, (Çizelge-4) de verilmiştir.

4- DENEY SONUÇLARI VE TARTIŞMA

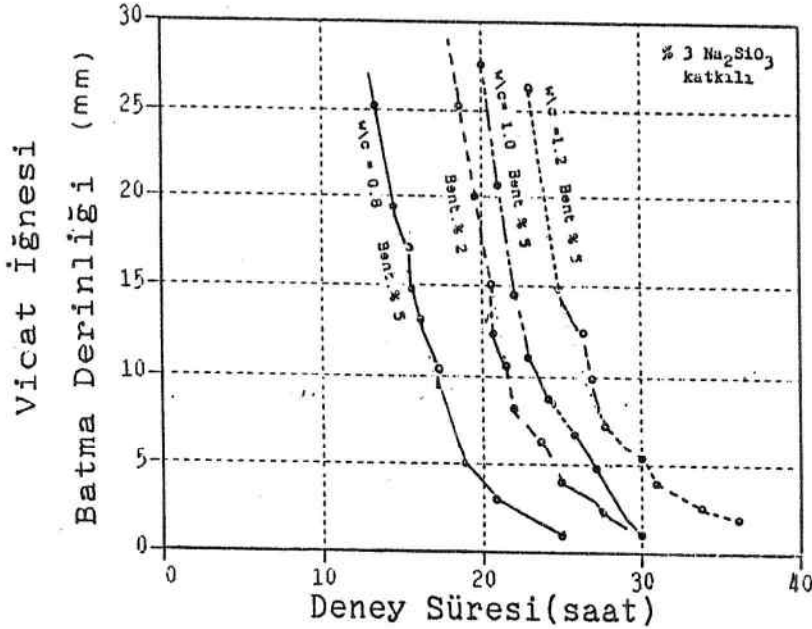
Konu ile ilgili yapılan laboratuvar çalışmalarında, değişik oranlardaki silikat ve bentonit katkılarının sonuçlara etkileri, grafiklerle gösterilmiştir. Modifiye edilmiş likit limit aleti ile elde edilen jelleşme eğrileri, (Şekil-4) de gösterilmiştir. Düşey eksen de, 1.3 mm lik açıklığın kapanması için gerekli darbe sayıları verilmiştir. Silikat oranlarındaki % 2-3 düzeyindeki küçük artışlar, jelleşme sürelerinin belirgin ölçüde azalmasına neden olmaktadır. Şekilden de izlenebildiği gibi, silikat katkı oranlarındaki artışlar, darbe sayılarında büyük artışlara neden olmaktadır. Sodyum silikat katkısız, % 5 bentonit katkılı karışımlarda, darbe sayılarının azaldığı ve jelleşme sürelerinin arttığı izlenmektedir.

(Şekil-5) de ise, su-çimento oranlarındaki değişimin, katkı maddelerindeki artışlara bağlı olarak, jelleşme zamanlarına olan etkileri belirtilmiştir. Bu şekilden, sodyum silikat % artışlarının jelleşme zamanını azalttığı görülmektedir. Şekilden de izlenebildiği gibi, diğer faktörlerin sabit olması halinde, sodyum silikat oranlarındaki artışlar, jelleşme sürelerinin azaltmaktadır.

Pratikteki uygulamalarda, enjeksiyon şerbetlerinin hazırlanışı sırasında, en büyük sorunlardan biri de çimento fraksiyonunun çökelerek pompaj sorunları yaratmasıdır.

(Çizelge-3) Değişik Su-Çimento Oranlarında, Bentonit ve Silikat Katkılarının Çökelmeye Etkisi

		Enjeksiyon materyali			
Geçen süre (dak)		Çimento - % Çökme	Çimento + % 2 Bent. % Çökme	Çimento + % 2 Bent. % 2 Na_2SiO_3 % Çökme	Çimento + % 5 Bent. % 2 Na_2SiO_3 % Çökme
w/c = 0.8	15	0.6	0.2	0.1	-
	30	4.2	0.5	0.3	0.1
	60	7.8	1.1	0.6	0.2
	120	19.7	1.8	0.9	0.3
	180	20.2	2.2	1.2	0.3
w/c = 1.0	15	1.1	0.2	0.1	-
	30	7.0	0.7	0.4	0.1
	60	10.9	2.0	0.8	0.3
	120	27.7	2.7	1.5	0.5
	180	29.2	4.1	2.0	0.8
w/c = 1.2	15	1.7	0.2	0.2	-
	30	11.5	1.3	0.6	0.2
	60	16.1	3.2	1.3	0.5
	120	32.3	3.8	2.4	0.7
	180	36.6	6.4	3.1	1.3

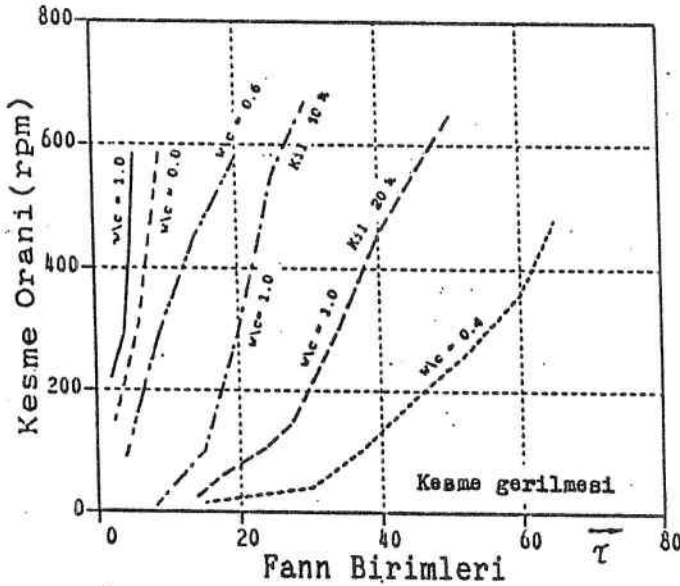


(Şekil-6) Değişik su-çimento oranlarında çimento, bentonit ve sodyum silikat karışımlarının tipik priz alma eğrileri

Bu çalışmada,değişik oranlarda bentonit ve silikat katkısı sonucunda,gözlenen % çökelme miktarları (Çizelge-3) de verilmiştir.Bu sonuçlara göre,bentonit ve sodyum silikat artışlarının,çökelmeyi büyük ölçüde azaltarak,daha stabil karışımların elde edilmesini sağlamış olmaktadır.

Değişik su-çimento oranlarında,bentonit ve silikat katkıları sonucu,priz alma sürelerindeki değişimler (Şekil-6) da gösterilmiştir.Elde edilen sonuçlara göre,su-çimento oranlarındaki artışlar,priz alma süresini artırmaktadır.

Fann viskozimetresi ile yapılan viskozite ölçüm testleri ile ilgili deney sonuçları kıvam eğrileri ile (Şekil-7) de verilmiştir.Bu sonuçlara göre,su-çimento oranının artışı,fann birimleri ile ifade edilen kesme gerilmeleri değerlerinde artışla ra neden olmaktadır.



(Şekil-7) Çimento ve katkı maddelerinin kıvam eğrileri

Aynı şekilde,karışımındaki kil % sinin artışı ile,kesme gerilmesi değerlerinde artış görülmektedir. Karışımların serbest basınç dayanım değerleri,(Çizelge-4) de verilmiştir.

(Çizelge-4) Katkılı Örnekler Üzerinde Yapılan Serbest
Basınc Deney Sonuçları

	3 gün kg\cm ²	7 gün kg\cm ²
Çimento (w/c = 1.0)	27.2	48.5
Çimento + (Bentonit. % 5)	21.5	40.6
Çimento + (Bent.% 5) + (Na ₂ SiO ₃ %5)	23.8	36.0
Çimento + (Bent.% 5) + (Na ₂ SiO ₃ %5) + (Kil % 20)	21.2	38.4
Çimento + (Kil % 20)	14.9	16.5
Çimento + (Kil % 30)	12.1	17.7

Bu sonuçlardan da izlenebildiği gibi, sodyum silikat katkılı örneklerin dayanım değerleri diğerlerine göre oldukça düşüktür. Aynı şekilde bentonit katkısı da dayanım değerlerinin düşmesine neden olmaktadır.

5- SONUÇ

Bu güne kadar ülkemizde yapılan uygulamalar ve laboratuvar araştırma sonuçlarından elde edilen izlenimlere göre, çimento-bentonit karışımli enjeksiyon serbetlerine, koşulların gerektirdiği ölçüde sodyum silikat kareştirilmesi yararlı olmaktadır. Akış halinde su bulunan kesimlere yapılması zorunlu olan enjeksiyonlarda priz hızlandırıcı olarak ve çabuk jelleşme özelliği gösterebilecek katkılara gereksinme duyulmaktadır. Jelleşmenin hızlandırılması da katalizör maddelerine ve kullanım oranlarına bağlıdır. Bu durumda dayanım değerlerinin bir miktar azalması da göz önüne alınmalıdır.

6-KAYNAKÇA

- Raykal H; K.Erguvanli ; 1988, "Alüvyon Enjeksiyonlarının Yapılabilirliğinin Laboratuvar Modellemesi ile Saptanması, Beydağı Barajı Örneği " Erguvanli Mühendislik Jeolojisi Sempozyumu 29-30 Eylül , s.91-95. İstanbul.
- Coumoulos D.G.; T.P Koryalos ; 1983 "Grout Mixtures for Ground Improvement. Laboratory Testing and Quality Control." 8. Europa Conf. on Soil Mech. Found. Engng. Vol 1 pp141-146 , Helsinki.

- Demir O, 1984, "Altinkaya Barajı ve HES.Aluvyon Enjeksiyonları DSİ Sondaj Tekniği Semineri", İstanbul s.181-231 .
- Görücü K. 1984., "Gökceada Barajı Tünel Su Kaçaklarının Kesilmesi Hakkında Rapor." DSİ Sondaj Tekniği Semineri, s.79-88, İstanbul
- Greenwood D.A : G.H Thomson., 1984 Ground Stabilisation ICE Works Cons.Guides pp 19-43. London.
- Karol R.H.,1982 , "Chemical Grouts and Their Properties ", Proceed ings Of The Conf. on Grouting in Geotechnical Engineering pp 359-377 . New Orleans,Luisiana.
- Leonard M.W , J.A Dempsey., 1963; " Clays for Clay Grouting " Symp. on Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice , pp 119-126, London.
- Mollamahmutoglu M.1987, " Soil Treatment With Silicate-Based Grouts", MS Thesis pp.55-61 ,Ankara.
- Öktem A.:M.Fren , 1988, "Atatürk Barajı Perde Enj.Çalışmaları" DSİ Jeoteknik Semineri s 27-38, İstanbul.
- Özbayoglu Y.,1987 "ATA İnş.Laboratuvarında Yapılan Enjeksiyon Karışım Deneyleri," Yayınlanmamış Rapor. Şanlıurfa.
- Sezen M.1984., "Keban Barajı Petek Mağarasında Yapılan İyileştir-me Çalışmaları", DSİ Sondaj Tekniği Semineri s.45-77.

KAYAÇLARIN DAYANIMI İÇİN
ÖNERİLEN EMİRİK BİR YÖNTEM

An Empirical Method Suggested for the Strength of Rocks

Necdet TÜRK (x)

ÖZET

Kayaçların üç eksenli basma dayanım değerlerini temsil eden Mohr dairelerine teğet olarak çizilen Mohr zarflarının sikloid (cycloid) eğrisi ile temsil edilebileceği gösterilmiştir. Bu yöntemde sikloid'i oluşturan dairenin yarıçapı kayaçların tek eksenli basma dayanımına eşdeğer olarak alınmakta ve kayacın herhangi bir kırılma anındaki ani sürtünme açısı, kayacın Mohr zarfını temsil eden sikloid eğrisinin eşitliklerinin kırılma noktasındaki türevinden elde edilmektedir. Sikloidi oluşturan dairenin toplam rotasyon açısı 2π (Pi)'ye eşit olduğundan, kayaçların Mohr zarflarını temsil eden sikloid, bu rotasyon açısının yarısına (π)'ye eriştiğinde, kayaçların kritik davranış halinde bulunduğu kabul edilmektedir.

Bu yöntemin deney sonuçlarına uygulamalarından sikloid'in Mohr dairelerini üstten sınırlayıcı bir eğri verdiği gözlenmiştir. Sikloid'in teorisi, değişik kayaçların deney sonuçlarına uygulamaları ve diğer yöntemlerle mukayesesi yapılacaktır.

(x) Doç.Dr.Mühendislik Fak., DEÜ, İZMİR

ABSTRACT

It is shown that the Mohr failure envelopes of rocks can be represented by a cycloidal curve. In this method the radius of the circle which generates the cycloid is taken equal to the uniaxial compressive strength of rocks and the instantaneous friction angle of rocks is obtained from the differentiation of the equation representing the cycloid. When the total rotation angle of the cycloid circle is equal to π (Pi), the rocks are assumed to have reached their critical state.

The application of this method to the test results have shown that the cycloid gives an upper bound Mohr envelopes. The theoretical background of the cycloid, its application to various test results and its comparison with other similar methods will be given.

1. GİRİŞ

Kayaçlar içinde yapıların dizaynı yapılırken, kayaçların kitle dayanım değerlerine ihtiyaç bulunmaktadır. İdealde, kayaçların kitle dayanım değerleri, In Situ deneyleriyle tesbit edilebilir ve bu deneylerin yapımı pahalı ve tecrübeyi gerektirmektedir. Pratikte, arazide kayaçlardan alınan temsili numuneler üzerinde laboratuvar-da elde olunan tek ve üç eksenli basma dayanımı değerlerin ve arazide yapılan gözlemlerden yararlanılarak, kayaçların In Situ'deki dayanımı belirlenmeğe çalışılır. Laboratuvar-da test edilen numunelerin küçük boyutlu oluşları ve arazideki şartları yeterince temsil etmemeleri araştırmacıları laboratuvar-da daha büyük boyutlu kayaç numunelerini test etmeye zorlamışlardır (Natau,et.al. 1983).

Üç eksenli basma dayanımı deneylerinin laboratuvar-da yapımının kolay olmasına karşın deney verilerini temsil edici genel bir eşitlik bulmak oldukça güç olmaktadır.

Son yirmi yılda, kayaçların üç eksenli basınç dayanımlarını bulmak ve deney sonuçlarını yorumlamak için çok sayıda araştırmacı çalışmalarda bulunmuştur (Murrel, 1965;

Franklin, 1971; Bieniawski, 1974; Brook, 1979; Hoek and Brown, 1980; Hoek, 1983; Adachi et.al., 1974; Yudhbir et.al., 1983; Johnston, 1985 ve Shorey et.al., 1989).

Kayaçların üç eksenli basınç altında kırılmalarını tahmin etmek için önerilen eşitliklerin hepsi, istatistiksel olarak deney sonuçlarına en uygun eğri veya doğruyu bularak yapılmaktadır. Teorik olarak, kayaçların, üç eksenli basınç dayanımını temsil eden Mohr daireleri, onların Mohr zarfına değdikleri an kırılmış sayıldıklarından, kayaçların üç eksenli basınç altındaki dayanımlarını tanımlamak için önerilen kırılma kriterleri, kayaçların % 50'sini kırılma zarfının dışında bırakmaktadır.

Kayaçların üç eksenli basınç dayanımı ile ilgili eşitlikler, genel olarak laboratuvar boyutundaki numuneler üzerinde yapılan deneylerin sonuçlarına dayalıdır. Hoek ve Brown (1980) kayaçların laboratuvar ve arazi boyutundaki numunelerinin üç eksenli basınç dayanımı ile ilgili empirik bir yöntem önermişlerdir. Bu empirik yöntem diğer yöntemler gibi önceden yayınlanmış üç eksenli basınç deney sonuçlarına istatistiksel olarak en uygun eğriyi bularak elde olunmuş olup, kayaçların süreksizlikler ve ayrışmasıyla ilgili parametreleri de içermektedir.

Bu yayında, kayaçların üç eksenli basınç altında kırılmalarını temsil eden Mohr zarfının bir sikloid eğrisi ile temsil edilebileceği kabul edilmiştir. Sikloid'i oluşturan dairenin yarıçapı, kayaçların tek eksenli basma dayanımına eşit alınmaktadır. Bu metodun yayınlanmış üç eksenli basınç deneyi sonuçlarına uygulamalarından, sikloid'in Mohr dairelerini üstten sınırlayan bir eğri verdiği gözlenmiştir. Sikloid'in özellikleri açıklanmış, farklı kayaç türlerinin üç eksenli basınç dayanımı değerlerine uygulamaları sunulmuş ve diğer benzeri yöntemlerle

mukayesesi yapılmıştır.

2. SIKLOİD

Sikloid dönerek ilerleyen bir çemberin üzerindeki bir noktanın çemberin hareketi sırasında izlediği yolun oluşturduğu eğridir (Şekil 1). Bir sikloid, eğrisi parametrik olarak aşağıdaki eşitliklerle temsil olunmaktadır (Lockwood, 1971).

$$X = a (\text{Rad } \theta - \sin \theta) \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$Y = a (1 - \cos \theta) \quad \dots\dots\dots(2)$$

Burada,

X ve Y yanal ve düşey eksenleri

a dönerek ilerleyen çemberin yarıçapını

θ dönerek ilerleyen çemberin dönme açısını vermektedir.

Sikloidi temsil eden eşitliklerde X sıfırdan $2\pi a$ ya kadar değişirken, Y'de sıfırdan $2a$ 'ya ve tekrar sıfıra kadar değişim göstermektedir. Sikloid'in herhangi bir noktadaki teğetinin eğimi ($\tan \alpha$), sikloidi oluşturan denklemlerin (Eş. 1 ve 2), θ açısına göre türevini alarak;

$$\tan \alpha = \sqrt{\frac{1+\cos \theta}{1-\cos \theta}} = \frac{\sin \theta}{1-\cos \theta} \quad \dots\dots\dots(3)$$

olarak bulunmuştur.

Ayrıca, sikloid eğrisinin herhangi bir noktadaki teğetinin eğimi ($\theta/2$) cinsinden

$$\tan \alpha = 1/\tan \frac{\theta}{2} \quad \dots\dots\dots(4)$$

olarak elde olunur.

3. SIKLOİD'İN UYGULAMASI

Sikloid eğrisini kayaçların üç eksenli basınç dayanımı deney sonuçlarına uygularken, aşağıdaki varsayımlar yapılmıştır.

$a = \sigma_c$ (kayaçların tek eksenli basma dayanımı)

$x = \sigma_n$ (normal gerilme)

$y = \tau$ (kayma gerilmesi)

$\tan \alpha = \tan \phi$ (kayacın herhangi bir kırılma anındaki sürtünme açısı).

Bu varsayımlar, sikloid ile ilgili olarak yukarıda verilen eşitliklerde yerlerine konulursa;

$$\sigma_n = \sigma_c (\text{Rad } \theta - \sin \theta) \dots\dots\dots(5)$$

$$\tau = \sigma_c (1 - \cos \theta) \dots\dots\dots(6)$$

$$\tan \phi = \sin \theta / (1 - \cos \theta) \dots\dots\dots(7)$$

veya

$$\tan \phi = 1 / \tan (\theta/2) \dots\dots\dots(8)$$

elde olunur.

Çalışmalarımızda, üç eksenli basınç deneyi sonuçlarına sikloid eğrisinin ilk yarısı uygulanmaya çalışılmıştır. Bu durumda, kayaçların üç eksenli basınç altında kırılmaları anındaki normal gerilmeler (σ_n) sıfırdan $\pi\sigma_c$ 'ye kadar değişirken, teğetsel gerilmeleri (τ) de sıfırdan $2\sigma_c$ 'ye kadar değişmektedir. σ_n ve τ değerlerine bağımlı olarak ϕ açısında 90° den sıfıra kadar değişim göstermektedir.

Sikloid eğrisinin yayınlanmış ve laboratuvarında elde olunmuş üç eksenli basınç dayanım deneyi sonuçlarına uygulamalarından, sikloid eğrisinde aşağıdaki gibi değişiklik yapılması gerektiği gözlenmiştir;

$$\sigma_n = \sigma_c (\text{Rad } \theta - \sin \theta) \dots\dots\dots(9)$$

$$\tau = N \sigma_c (1 - \cos \theta) \dots\dots\dots(10)$$

Burada, N kayacın türü, ayrışma ve alterasyon derecesi ve kırıklık durumuna göre değer alan bir katsayıdır. Yukarıda önerilen eşitlikler, Hoek ve Brown (1980), tarafından farklı kayaç türleri için yayınlanmış üç eksenli basınç dayanımı deney sonuçlarına uygulandığında magmatik, metamorfik ve kuvars içeren sedimanter kayaçlar için

$N = 1$ ve diğer sedimentar kayalar için ise $N = 0.75$ değeri elde olunmuştur.

Şekil 2, ve 3 sikloid eğrisinin kuvars diyorit ve dolomit türü kayaların üç eksenli basınç dayanımı deney sonuçlarına uygulaması gösterilmiştir. Bu şekillerden ve benzeri uygulamalardan sikloid eğrisinin, kayaların kırılmaları anında basınç dayanımlarını temsil eden Mohr dairelerini üstleyen bir zarf oluşturduğu gözlenmektedir.

4. TARTIŞMA

Kayaların üç eksenli basınç dayanımı altında kırılmalarıyla ilgili eşitlikler genelde , onların σ_1 ve σ_3 değerleri arasında bir ilişkinin varolduğu prensibinden hareket etmekte ve sonuçta, kayaların Mohr dairelerine istatistiksel olarak en uygun çizilen Mohr zarfı bulunmaktadır. Bu yayında önerilen yöntemde ise önce Mohr dairelerinin Mohr zarfına teğet olduğu noktanın yerleri belirlenmekte, dolayısıyla Mohr zarfı modifiye sikloid eğrisi ile tanımlanmakta ve daha sonra asal basınç değerlerinin birbirleriyle olan bağıntısı belirlenmektedir. Ayrıca, literatürde önerilen üç eksenli basınç dayanımı (σ_1, σ_3) değerleri arasındaki ilişkiler, kayaların tek eksenli basma dayanımına ilaveten en az iki parametre ile temsil olunurken, (Hoek and Brown, 1980; Johnston, 1985 ve Shorey et.al. 1989) burada önerilen sikloid eşitliğinde ise tek bir parametre (N) ile temsil olunmaktadır. Bu parametre (N) kayaların içerdikleri mineraller, ayrışma durumu, fissurler ve anizotropi gibi özelliklere göre değerler almaktadır. Önerilen yöntemin deney sonuçlarına uygulanmaları kayaların N değerinin $N = 1-0.5$ arasında değiştiğini göstermiştir. Ayrıca, N değerleri aynı olan farklı kayalar türlerinin de aynı sikloid eğrisi ile temsil olunabileceği gösterilmiştir.

Modifiye edilmiş sikloid eşitliklerinin (Eş.9 ve 10). kayaların üç eksenli basınç deneyi sonuçlarına uygulanmasından, sikloid eğrisinin, kayaların kırılmaları anındaki

Mohr dairelerine üstten sınırlayıcı bir eğri verdikleri gözlenmiştir. Kayaçların üç eksenli basınç altındaki davranışlarını tanımlamak için önerilen yöntemlerde Mohr zarflarının bulunması, üç eksenli basınç dayanımı sonuçlarından yararlanılarak çizilen Mohr dairelerine en uygun eğri veya doğruyu bularak yapılmaktadır. Teorik olarak, kayaçların Mohr kırılma daireleri, kayaçların Mohr zarfını temsil eden eğriye değdiği an kırılmış kabul edilmektedir. Bu durumda, kayaçların dayanımlarını tanımlamak için önerilen kırılma kriterleri (eşitlikleri), kayaçların Mohr dairelerinin % 50'sini içine alan bir zarf oluşturmaktadır. Halbuki bu yayında önerilen yöntemde ise kayaçların üç eksenli basınç dayanımını temsil eden Mohr zarfı kayaçların Mohr dairelerinin hemen hepsini üstlemektedir. Böylece, modifiye sikloid eğrisi, kayaçların ekstrim (en yüksek) dayanım değerlerinin Mohr zarfını vermektedir.

Sikloid eğrisinin yayınlanmış deney sonuçlarına uygulanmasından elde olunan modifiye eşitliklerden (Eş. 9 ve 10) yararlanılarak, kayaçlar için genel olarak aşağıdaki eşitlikler yazılabilir;

$$\sigma_1 = \sigma_3 + 4 N^3 \sigma_c \left(\frac{\cos \theta}{\sin^2 \theta + N^2 \cos^2 \theta} \right) \quad \dots (11)$$

$$\tau = 2 N^3 \sigma_c \left(\frac{\cos \theta}{\sin^2 \theta + N^2 \cos^2 \theta} \right) \quad \dots (12)$$

$$\tan \theta = \sqrt{N \frac{1 + \cos \theta}{1 - \cos \theta}} = \sqrt{\frac{2 N^3 \sigma_c - N^2}{\dots}} \quad \dots (13)$$

Kayaçların kırılmaları anındaki Mohr daireleri, sikloid eğrisini oluşturan çemberin rotasyon açısı (θ)'nın 0 ile 2π değerleri arasında kalan kısmının altında kalmaktadır. Kayaçlar bu değerler arasında elastiko-plastik davranış göstermektedir. Sikloid rotasyon açısı $\pi < \theta < 2\pi$ arasında kalan kısmında ise visko-plastik davranış göstermektedir. Sikloid eğrisinin herhangi bir

noktasındaki eğimi, θ kayacın kırılması esnasında etkin olan içsel sürtünme açısına eşdeğerdir. Bu durumda, kayaçların sürtünme açısı, $\theta = 0$ için 90° ve $\theta = \pi$ için ise $\theta = 0^\circ$ gibi değerler almaktadır. Kayaçların herhangi bir andaki sürtünme açıları, onların rotasyon açıları (θ) ve (N) değerine bağımlı olmaktadır. Eşitlik 12'de kayaç numunelerinin tek eksenli basınç altında kırılma anındaki ($\sigma_1 = \sigma_c$) sürtünme açısı farklı N değerleri için

$$N = 1 \quad \theta = 75^\circ$$

$$N = 0.75 \quad \theta = 68^\circ$$

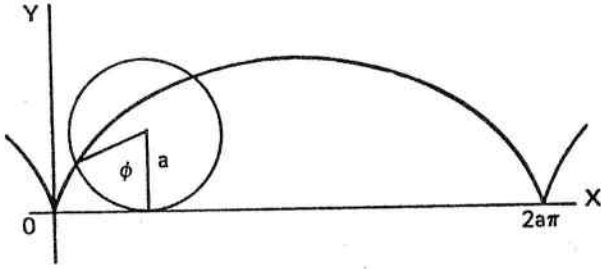
$$N = 0.5 \quad \theta = 60^\circ$$

olarak bulunmuştur.

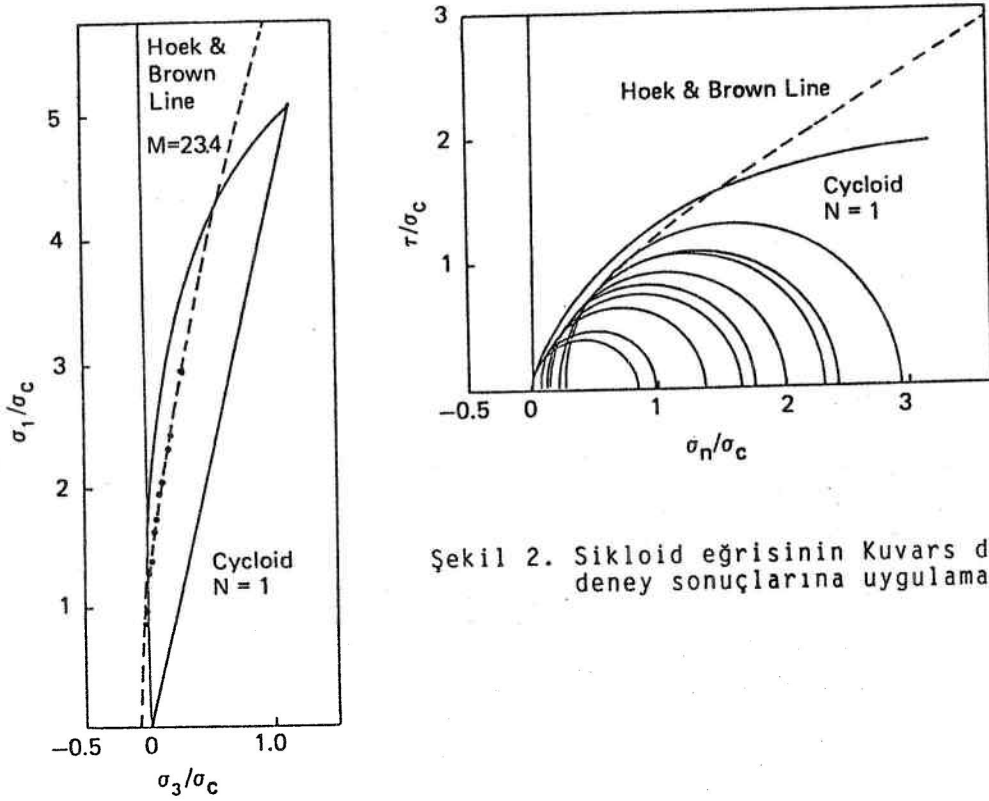
Şekil 4'de kayaçların üç eksenli basınç altında kırılmaları anındaki asal gerilmeler (σ_1 ve σ_3), sürtünme açısı ve N değerlerinin grafiği verilmiştir. Bu grafik, kayaçların σ_1 , σ_2 ve σ_c değerleri yardımıyla " N " değerlerini ve kırılmaları anındaki sürtünme açılarını bulma imkanını vermektedir. Bu grafik ayrıca, kayaçların In Situ tek eksenli basma dayanımı değerlerinin, laboratuvar boyutundaki numunelerinkinin belirli bir oranında olduğu kabul ederek, kayaçların arazi şartlarında üç eksenli basınç altında kırılmaları esnasında etkin olacak sürtünme açısını tahmin etme imkanını mümkün kılmaktadır.

5. SONUÇ

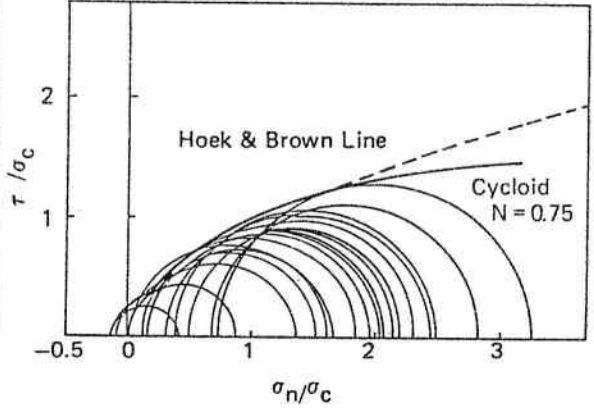
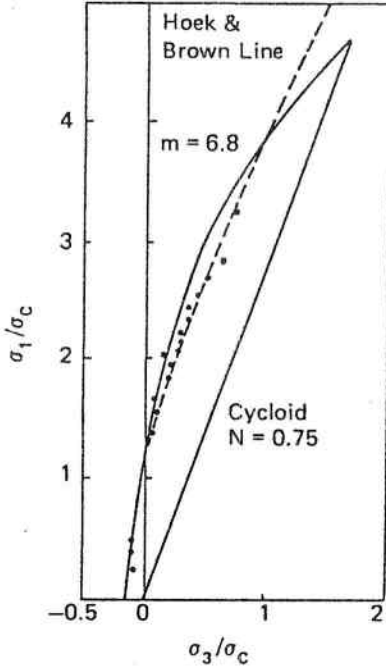
Sikloid eğrisinin kayaçların Mohr zarflarını tanımlamak için kullanılabileceği gösterilmiştir. Sikloid eğrisi, kayaçların Mohr dairelerini üstten olarak sınırlayıcı bir eğri vermekte ve bu eğriyi oluşturan eşitlikler tek bir bilinmeyen parametre " N " içermekte olup, bu yöntemin uygulaması, aynı amaç için önerilmiş yöntemlerden daha pratik olmaktadır.



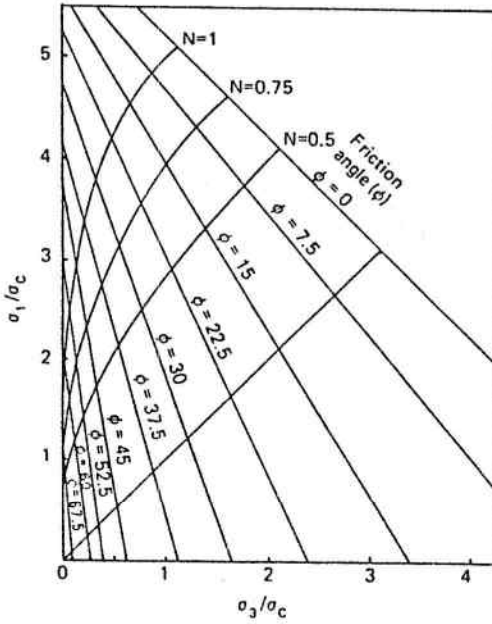
Şekil 1. Sikloid eğrisinin grafiği.



Şekil 2. Sikloid eğrisinin Kuvars diyorit deney sonuçlarına uygulaması



Şekil 3. Sikloid eğrisinin Dolomit deney sonuçlarına uygulaması



Şekil 4. Farklı "N" değerleri için normalleştirilmiş asal gerilmelerin grafiği.

5. KAYNAKLAR

- ADACHI, T., OGAWA, T. and BAYASHI, M., 1981; Mechanical properties of soft rock mass. In Proc. 10 th ICSMFE, 1, 527-530, Stockholm.
- BRIENIAWSKI, Z.T., 1974; Estimating the strength of rock materials. South African Inst. Min. and Met. J., March, 312-320.
- BROOK, N., 1979; Estimating the triaxial strength of rock (Technical Note). Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abst. 16. 261-264.
- FRANKLIN, J.A. 1971; Triaxial strength of rock materials. Rock Mech. 3, 86-98.
- HOEK, E., 1983; Strength of jointed Rock Masses. Geotechniques, 33, 3 187-222.
- HOEK, E. and BROWN, E.T., 1980; Underground Excavations in Rock. Inst. Min. Metall., 527 p., London.
- JOHNSTON, I.W., 1985; Strength of Intact Geomechanical Materials. J. Geotech. Eng. ASCE, Vol= 111, 6, 730-749
- LOCKWOOD, E.H., 1971; A Book of Curves, "The cycloid"', Chp. 9, 81-89. Cambridge Univ. Press.
- MURRELL, S.A.F., 1965; The effect of Triaxial stress system on the strength of Rock at Atmospheric Temperatures. Geophysics J. 10, 231-281.
- NATAU, O.P., FROHLICH, B.O. and MUTSCHLER, Th.O., 1983; Recent Developments of the Large Scale Triaxial Test. Proc 5th Int. Cong. Rock. Mech. Melbourne, Vol.1 A65-A74.
- SHEOREY, P.R., BISWAS, A.K. and CHOUBEY, V.D. 1989; An Empirical Failure Criterion for Rocks and Jointed Rock Mass. Enging. Geol. 26, 141-159.
- YUDHBIR, LEMANZA, W. and PRINZI, F., 1983; An Empirical Failure Criterion for Rock Masses. Proc. 5th. Int. Cong. Rock Mech. Melbourne, Vol., B1-8.

SIVAS GÜNEY DOĞUSUNDAKİ JİPSLERİN JEOMEKANİK ÖZELLİKLERİ
GEOMECHANICAL PROPERTIES OF GYPSUM IN THE
SOUTHEASTERN REGION OF SIVAS

Ergun KARACAN (x)

ÖZET

Bu çalışmada, Sivas kenti güney doğusundaki kayaç zeminlerin önemli bir kısmını oluşturan jipslerin jeomekanik özelliklerinin incelenmesi; elde edilecek verilerin mühendislik jeolojisi açısından değerlendirilmesi amaçlanmıştır.

Yukarıda belirtilen amaca yönelik olarak, ilk aşamada çalışma alanının daha önceden yapılmış jeoloji haritası temel alınarak, farklı jeolojik üyelere ait jipslerden laboratuvar deneyleri için gerekli sayıda blok örnekler alınmıştır. Bu blok örneklerden mühendislik deneyleri için standart deney örnekleri hazırlanmış ve laboratuvarında jipslerin jeomekanik özellikleri belirlenmeye çalışılmıştır. Bu çalışmalardan elde edilen bilgiler ışığında, jipslerde mühendislik sorunları ve alınması gerekli bazı önlemler üzerinde durulmuştur.

Sığ sulu deniz kıyısı sabka (lagün) oluşukları olarak yorumlanabilen değişik üyelere ait jipsler jeomekanik özellikleri açısından genelde büyük farklılıklar göstermemektedirler. Yöre jipsleri çeşitli kayaç sınıflama sistemlerine göre sınıflandırılmış, bunların genelde düşük dayanımlı ve yüksek modül oranlı kayaçlar grubunda yer aldıkları saptanmıştır.

ABSTRACT

The present study aims to investigate the geomechanics characteristics of the gypsum deposits, which constitute a major part of the bedrock of southeast of Sivas, and to

(x) Yard. Doç. Dr. C.Ü. Jeoloji Müh. Bölümü, SIVAS

evaluate the result in terms of engineering geological applications.

In order to accomplish this task, a block sampling programme has been carried out based on the geological map available. A number of block samples have been recovered and standart laboratory samples are prepared. The laboratory tests performed on the samples include determination of index and mechanical characteristics of the gypsum samples. Based on the test results proposals and recommendations were made for various geotechnical problems that maybe anticipated during engineering applications.

The gypsum deposits encountered in various units of the geological formations were formed within a shallow marine lagunar environments (sabhka). The geomechanical characteristics of gypsum of different units do not show significant variations. Based on various rock classification systems it is shown that the gypsum deposits of the study area can be classified as having low strength and high modulus ratio.

1. GİRİŞ

Jips ve anhidrit doğada yaygın bir şekilde bulunan evaporitik kayalardır. Bugün bu kayalar üzerinde yapılmış ve yapılmakta olan birçok mühendislik yapısı (barajlar, tüneller, v.b.) vardır. Literatürdeki çalışmalardan edinilen bilgilere göre; inşaatı bitmiş veya bitmemiş olan bu mühendislik yapılarında, çözümü son derece güç ve bazen olanaksız ciddi sorunlarla karşılaşilmektedir. Bu sorunların başlıcaları, karstlaşma ve buna bağlı su kaçaqları, ayrıca borulanma, temel taşıma gücünde zamanla oluşan azalma, farklı oturma, su baskınları, beton dayanımındaki azalma ve anhidrit-jips dönüşümü sırasında ortaya çıkan şişme basınçlarıdır. Bu sorunlardan bir veya bir kaç ile karşılaşılıp yapımından sonra yıkılmış mühendislik yapısına St. Francis barajı örnek olarak verilebilir (Ransome, 1928). Yine, Orta Avrupa'da açılan

tünellerin bazılarında duraysızlık, kabarma şişme ve su bas-kınları ile karşılaşılması, bazen tünel güzergahlarının değiş-tirilmesi yoluna gidilmiştir (Vardar and Fecker, 1986).

Evaporitik kayalar  lkemizde de geniş alanlar kaplamakta ve büyük bir çoğunluğu jipslerden oluşmaktadır (Yüzer,1982). Özellikle, Sivas gibi son yıllarda hızlı bir gelişme ve kal-kınma süreci içine girmiş bir ilin büyük bir kısmı jipsli seriler ile örtülüdür. Bu yörede yapılması planlanan ve yapı-lacak olan mühendislik yapılarının da benzer çeşitli sorun-larla karşılaşmaları kaçınılmazdır. Tüm bunlara ragmen, yöre jipslerinin jeomekanik özelliklerinin belirlenmesine yönelik çalışmalar çok az ve yetersizdir. Bu nedenle, yöre jipsleri-nin ayrıntılı bir şekilde incelenmesi büyük bir önem taşımak-tadır.

Yukarıda belirtilen nedenlerden dolayı bu çalışmada Sivas ve yöresi kayaa zeminlerinin önemli bir kısmını oluşturan jipslerin jeomekanik özelliklerinin araştırılması ve elde edilebilecek verilerin mühendislik jeolojisi açısından değer-lendirilip yorumlanması amaçlanmıştır.

Çalışmanın ilk aşamasında Ceyhan (1987) tarafından yapılmış jeoloji haritası temel alınarak, inceleme alanındaki jipsleri iyi karakterize edebilen onbeş lokasyondan toplam kırkbeş blok örnek alınmış ve gerekli arazi gözlemleri yerin-de yapılmıştır. Ayrıca  alışma alanının güney kesiminde Pur-tepe  yesi içinde yapılmış bulunan sondajlara ait karotlardan da jips örnekleri alınmıştır. Çalışmanın ikinci aşamasında ise alınan jips bloklarından mühendislik deneyleri için karot örnekler hazırlanmıştır. Daha sonra, bu örnekler üzerinde petrografik, x-ışınları difraksiyonu incelemeleri ile uluslar arası standartlara (ISRM) uygun mühendislik deneyleri yapılmıştır. Son olarak tüm bu çalışmalardan elde edilen bilgile-rin ışığı altında jipslerde mühendislik uygulamaları esnasın-da karşılaşılabilecek sorunlar, mühendislik jeolojisi açısından tartışılmıştır.

2. ÇALIŞMA ALANININ JEOLJİSİ

Çalışma alanı ve yakın çevresinin jeolojisi bugüne dek bir çok araştırmacı tarafından incelenmiştir. Bu çalışmalardan en kapsamlı ve yeni olanı Ceyhan (1987) tarafından yapılmış ve bu araştırmada da baz olarak kullanılmıştır. Ceyhan'a (1987) göre çalışma alanındaki kayaç birimleri Miyosen yaşlı Hacıali ve Karayün formasyonları, Pliyosen yaşlı Karatepe çökelleri ile Kuvaterner yaşlı eski ve yeni alüvyonlardan oluşmaktadır (Şekil 1.).

Hacıali formasyonu oligosen ve daha yaşlı birimler üzerine uyumsuzlukla gelmektedir. Bu formasyon alttan üste doğru Kuzuyüzü Tepe, Boynuzözü, Göbekli Tarla, Aktaş ve Purtepe üyeleri şeklinde beş üyeye ayrılmaktadır. Formasyonda yer alan jipsler, Göbekli Tarla ve Purtepe üyeleri içerisinde marnlarla ardalanmalı olarak bulunmaktadır.

Karayün formasyonu, Hacıali formasyonu üzerine uyumlu olarak gelmekte ve Karatepe çökelleri tarafından uyumsuz olarak örtülmektedir. Karayün formasyonu kayaç türleri göz önüne alınarak, Şahbey, Yusufagılları, Eğribucak, Karaçalı ve Güneyler Tepe üyeleri olarak beş üyeye ayrılmıştır. Formasyondaki jipsler Eğribucak ve Karaçalı üyelerinde yer almaktadır. Eğribucak üyesi jipsleri, marnlarla ardalanmalı olarak gözlenmekte iken, Karaçalı üyesi jipsleri ise masif jipsler olarak bulunmaktadır.

Karatepe çökelleri boz-açık kahverengi konglomera, kumtaşı, silttaşı ardalanması ve marnlardan oluşmaktadır. Çökellerin yaşı Pliyosen olup, Karayün formasyonu üzerine aşıl uyumsuzlukla gelmektedir.

Genç çökeller, çalışma alanında Kızılırmak ve bu ırmağa boşalan küçük akarsu vadilerinde, yer yer geniş yayılımlara sahip alüvyonlarla temsil edilmektedirler. Bu çökeller bölgedeki çeşitli kayaç birimlerinden türemiş çakıllar ile kum, silt ve kil boyu malzemelerden oluşmuştur.

Zaman	Grup	Formasyon	Genc. Üye	Simge	Kalınlık (m)	Litoloji	Açıklamalar
Pliyo- sen			Kara Tepe	Tk			Çakıl, Kum, Silt, Kil
			Güney Tepe	Tkg	340		Konglomera, Kumtaşı — UYUMSUZLUK —
			Karacalı	Tkk	55		Kumtaşı, Marn, Kilitaşı Kumlukireçtaşı Kireçtaşı
			Eğribu- cak	Tke	80		Masif, Jips
			Yusu- f- ağıltarı	Tky	55		Jips, Marn
			Sahbey	Tks	220		Kumtaşı, Marn
			Purtepe	Thp	60		Konglomera, Kumtaşı Silttaşı, Marn, Kilitaşı
			Aktas	Tha	284		Jips, Marn
			Göbekli- tarla	Thg	260		Kireçtaşı Marn Kilitaşı Kumtaşı Kumlukireçtaşı
			Boynuzözü	Thb	175		Jips Marn
			Kuzuyüzü	Thk	100		Kumtaşı, Marn
							Konglomera, Kumtaşı — UYUMSUZLUK —
							Kumtaşı, Silttaşı Kilitaşı, Marn

Şekil 1: Çalışma alanının stratigrafik istifi. (Ceyhan'dan (1987) alınmıştır).

Bu araştırmanın konusunu oluşturan jipsler, bölgede, yukarıda tanımlanan formasyonlar içerisinde dört ayrı üye içerisinde yer almaktadır.

3. JİPSLERİN JEOMEKANİK ÖZELLİKLERİ

Çalışma alanındaki çeşitli üyeler ait jipslerin jeomekanik özelliklerinin saptanması ve bunların petrografik özellikleri ile olan ilişkilerini belirlemek amacıyla planlanan çalışmalar; petrografik incelemeler, deney örneklerinin hazırlanması ve mühendislik deneyleri olarak üzere üç ayrı aşamada gerçekleştirilmiştir.

3.1. Petrografik Özellikler

Saha gözlemlerine göre, jipsler, masif, yumrulu (nodüler) ve yer yer de ince laminalı yapısal özellikler göstermektedir.

Jipslerin mikroskobik incelemeleri ISRM'nin (1978) önerilerine uygun olarak yapılmış ve Çizelge 1.'de sunulmuştur.

Çizelge 1: jipslerin petrografik inceleme sonuçları

ÖRNEK NO	MAKROSKOPİK TANIMLAMA			NİTELİKSEL TANIMLAMA				MINERALOJİK BİLEŞİM (Hacimce)			JEOLOJİK TANIMLAMA	
	Bazurmalı Deneysel Örnekler	Topraklı Örnekler	Süreksizlikler	Doku	Çatlaklık	Bazurmalı	Matris	Ana Bileşen	%	İpki Bileşen	Kayac. Adı	Petrografik Sınıflama
Tkk-1	Dusuk	—	Az Eklenti	Tanesel	—	—	—	Jips	100	Kalsit	E	Jips
Tkk-2	"	—	"	"	—	—	—	Jips	100	—	—	Jips
Tkk-3	"	—	"	"	—	—	—	"	"	Kalsit	E	"
Tkk-4	"	—	"	"	—	—	—	"	"	"	E	"
Tkk-5	"	—	"	"	—	—	—	"	"	"	E	"
Tke-1	"	—	"	"	—	—	—	"	"	Kalsit	E	"
Tke-2	"	—	"	"	—	—	—	"	"	Kalsit	E	"
Tke-3	"	—	"	"	—	—	—	"	"	Kalsit	E	"
Thp-1	"	—	"	"	—	—	—	"	"	Anhidrit	E	"
Thp-2	"	—	"	"	—	—	—	"	"	Kil	E	"
Thp-3	"	—	"	"	—	—	—	"	"	Kil	E	"
Thg-1	Orta	—	"	"	—	—	—	"	"	Kil	E	"
Thg-2	"	—	"	"	—	—	—	"	"	Kil	E	"
Thg-3	Orta	—	"	"	—	—	—	"	"	Anhidrit	E	"
Thg-4	"	—	"	"	—	—	—	"	"	—	—	"

E: Esas miktarda (%5)

Mikroskopik çalışmalardan elde edilen sonuçlara göre jipsler, genelde masif olup, eser miktarda kil mineralleri, kalsit ve bazen de çok az miktarda anhidrit içermekte ve Alabastir türünde jipsler olarak tanımlanmaktadır.

X-ışınları incelemelerinden elde edilen sonuçlara göre jipsler, mikroskopik inceleme sonuçlarına paralel olarak eser miktarda anhidrit, kalsit ve kil mineralleri ve kısmen de kuvars içermektedirler.

3.2. Jipslerin Index ve Mekanik Özellikleri

Jipsler üzerinde toplam gözeneklilik ($n_t(\%)$), etkin gözeneklilik ($n_{et}(\%)$), kuru birim ağırlık (γ_{dry}), tane özgül ağırlığı (G_s), tek eksenli sıkışma dayanımı (σ_c), çekilme dayanımı (σ_t), makaslama dayanımı (τ_s), statik elastik katsayılar (E, V, G, K) gibi indeks ve mekanik özellikler belirlenmiştir.

3.2.1. Index Özellikler

Jipslerin gözeneklilik, kuru birim ağırlık ve tane özgül ağırlığı gibi indeks özellikleri 45 örnek üzerinde belirlenmiştir.

Gözeneklilik ölçümleri sırasında, örneklerin iç yapısına herhangi bir zarar vermemek için hava karşılaştırmalı piknometre (air comparison pycnometer) kullanılmıştır. Gözeneklilik değerleri aşağıdaki ilişkilere göre belirlenmiştir.

$$n_t(\%) = \frac{V_t - V_s}{V_t} \times 100$$

$$n_{et}(\%) = \frac{V_t - (V_s + V_{bg})}{V_t} \times 100$$

Bu ilişkilerde :

V_t : örneğin toplam hacmi (cm^3)

V_s : örnekteki katı kısmın hacmi (cm^3)

V_{bg} : örnekteki bağlantısız gözeneklerin hacmi (cm^3)

Çalışma alanındaki jipslerin gözeneklilik değerleri Çizelge 2.'de sunulmuştur.

Çizelge 2: Çalışma alanı içindeki jipslere ait toplam gözeneklilik $n_t(\%)$ ve etkin gözeneklilik $n_{et}(\%)$ değerlerinin toplu sonuçları.

Jips örneklerinin alındığı üyeler		Değişim aralığı		
		en az	en çok	arit. ort.
Karaçalı	$n_t(\%)$	5.65	13.00	8.00
	$n_{et}(\%)$	1.58	10.95	4.84
Eğribucak	$n_t(\%)$	12.50	16.00	14.16
	$n_{et}(\%)$	10.00	14.10	11.90
Purtepe	$n_t(\%)$	4.90	8.40	6.62
	$n_{et}(\%)$	1.43	7.86	4.70
Göbekli Tarla	$n_t(\%)$	6.50	14.70	9.80
	$n_{et}(\%)$	2.98	12.08	7.18
Sondaj Örn.	$n_t(\%)$	16.22	28.30	21.10
	$n_{et}(\%)$	12.83	25.50	14.47

Örneklerin kuru birim ağırlıklarının belirlenmesi deneylerinde, jipsin 70°C üzerindeki sıcaklıklarda bir molekül suyunu vererek alçı taşına ve bassanite ($\text{CaSO}_4 \cdot \text{H}_2\text{O}$) dönüşmeye başlaması nedeniyle ISRM (1977) tarafından önerilen yöntem kullanılmamıştır. Örnekler 60°C'de 48 saat süreyle kurutulmuştur. Kuru birim ağırlıklarının saptanmasında aşağıdaki ilişkiler kullanılmıştır.

$$\gamma_{\text{dry}} = \frac{W_{\text{dry}}}{V_t} \text{ (gr/cm}^3\text{)}$$

Bu ilişkide :

W_{dry} : fırında kurutulmuş örneğin ağırlığı (gr)

V_t : örneğin toplam hacmi (cm^3)
Jips örneklerinin özgül ağırlıkları (Gs) aşağıdaki ilişki kullanılarak belirlenmiştir.

$$Gs = \frac{W_s}{V_s \cdot \gamma_w}$$

Bu ilişkide :

W_s : örnekteki katı kısmın ağırlığı (gr)

V_s : örnekteki katı kısmın hacmi (cm^3)

γ_w : suyun birim hacim ağırlığı ($1gr/cm^3$)

Kuru birim ağırlık ve özgül ağırlık değerleri Çizelge 3.'de sunulmuştur. Bu sonuçlara göre farklı üyelere ait jipslerin özgül ağırlıkları ve kuru birim ağırlıkları birbirine çok yakın olmakla birlikte, sondaj örneklerine ait değer fasiyes farklılığına bağlı mineralojik özellikleri nedeniyle kısmen yüksek çıkmaktadır.

Çizelge 3: Çalışma alanı içindeki jipslere ait birim ağırlık (γ_{dry}) ve özgül ağırlık (Gs) değerlerinin toplu sonuçları.

Jips örneklerinin alındığı üyeler		Değişim aralığı		
		en az	en çok	arit. ort.
Karaçalı	γ_{dry}	2.10	2.24	2.18
	Gs	2.36	2.40	2.38
Eğribucak	γ_{dry}	2.07	2.10	2.08
	Gs	2.39	2.48	2.42
Purtepe	γ_{dry}	2.19	2.21	2.20
	Gs	2.34	2.36	2.35
Göbekli Tarla	γ_{dry}	2.06	2.18	2.13
	Gs	2.36	2.38	2.37
Sondaj örn.	γ_{dry}	2.08	2.31	2.19
	Gs	2.62	2.90	2.79

3.2.2. Mekanik Özellikler

Yöre jipslerinin tek eksenli sıkışma, çekilme ve makaslama dayanımı ile statik elastik katsayılarından oluşan dört ayrı mekanik özelliği saptanmıştır.

Tek eksenli sıkışma dayanımı deneyleri ISRM (1972) ve TSE'ne (1975) göre yapılmıştır.

Suyun yöre jipslerinin tek eksenli sıkışma dayanımları üzerindeki olası etkilerini araştırmak amacıyla 20 gün süre ile su içerisinde doyurulmuş örnekler üzerinde de tek eksenli sıkışma dayanımı deneyleri yapılmıştır. Deney örneklerinin deney su içinde tutulma süresi Ekşi (1987) tarafından yapılan çalışmalara dayanılarak belirlenmiştir.

Tek eksenli sıkışma dayanımlarının hesaplanmasında aşağıdaki ilişki kullanılmıştır.

$$\sigma_c = \frac{F_c}{A}$$

Bu ilişkide :

σ_c : örneğin tek eksenli sıkışma dayanımı (MPa)

F_c : Yenilme anında örnek tarafından taşınan maksimum sıkıştırıcı yük (MN)

A : Deney örneğinin enine kesiti veya yükleme alanı (m²)

Jipslerde tek eksenli sıkışma dayanımı deneylerinden elde edilen tipik yenilme şekilleri, çekilme-makaslama yenilmesi şeklindedir. Deneylerden elde edilen sonuçlar Çizelge 4.'de verilmiştir.

Jipslerin çekilme dayanımları, havada kurutulmuş örnekler ve suda değişik süreler ile tutulmuş örnekler üzerinde belirlenmiştir. Böylece suyun çekilme dayanımı üzerindeki etkisi de araştırılmıştır. Çekilme dayanımlarının belirlenmesinde kolay ve pratik bir yöntem olması nedeniyle Brazilian deneyi (dolaylı çekilme) yöntemi kullanılmıştır. Çekilme dayanımla-

Çizelge 4: Jipslerin tek eksenli sıkışma dayanımı değerleri
toplu sonuçları

Jips örneklerinin alındığı örnekler	Tek eksenli sıkışma dayanımı (MPa) Havada kurutulmuş örnekler					
	Su içinde doğurulmuş örnekler			örnekler		
	en az	en çok	ar.ort.	en az	en çok	ar.ort.
Karaçalı	12.30	52.20	22.40	7.46	28.82	13.00
Eğribucak	21.70	50.60	32.50	7.40	11.97	9.52
Purtepe	28.30	52.70	35.57	8.14	21.32	13.33
Göbekli Tarla	16.50	21.70	18.05	4.21	17.86	8.16
Sondaj örn.	15.03	16.05	15.52	3.42	4.20	3.93

rının hesaplanmasında aşağıdaki ilişki kullanılmıştır.

$$\sigma_t = \frac{2F}{\pi D \cdot t}$$

Bu ilişkide :

σ_t : örneğin çekilme dayanımı (MPa)

F : örneğin yenilmesi anında uygulanan maksimum kuvvet
(MN)

D : deney örneğinin çapı (m)

t : örneğin kalınlığı (m)

Bu deneylerden elde edilen sonuçlar Çizelge 5.'de ve çekilme dayanımının su içinde tutma süresi ile değişimi Şekil 2.'de sunulmuştur.

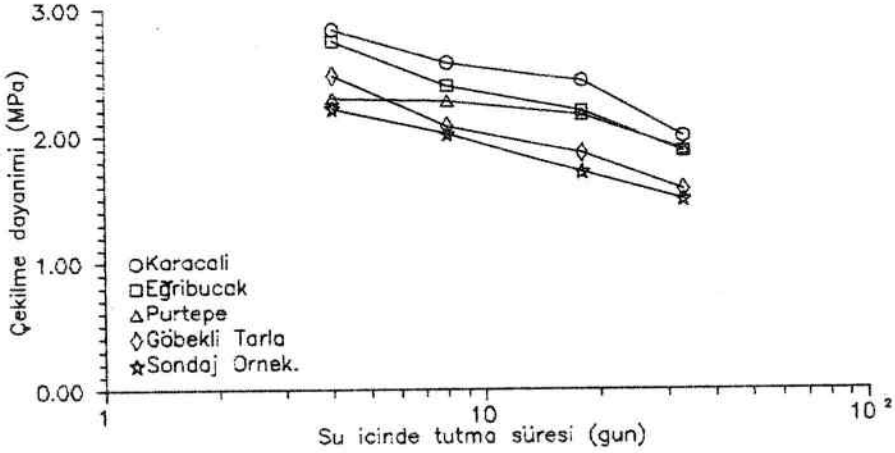
Jips örneklerinin makaslama dayanımları "çift makaslama" (double shear) deneyi (Farmer, 1968; Hardy et al., 1969) ile saptanmıştır. Makaslama dayanımı (τ_s) değerleri

$$\tau_s = \frac{2F}{\pi D^2} \quad \text{ilişkisinden hesaplanmıştır.}$$

Bu ilişkide :

F: yenilme anında uygulanan kuvvet (MN)

D: örnek çapıdır (m).



Şekil 2: Jipslerde çekilme dayanımının su içinde tutma süresi ile değişimi.

Çift makaslama deneylerinden elde edilen sonuçlar Çizelge 6.'da verilmiştir.

Jips örneklerinin statik gerilimler etkisi altında, elastisite modülü (E), Poisson oranı (ν), rijidite (makaslama) modülü (G) ve sıkışabilirlik modülü (K) şeklinde dört elastik katsayı belirlenmiştir. Poisson oranı ve elastisite modülü değerleri grafiksel olarak deney verilerinden, rijidite ve sıkışabilirlik modülü ise aşağıdaki ilişkilerden hesaplanarak bulunmuştur.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$$

Çizelge 5: Çekilme dayanımları deneylerinin toplu sonuçları

		Jipslerin alındığı üyeler				Sondaj Örnekleri
		Karaçalı üyesi	Eğribucak üyesi	purtepe üyesi	Göbekli Tarla üyesi	
Çekilme Dayanımı (MPa)	Kuru en az	2.65	2.78	2.31	2.20	2.38
	en çok	3.86	3.71	4.62	3.78	2.82
	Örnek ar.ort.	3.16	3.24	3.75	2.86	2.64
	Örnek en az	1.97	2.51	2.11	1.99	2.01
	Suda en çok	3.62	3.20	2.10	3.40	2.40
	(4g.) ar.ort.	2.84	2.75	2.30	2.48	2.22
	Örnek en az	2.02	2.12	1.96	1.74	1.96
	Suda en çok	2.99	2.90	2.56	2.58	2.06
	(8g.) ar.ort.	2.58	2.40	2.28	2.08	2.02
	Örnek en az	1.96	1.90	2.06	1.54	1.68
	Suda en çok	2.70	2.65	2.28	2.22	1.80
	(18g.) ar.ort.	2.44	2.20	2.17	1.87	1.72
	Örnek en az	1.78	1.73	1.74	1.26	1.40
	Suda en çok	2.14	2.13	2.08	1.94	1.60
	(33g.) ar.ort.	2.00	1.88	1.90	1.58	1.50

Statik elastik katsayılar ile ilgili sonuçlar Çizelge 7.'de sunulmuştur. Bu sonuçlara göre ise, çeşitli üyelere ait jipslerin elastik katsayıları arasında önemli sayılabilecek bir farklılık yoktur. Sondaj örneklerinin düşük katsayılara sahip olması bunların kil minerallerince zengin farklı fasiyeste oluştuklarının bir göstergesidir.

Çizelge 6: Çift makaslama dayanımı deney sonuçları

Jips örneklerinin alındığı üyeler	Makaslama Dayanımı, τ_s (MPa)		
	en az	en çok	Ar. Ort.
Karaçalı	5.30	10.16	7.30
Eğribucak	8.33	9.85	9.11
Purtepe	6.10	9.85	7.63
Göbekli Tarla	4.16	8.30	5.96
Sondaj Örn.	4.25	5.05	4.61

Çizelge 7: Jipslerin elastik katsayıları toplu sonuçları (MPa)

		Jipslerin alındığı Üyeler				Sondaj Örnekleri
		Karaçalı Üyesi	Eğribucak Üyesi	Purtepe Üyesi	Göbekli Tarla Üyesi	
İlksel Elast. Modülü ₄ (E_1)x10 ⁴	en az en çok ar.ort.	0.70 3.75 2.67	3.57 4.40 4.00	2.50 3.50 2.91	2.08 2.50 2.24	0.78
Teğet Elast. Modülü ₄ (E_t)x10 ⁴	en az en çok ar.ort.	0.27 3.00 2.04	3.30 3.57 3.10	2.20 3.30 2.73	1.30 2.24 1.87	0.11
Poisson Oranı (ν)	en az en çok ar.ort.	0.11 0.35 0.21	0.34 0.46 0.39	0.13 0.33 0.22	0.20 0.30 0.25	0.08
Rijitide Modülü ₄ (G)x10 ⁴	en az en çok ar.ort.	0.12 1.15 0.82	1.21 1.23 1.22	0.91 1.24 1.11	0.54 0.88 0.74	0.20
Sıkışabil. Modülü ₄ (K)x10 ⁴	en az en çok ar.ort.	0.11 3.33 1.44	3.43 14.87 7.42	1.21 3.23 1.88	0.72 1.73 1.33	0.17

Bu çalışma kapsamında yapılan mühendislik deneylerinde, Sivas yöresi jipslerinin mekanik özelliklerinin büyük bir farklılık göstermediği ve genel olarak birbirine yakın parametrelere sahip oldukları belirlenmiştir. Ancak, Göbekli Tarla Üyesine ait jipsler ile sondaj karotlarından alınan jips örnekleri, bozunma derecelerinin fazla olması ve fasıyes farklılıklarına bağlı göreceli olarak kısmen daha düşük değerlere sahiptir.

3.3. Jipslerin Mühendislik Sınıflaması

Çalışma alanındaki jipslerin mühendislik sınıflaması tek

eksenli sıkışma dayanımını ve elastisite modülü değerleri göz önüne alınarak Deere and Miller'e (1966), salt tek eksenli sıkışma dayanımları esas alınarak ISRM (1980) ve Anonymous'a (1981), tek eksenli sıkışma dayanımları ve elastisite modülü/Poisson oranı değerleri dikkate alınarak Türk and Dearman'a (1985) göre yapılmıştır.

Jipslerin Deere and Miller'in (1966) birleştirilmiş sınıflama abacı üzerindeki dağılımları Şekil 3.'de verilmiştir. Bu dağılıma göre; Eğribucak Üyesi jipsleri ile Purtepe üyesi jipsleri DH-grubu (düşük dayanımlı ve yüksek modul oranlı), Karaçalı Üyesi jipsleri ile Göbekli Taria Üyesi jipsleri EH grubu (çok düşük dayanımlı ve yüksek modul oranlı), sondağ örneği ise EM-grubu (çok düşük dayanımlı ve orta modul oranlı) Kayaç grubunda yer aldığı saptanmıştır.

ISRM'nin (1980) sınıflamasına göre, Karaçalı ve Göbekli Taria üyeleri ile sondağa ait jipsler "düşük dayanımlı kayaçlar" grubunda, Eğribucak ve Purtepe üyelerinin jipsleri ise "orta dayanımlı kayaçlar" grubunda yer almaktadır.

Anonymous'un (1981) sınıflamasına göre, yöre jipslerinin tümü "orta sağlam kayaçlar" sınıfında yer almaktadır ve yumuşak kayaçlar olarak tanımlanmışlardır.

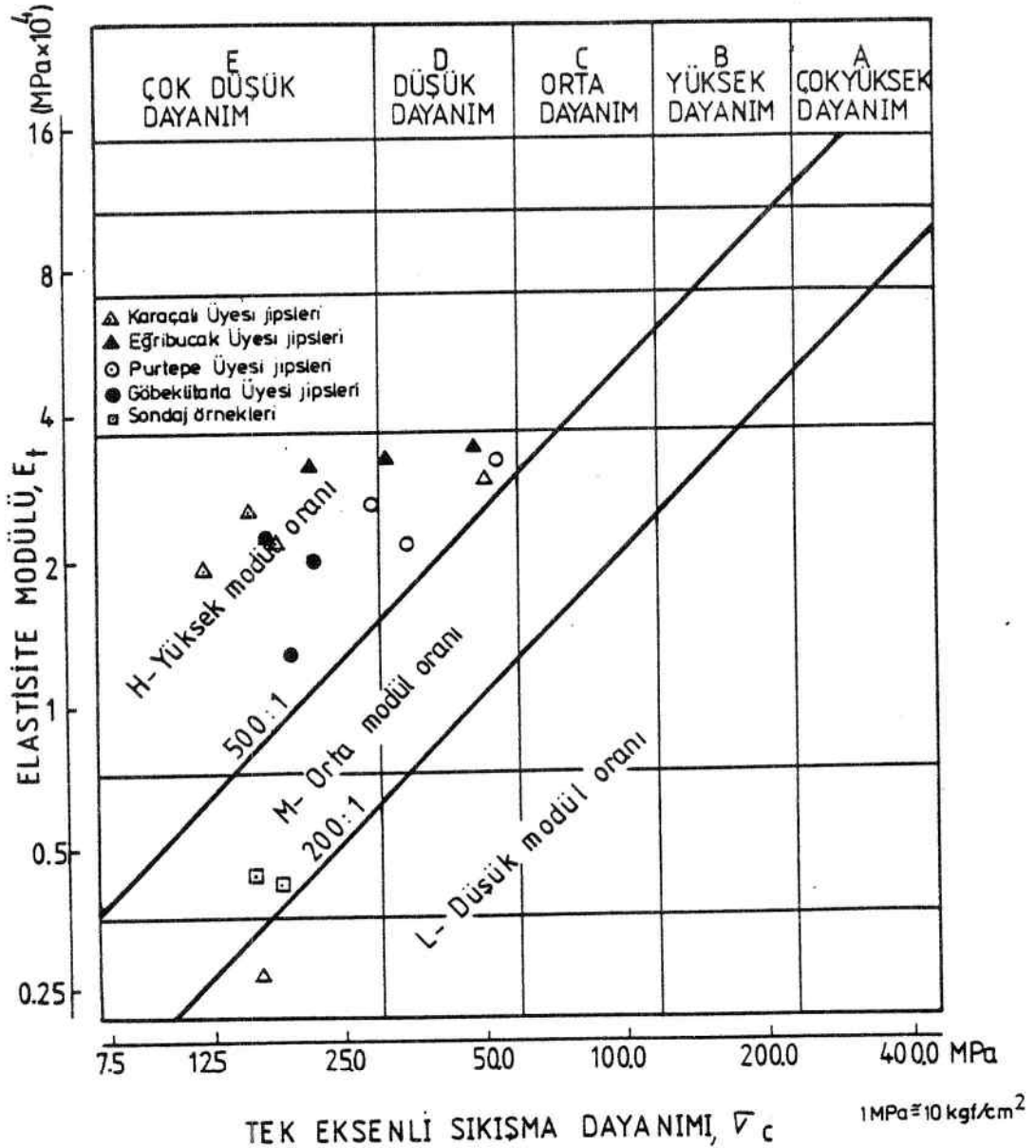
Jipslerin Türk and Dearman'ın (1985) sınıflama abacı üzerindeki abacı Şekil 4.'de verilmiştir. Bu dağılıma göre de jipsler genel olarak "oldukça deforme olmuş-zayıf kayaçlar" yer almaktadırlar.

4. SONUÇLAR

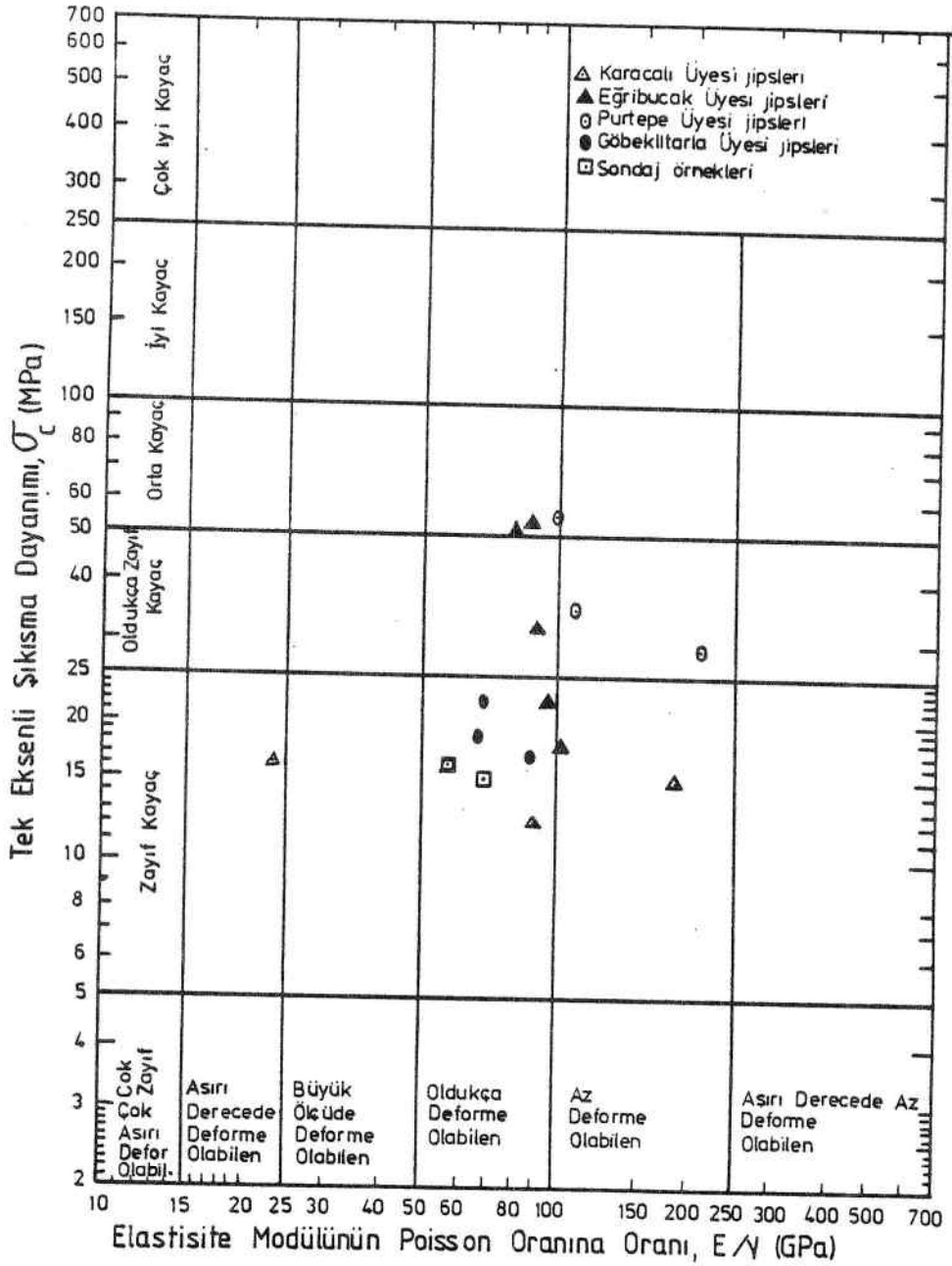
Bu çalışmadan elde edilen sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

a) Yöre jipsleri bölgede zaman zaman gelişen sığ suyu deniz kıyısı sabka (lagün) oluşukları olarak yorumlanmıştır.

b) Yöredeki jipsler alt ve üstlerinde bulunan kayaç tür-



Şekil 3: Çalışma alanı içindeki farklı üyelere ait jipslerin Deere and Miller'in (1966) birleşik mühendislik sınıflaması abağı üzerindeki dağılımları



Şekil 4: Çalışma alanı içindeki jipslerin Türk and Dearman'ın (1985) sınıflama abağı üzerindeki dağılımları.

leri ve fosil içeriklerine göre farklı üyeler içinde yorumlanmakla birlikte, bunlar indeks ve mekanik özellikler açısından büyük benzerlikler göstermektedirler. Ancak, bozunma derecesi ve fasiyes değişikliği, jeomekanik özellikler üzerinde kısmi farklılaşmalara neden olmaktadır.

c) Jipslerin kristal boyutu ve mineralojik bileşimlerinin, mekanik özellikler üzerinde etkili olduğu saptanmıştır.

d) Jipsler 20 gün süre ile su içinde tutulduklarında, tek eksenli sıkışma dayanımlarının yaklaşık %50'sini kaybetmektedirler. Bu dayanım azalmaları iri kristalli jipslerde daha büyük değerlere ulaşmaktadır.

e) Jipslerin su içinde çekilme dayanımlarındaki azalmanın ilk 4 gün içinde geliştiği belirlenmiştir.

f) yöre jipsleri Deere and Miller'e (1966) göre, DH grubu (düşük dayanımlı-yüksek modül oranlı) ve EH grubu (çok düşük dayanımlı-yüksek modül oranlı) kayaçlar grubunda yer almaktadır. ISRM'e (1980) göre jipsler genelde "düşük-orta dayanımlı" kayaçlar grubunda yer almaktadır. Anonymous'un (1981) önerdiği ve tek eksenli sıkışma dayanımını ölçüt alan sınıflamasına göre jipsler "orta sağlam kayaçlar" sınıfında yer almakta ve yumuşak kayaçlar olarak tanımlanmaktadır. Türk and Dearman'a (1985) göre ise, jipsler, genelde "oldukça deforme olabilen-zayıf kayaçlar" grubunda yer almakta ve düşey gerilimler etkisi altında oldukça yüksek yatay birim deformasyon (ϵ_h) değerlerine sahip olmaktadır (Şekil 4).

g) Jipslerin yüksek modül oranlı olması ve modül oranı ile düşey birim deformasyon arasındaki $MR=1/\epsilon_v$ göz önüne alındığında, düşey gerilimler etkisi altında jipslerde küçük birim deformasyonların oluşabileceği sonucuna varılmıştır.

h) Sivas yöresi jipslerinin bu çalışmada belirlenen bazı fiziksel ve mekanik özellikleri ile Bell'in (1981) İngiltere'de Permien yaşlı jipsler üzerinde belirlediği fiziksel ve

mekanik özellikler arasında büyük benzerlikler vardır. Bu nedenle, diyajenez sınırları içerisinde jipslerin fiziksel ve mekanik özellikleri üzerinde jeolojik yaşı önemli bir etkisinin olmadığı belirlenmiştir.

5. ÖNERİLER

Bu çalışmadan elde edilen genel sonuçlar doğrultusunda; bölgede ileride yapılabilecek mühendislik uygulamaları ve araştırmalarına yönelik olarak önerilen hususlar aşağıda özetlenmiştir.

1.) Bu gün için yöredeki jipslerin oluşum şekli tartışma konusudur. Bu nedenle, bölgede yapılacak ayrıntılı mineralojik ve jeokimyasal çalışmalarla bu konunun açıklığa kavuşturulmasında yararlar vardır.

2.) Bölgede yapılabilecek bir mühendislik uygulamasında çözümü olanaksız sorunlarla karşılaşılması için uygulamadan etkilenecek zeminin jeolojik, jeomekanik, hidrojeolojik ve yapısal özellikleri ayrıntılı bir şekilde incelenip değerlendirilmelidir.

3.) Evaporatik ortamlarda jips belirli bir derinlikten sonra basınç ve sıcaklığın etkisi ile anhidrite dönüşmektedir. Anhidrit (CaSO_4) su ile temas ettiğinde, bünyesine su alarak jipse dönüşürken, yaklaşık %61 oranında bir hacim artışı görülmektedir ki, bu artış kabarma basınçlarına neden olmaktadır. Bunun yanı sıra, evaporatik ortamlarda montmorillonit, illit ve korensit gibi aktif ve şişebilen kil minerallerinin bulunması, şişme ve kabarma basınçlarının çok daha fazla hızlı bir şekilde artmasına neden olmaktadır. Bu nedenle, yörede mühendislik uygulamalarına yönelik sondajlı çalışmalarda jips-anhidrit geçiş seviyesi, kil minerallerinin türleri ve sondaj karotları üzerinde laboratuvarda yapılacak şişme deneyleri ile, anhidrit-jips dönüşümü sırasında ortaya çıkabilecek basınçların miktarı ve oluşum hızı, ile oluşacak

jipsin mekanik özelliklerinin belirlenmesi gerekmektedir. Bu gün bu konu literatürde tam olarak açıklığa kavuşturulmuş değildir.

4.) Evaporatik ortamlarda, mühendislik jeolojisine yönelik yapılacak olan sondaj çalışmalarında;

- Karot örneklerinin ayrıntılı mineralojik tanımı
- Süreksizlikler ve çözünme boşlukları
- Tane boyu
- Kayaçlardaki bağlayıcı malzemenin cinsi
- Geçirimsizlik ve porozite
- Jeomekanik özellikler
- Sıcaklık ve basınç
- Suların kimyasal bileşimleri ve akış özelliklerinin ayrıntılı bir şekilde incelenmesi gerekmektedir.

5.) Jipslerin taşıma güçleri laboratuvar deneyleri ile ayrıntılı bir şekilde ortaya konulduğu gibi, sudan büyük ölçüde etkilenmektedir. Bu nedenle, jipsli bir yorede yapılacak ağır mühendislik yapılarının temellerinin su ile izolasyonlarının inşaatın başlangıcında sağlanması gerekmektedir.

6. KAYNAKLAR

ANONYMOUS, 1981; "Rock and soil description and classification for engineering geological mapping report by the IAEG commission on engineering geological mapping" Bulletin of IAEG, 24, p. 235-274.

BELL, F.G., 1981; "Geotechnical properties of some evaporitic rocks". Bulletin of IAEG, 24, p. 137-144.

CEYHAN, F., 1987; "Sivas güneydoğusundaki tuz ve jips yataklarının jeolojisi, oluşumu, kökeni ve ekonomik özellikleri". Yüksek Lisans Tezi, Cumhuriyet Üniversitesi, Sivas. 107 s. (Yayınlanmamış).

DEERE, D.U. and MILLER, R.P. 1966; "Engineering Classification

and index properties for intact rocks" Tech. Rept. No. AFWL-TR-65-116, Air Force Weapons Lab., Kirtland Air Force Base, New Mexico, 308 p.

EKŞİ, M., 1987; "Rock mass characterisation for stability evaluation of room and pillar mine workings", Ph. D. Thesis, The University of Nottingham, England, 374 p. (Unpublished).

FARMER, I. W., 1968; "Engineering properties of rocks", E. and F. N. Spon Ltd., London, 180 p.

HARDY, H.R. JR., JAYARAMAN, N. and KIM, R.Y., 1969; "Investigation of a direct method for measuring shear strength using double shear", Internal report, RML-IR/69-16, Dept. of mining, The Penn. State Univ., 21 p.

ISRM., 1972; "Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength of rock materials and the point load strength index". Committee on laboratory test, document No 1, 12 p.

ISRM., 1977; "Suggested methods for determining water content, porosity, density, absorption and related properties and swelling and slake-durability index properties". Committee on laboratory test, document No 2, 15 p.

ISRM., 1978; "Suggested method for petrographic description of rocks". Int. Jour. Rock Mech. Min. Sci., 15, p. 43-45

ISRM., 1980; "Basic geotechnical description of rock masses". Commission on classification of rocks and rock masses, document No 1, 26 p.

RANSOME, F.L., 1928; "Geology of the St. Francis dam side". Econ. Geology, 23, p. 553-563

- TSE, 1975; "Kayaçların tek eksenli basma dayanımlarının tayini (TSE-2028)". Türk Standartları Enstitüsü, Ankara. 2 s.
- TÜRK, N. and DEARMAN, W. R., 1985; "A new classification method for design purposes". 26th U.S. Symp. on Rock Mechanics, Rapid City, U.S.A., p.81-88
- VARDAR, M. and FECKER, E., 1986; "Evaporitli kayaçlardaki sorunlu projelerden örnekler ve uygulama ilkeleri". 1. Ulusal Kaya Mekaniği Simpozyumu Bildirileri, Türk Ulusal Kaya Mekaniği derneği Yayını, s. 289-310
- YÜZER, E., 1982; "Engineering properties of evaporites and evaporitic formations of Turkey", Bull. of the IAEG, 25, p.107-110

MENARD PRESİYOMETRE SONUÇLARININ KAZIK YÜKLEME DENEYİ İLE KARŞILAŞTIRILMASI

Comparison Between the Results of Menard
Pressiometer and Pile Loading Test

Zeynep Durukan⁽¹⁾

Semih S. Tezcan⁽²⁾

ÖZET

İstanbul Metrosu'nun Aksaray-Ferhatpaşa güzergahı üzerindeki, 41 No.lu Viyadüğü ile Esenler Viyadüğü'nün betonarme ayakları, ø80 cm çapındaki grup kazıklara oturtulmuştur.

Arazide ve laboratuarda yapılan zemin deneylerinden elde edilen verilerin ışığında, literatürde mevcut çeşitli ampirik ve analitik metodlar kullanılarak, kazıkların taşıma gücü teorik olarak hesaplanmıştır. Ayrıca, tipik kazıklardan biri, arazide ve benzer zemin şartlarında özel yükleme deneyine tabi tutulmuş ve ölçülen oturmalar yardımı ile, kazığın deneysel olarak taşıma gücü belirlenmiştir.

Böylece, ampirik formüllere dayanılarak elde edilen taşıma güçlerinin güvenilirlik ve muhafazakârlık dereceleri hakkında bir korelasyon yapma olanağı doğmuştur.

CORRELATION OF MENARD PRESSUREMETER RESULTS WITH PILE LOADING TESTS

ABSTRACT

The reinforced concrete piers of the Viaducts at Location 41 and Esenler of the Istanbul Metro, between Aksaray and Ferhatpaşa, are supported by group of bored piles with ø80 cm diameter.

Firstly, the load bearing capacities of the piles have been calculated theoretically using the laboratory determined soil parameters in connection with various empirical formulae available in the literature.

Secondly, the load bearing capacities have been also determined by means of insitu full-scale loading tests.

It has been therefore possible to correlate the results of the full-scale loading tests with those of the theoretical calculations.

(1) Araştırma Mühendisi, Yapı Merkezi, Çamlıca, İstanbul

(2) Boğaziçi Üniversitesi Öğretim Üyesi, Bebek, İstanbul
Teknik Danışman, Yapı Merkezi, Çamlıca, İstanbul

1. GİRİŞ

İstanbul Metrosu'nun ilk aşamasını oluşturan *Aksaray-Esenler* güzergahının *Ferhatpaşa* kesimindeki 41 No.lu Viyadük ile, *E5-Karayolu*'nun güneyindeki *Esenler Viyadüğü*'nün betonarme köprü ayakları altındaki zemin şartları ve bu zemine oturan tipik T4 temelinin grup kazıkları topluca *Şekil 1*'de gösterilmiştir. Kazıklar genellikle siltli kil ve killi kumlu silt tabakalarının içine oturmaktadır. Bu tabakalara ait ortalama zemin parametreleri *Tablo 1*'de özetlenmiştir.

2. YAPININ VE TEMELLERİN DURUMU

Viyadük ayakları fore kazıklı temellere oturmaktadır. Kazıkların başlarında 1.0 m kalınlığında betonarme bir başlık radyesi mevcuttur. Kazıkların silt tabakası içinde kalan boyları, en gayri müsait yerde 3.20 m, diğer yerlerde ise ortalama 7.20 m'dir. Aşağıda, kazıkların düşey taşıma güçleri çeşitli ampirik formüllere göre hesaplanmış ve bulunan değerler kazık yükleme deneyi sonuçları ile karşılaştırılmıştır.

3. DÜŞEY TAŞIMA GÜCÜ HESAPLARI

3.1. Presiyometre Ölçümlerine Göre (*Bustamante, 1982*)

A) Uç mukavemeti

$$Q_p = [k (p_{te} - p_o) + q_o] A_p$$

$k = 3.2$ (*Şekil 2*'den $p_t = 2500$ kPa için)

$k = 3.2$ (zemin kategorisi 2 ve $L/R = 12/0.40 = 30$ için)

$$p_{te}^* = p_{te} - p_o$$

p_{te} = presiyometre limit gerilmesi

p_o = kazık ucundaki sükünetteki yatay basınç

q_o = kazık ucundaki düşey basınç

$p_{te}^* = 25.7 \text{ kg/cm}^2$ ($L = 15$ m), 25.9 kg/cm^2 ($L = 12$ m) değerleri için
Tablo 2 yardımı ile, zemin kategorisi 2 alınabilir.

A_p = kazık en kesit alanı

$$p_{te} = \sqrt[3]{p_{t1} \cdot p_{t2} \cdot p_{t3}}$$

$$p_{t1} = 30.5 \text{ kg/cm}^2$$

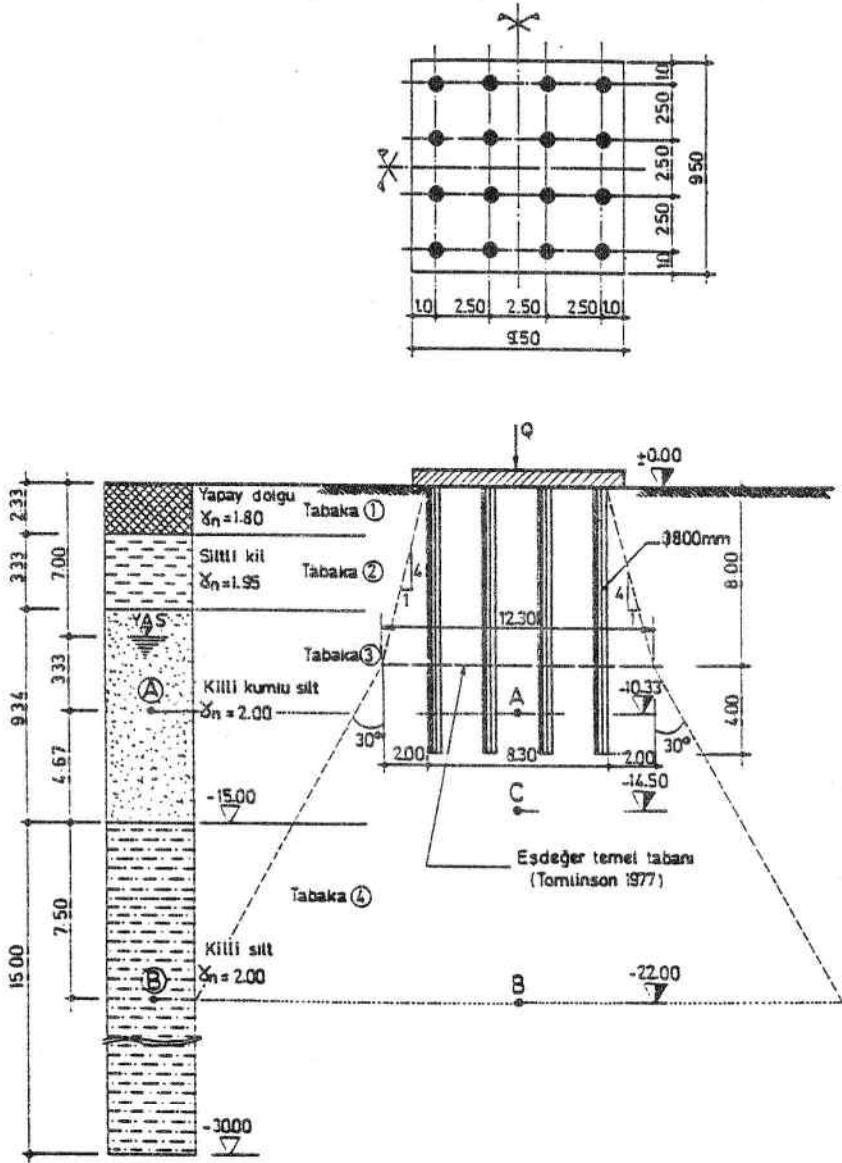
$$p_{t2} = 21.4 \text{ kg/cm}^2$$

TABLE 1.- GEOTEKNİK PARAMETRELER

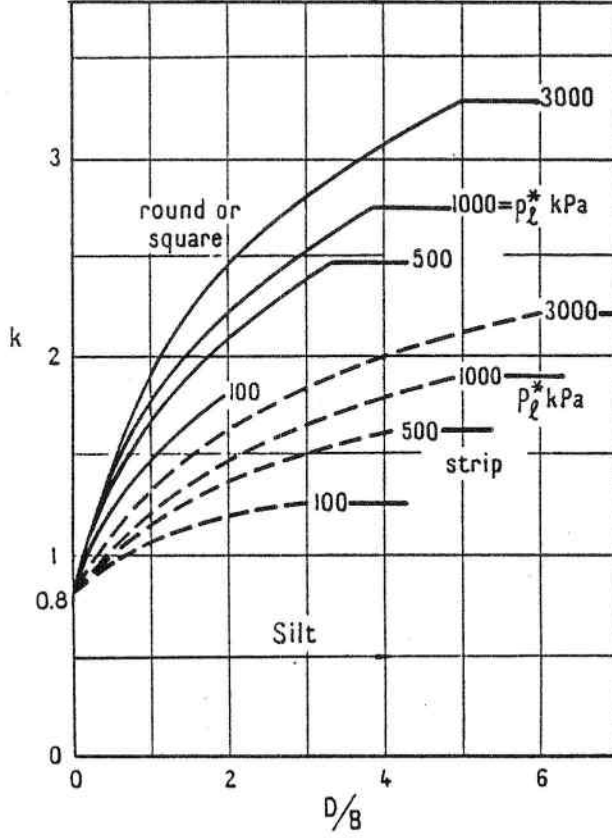
ÖZELLİK	BİRİM	YAPAY DOLGU	SİLTİLİ KİL SİLT	KİLLİ KUMLU	KİLLİ SİLT
Kum (4 ~ 200)	%	14	21	38	10
Silt, kil (> 200)	%	83	74	60	90
$N_{(sınır)}$	SPT	6~31	8-36	26-100	21~83
N_{ort}	SPT	15	22	53	50
Menard Deneyi :					
P_t	bar	13/12/16	25.6	30/21/32	29/22/21
E_m	bar	132.7	310	369.1	733.1
E_m/P_t	-	11.0	12.1	17.2	32.8
ϕ	derece	-	-	28	-
c_u	bar	0.7	1.0	0.6	2.0
q_u	bar	1.2	2.0	2.5	-
γ	t/m ³	1.8	1.8	2.0	2.0

TABLE 2.- k - PARAMETRESİ İÇİN ZEMİN KATEGORİLERİ

SOIL DESCRIPTION	P_t^* kg/cm ²	CATEGORY
Soft to firm clays Sıts	0-12 0- 7	1
Stiff clays Dense silts Quick sand Very soft rock	18-40 12-30 4-8 10-30	2
Sand and gravel Soft rock	10-20 10-30	3
Very dense sand and gravel Medium to high strength rock	30-60 60<	3a
$P_t^* = P_t \cdot P_o$ P_t = pressuremeter limit stress P_o = horizontal pressure at rest		



ŞEKİL 1.- T-4 TEMELİ PLAN VE ENKESİTİ



ŞEKİL 2.- SİTLİ ZEMİNLERDE k - DEĞERLERİ (Baguelin, 1978)

$$p_{13} = 32.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_{1e} = 3 \cdot 30.5 \times 21.4 \times 32.5 = 27.7 \text{ kg/cm}^2 = 277 \text{ ton/m}^2$$

$$p_o = \sigma_v K_o$$

$$K_o = 1 - \sin \phi = 1 \quad (\phi = 0^\circ)$$

$$\sigma_v = \gamma h$$

$$p_o = (1.9 \times 7 + 0.9 \times 8) \times 1 = 20.5 \text{ t/m}^2 \quad (L = 15 \text{ m})$$

$$p_o = (1.9 \times 7 + 0.9 \times 5) \times 1 = 17.8 \text{ t/m}^2 \quad (L = 12 \text{ m})$$

$$p_{1e}^* = 277 - 20.5 = 257 \text{ ton/m}^2 \quad (L = 15 \text{ m})$$

$$p_{1e}^* = 277 - 17.8 = 259 \text{ ton/m}^2 \quad (L = 12 \text{ m})$$

$$q_o = 1.9 \times 7 + 0.9 \times 8 = 20.5 \text{ ton/m}^2 \quad (L = 15 \text{ m})$$

$$q_o = 1.9 \times 7 + 0.9 \times 5 = 17.8 \text{ ton/m}^2 \quad (L = 12 \text{ m})$$

$$Q_p = (3.2 \times 257 + 20.5) \times 0.5 = 421 \text{ ton} \quad (L = 15 \text{ m})$$

$$Q_p = (3.2 \times 259 + 17.8) \times 0.5 = 423 \text{ ton} \quad (L = 12 \text{ m})$$

B) Sürtünme mukavemeti

$$Q_s = f_{su} A_s$$

$$f_{su} = 8 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{Bustamante, 1982})$$

$$A_s = \text{Kazığın çevre alanı}$$

$$Q_s = 8 \times \pi \times 0.80 \times 15 = 302 \text{ ton} \quad (L = 15 \text{ m})$$

$$Q_s = 8 \times \pi \times 0.80 \times 12 = 241 \text{ ton} \quad (L = 12 \text{ m})$$

C) Toplam mukavemet

$$Q_t = Q_p/3 + Q_s/2$$

$$Q_t = 421/3 + 302/2 = 140 + 151 = 291 \text{ ton} \quad (L = 15 \text{ m})$$

$$Q_t = 423/3 + 241/2 = 141 + 121 = 262 \text{ ton} \quad (L = 12 \text{ m})$$

3.2 SPT-değerlerine göre:

$$Q_t = (40 N A_p + 0.2 \bar{N} A_s) / 4 \text{ ton}$$

$$N = 52 \text{ (kazık ucundaki ortalama SPT-değeri)}$$

$$\bar{N} = 32 \text{ (kazık boyunca ortalama SPT- değeri)}$$

$$A_p = 0.5 \text{ m}^2 \text{ kazık en kesit alanı}$$

$$A_s = 37.7 \text{ m}^2 \text{ kazık çevre alanı (L=15 m)}$$

$$A_s = 30.2 \text{ m}^2 \text{ kazık çevre alanı (L=12 m)}$$

$$Q_t = 40 \times 52 \times 0.5/4 + 0.2 \times 32 \times 37.7/4$$

$$Q_t = 260 + 60 = 320 \text{ ton (L=15 m)}$$

$$Q_t = 40 \times 52 \times 0.5/4 + 0.2 \times 32 \times 30.2/4$$

$$Q_t = 260 + 48 = 308 \text{ ton (L=12 m)}$$

3.3 Zemin parametrelerine göre-Kohezyonlu zemin

A) Uç mukavemeti

$$Q_p = (c_u N_c + q_o) A_p$$

$$c_u = 10 \text{ ton/m}^2 \text{ (Drenajsız kayma mukavemeti)}$$

$$N_c = 7 \text{ (Kazık çapı } 0.5 \text{ m} < \phi 80 < 1.0 \text{ m için)}$$

$$Q_p = (10 \times 7 + 20.5) \times 0.5 \text{ m}^2 = 45 \text{ ton (L=15m)}$$

$$Q_p = (10 \times 7 + 17.8) \times 0.5 \text{ m}^2 = 44 \text{ ton (L=12 m)}$$

B) Sürtünme mukavemeti

$$Q_s = \beta c_u A_s$$

$$\beta = 0.67 \text{ (Aderans gerilmesine geçiş katsayısı, katı killeri için Anonymous, 1982)}$$

$$A_s = 37.7 \text{ m}^2 \text{ (L=15 m)}$$

$$A_s = 30.2 \text{ m}^2 \text{ (L=12 m)}$$

$$Q_s = 0.67 \times 10 \text{ t/m}^2 \times 37.7 \text{ m}^2 = 253 \text{ ton (L=15 m)}$$

$$Q_s = 0.67 \times 10 \text{ t/m}^2 \times 30.2 \text{ m}^2 = 202 \text{ ton (L=12 m)}$$

C) Toplam taşıma gücü

$$Q_t = Q_p/3 + Q_s/2$$

$$Q_t = 45/3 + 253/2 = 15 + 126 = 141 \text{ ton (L=15 m)}$$

$$Q_t = 44/3 + 202/2 = 14 + 101 = 115 \text{ ton (L=12 m)}$$

3.4 Zemin parametrelerine göre-Granüler zemin

A) Uç mukavemeti

$$Q_p = q_o N_q A_p$$

$$q_o = 20.5 \text{ ton/m}^2 \text{ (L=15 m)}, 17.8 \text{ ton/m}^2 \text{ (L=12 m)}$$

(kazık ucunda düşey basınç paragraf 3.1'den)

$$N_q = 24 \text{ (Bustamante, 1982'den } \phi=28^\circ \text{ için interpolasyon ile)}$$

$$Q_p = 20.5 \text{ ton/m}^2 \times 24 \times 0.5 \text{ m}^2 = 246 \text{ ton (L=15 m)}$$

$$Q_p = 17.8 \text{ ton/m}^2 \times 24 \times 0.5 \text{ m}^2 = 214 \text{ ton (L=12 m)}$$

B) Sürtünme mukavemeti

$$Q_s = (\sum k \sigma_v \tan \phi_z) C$$

$$k = 0.50 \text{ (sürtünme azaltma faktörü)}$$

$$q_o = 20.5 \text{ ton/m}^2 \text{ (L=15 m)}, 17.8 \text{ ton/m}^2 \text{ (L=12 m)}$$

(kazık ucunda düşey basınç)

$$\phi = 28^\circ$$

$$z = \text{kazık boyu}$$

$$C = \text{kazık en kesit çevresi}$$

$$C = \pi \times 0.80 = 2.51 \text{ m}$$

$$Q_s = (0.50 \times 20.5 \times \tan 28^\circ \times 15) \times 2.51 = 205 \text{ ton (L=15 m)}$$

$$Q_s = (0.50 \times 17.8 \times \tan 28^\circ \times 12) \times 2.51 = 143 \text{ ton (L=12 m)}$$

C) Toplam taşıma gücü

$$Q_t = Q_p/3 + Q_s/2$$

$$Q_t = 246/3 + 205/2 = 82 + 103 = 185 \text{ ton (L=15)}$$

$$Q_t = 214/3 + 143/2 = 71 + 72 = 143 \text{ ton (L=12)}$$

4. EMNİYETLE TAŞINABİLECEK KAZIK YÜKÜ

4.1 Tekil kazığın servis yükü

Çeşitli hesap metodlarına göre bulunan kazık taşıma güçleri Tablo 3'de özetlenmiştir. Ortalama taşıma gücü 234 ton olarak hesaplanmışsa da, presiyometre deneylerinin sadece bir sondajda yapılmış olması, SPT- değerlerinin nisbeten yüksek bulunması ve kazık boyunun katı silt tabakası içine gömülü olan kısmının yer yer değişken olması ve bazı bölgelerde sadece 3.20 m gibi nisbeten küçük bir penetrasyon derinliğine sahip olması gibi nedenlerle, ortalama taşıma gücü %65 azaltılmış ve emniyetli servis yükü $L=15$ m'lik kazıklar için $P_{em} = 152$ ton ve $L=12$ m'lik kazıklar için $P = 135$ ton olarak tahmin edilmiştir.

TABLO 3-EMNİYETLİ KAZIK TAŞIMA YÜKÜ İCMALİ

SIRA	HESAP METODU		UÇ MUKAVEMETİ Q_p ton	SÜRTÜNME MUKAVEMETİ Q_s ton	TAŞIMA GÜCÜ Q_t ton
1	Presiyometre sonuçlarına göre	a	140	151	291
		b	141	121	262
2	SPT-değerlerine göre	a	260	60	320
		b	260	48	308
3	Zemin parametrelerine göre				
	a) Kohezyonlu zemin	a	15	126	141
		b	14	101	115
	b) Granüler zemin	a	82	103	185
		b	71	72	143
ORTALAMA	a	-	-	234	
	b	-	-	207	
ÖNERİ (0.65 x 234) (0.65 x 207)	a	-	-	152	
	b	-	-	135	
(a) Kazık boyu $L=15$ m için (b) Kazık boyu $L=12$ m için					

4.2. Grup Etkisi

Yukarıda hesaplanan servis yükleri, tekil kazıklar için geçerli olup, grup kazıklar kullanılması halinde, grup etkilerinin göz önüne alınması gerekir. Grup etkisi aşağıdaki üç metodla ayrı ayrı tayin edilmiş ve taşıma gücünün $Q=80.7$ ton olarak bilinen servis yükünden çok daha büyük olduğu gösterilmiştir (Durukan, 1990) :

a) Converse-Labarre formülü ile (Bowles, 1982, s. 675)

$$\eta = 0.70$$

b) Ampirik abaklarla (Kerisel, 1967)

$$\eta = 0.60$$

c) Beton başlık blokları metodu ile (Poulos, et. al., 1980)

$$\eta = 101/130 = 0.77$$

5. KAZIK YÜKLEME DENEYİ

İstanbul Metrosu 41 No.lu Viyadüğü'nün A11 temelinde $\phi 80$ cm çaplı ve $L=16$ m boyundaki ve servis yükü $Q=93$ ton olan bir iç kazık üstünde basınç yükleme deneyi 27.5.1988 günü gerçekleştirilmiştir (Öztekin, 1988).

Deneyde *Hadef* marka 250 ton kapasiteli hidrolik kriko ve yağ pompası, *Huggenberger* marka 600 ton kapasiteli elektronik yük-ölçer kullanılmıştır. Kazık deplasmanları 0.01 mm hassasiyetinde saatli komparatörlerle ölçülmüştür. Kazık başlığının düşey deplasmanı ayrıca nivo ile de okunmuştur. Ayrıca, ankraj kazıklarının her birine birer saatli komparatör yerleştirilmiş ve düşey deplasmanları ölçülmüştür.

Yükleme, önce 140 tona kadar yapıp kademeli olarak boşaltılmış, ikinci yükleme 188 tona kadar yükseltilmiştir.

Ankraj kazıklarında 188 ton altında gözlenen yukarı doğru deplasmanlar en çok 0.22 mm olmuştur. Bu sırada, tali kirişi ankraj kazığına bağlayan demirler koptuğundan deneye son verilmiştir. Deney kazığının gözlenen düşey deplasmanları çeşitli yükler altında şöyledir :

<i>Yük</i>	<i>Deplasman</i>
93 ton	0.60 mm
105 ton	0.13 mm
140 ton	1.05 mm
188 ton	1.72 mm

Diğer taraftan bu kazığın 188 ton altında hesaplanan elastik boy değiştirmesi 1.97 mm'dir. Gözlenen maksimum 1.72 mm'lik deplasman pratik olarak kazığın kendi boy değiştirmesine eşittir. Bu durumda, kazığın servis yükünün iki katını, hemen hemen hiç oturma yapmadan, güvenle taşıdığı anlaşılmıştır.

6. SONUÇ VE ÖNERİLER

- 6.1. *Menard* presiometre ölçümleri esas alınarak bulunan kazık taşıma gücü 291 tondur. Grup etkisi için $\eta=0.70$ alınırsa, bu değer 204 ton olur. Arazide yapılan kazık yükleme deneyi de, bu kazığın 188 tonluk bir yükü hiç oturma yapmadan rahatlıkla taşıyabileceğini göstermiştir. Böylece, presiometre deneylerine dayanan kazık taşıma gücü hesaplarının ne kadar gerçekçi ve güvenilir olduğu görülmektedir.
- 6.2. *SPT* değerleri baz alınarak yapılan hesaplar 320 ton gibi oldukça yüksek taşıma gücü vermekte fakat, gene güvenilir sınırlar içinde kalmaktadır.
- 6.3. Drenajsız kayma mukavemeti, c_u , ve diğer zemin mukavemeti parametreleri baz alınarak bulunan taşıma güçleri ise, 141 ton gibi gerçek değerlerin çok altında ekonomik olmayan mertebelere düşmektedir.

Bu sonuçların ışığında, kazıklı temel hesapları için en güvenilir ve en ekonomik taşıma gücü tayin yönteminin, *Menard* presiometre ölçümlerine dayanan ampirik formüller olduğu söylenebilir.

7. REFERANSLAR

- Anonymous, (1982) "Foundations and Earth Structures-Design Manual 7.2", Department of the Navy, 200 Stovall Street Alexandria, Va, 22332, USA, Report NAVFAC DM 7.2, May 1982.
- Baguelin, F., Jézequel, J.F., and Shields, D.H., (1978) "The Pressuremeter and Foundation Engineering", Trans Tech Publications, Clausthal, Germany.
- Bowles, E.J., (1982), "Foundation Analysis and Design", McGraw-Hill Book Co., USA.
- Bustamante, M., (1982), "Bearing Capacity and Settlement Prediction of a Single Pile," Paper in the Book "Foundation Engineering", ed. Pilot, G., Presses de L'école Nationale des Ponts et Chaussées, 28 Rue des Saints-Pères, 75007 Paris.
- Durukan, Z., Tezcan, S.S., (1989), "Insitu Soil Testing", Technical Report 1003-TR-00, Yapı Merkezi Publications, Çamlıca, İstanbul.
- Durukan, Z., Tezcan, S.S., (1990), "Esenler Viyadüğü Temel Hesapları Ek Raporu", Teknik Rapor 275-TR-00, Yapı Merkezi Yayınları, Çamlıca, İstanbul.
- Kerisel, J.L., (1967), "Vertical and Horizontal Bearing Capacity of Deep Foundations in Clay", Proc. Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Duke University, Durham, N.C., 1967, p. 45.
- Terzaghi, K., (1955) "Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction", Geotechnics, Vol. 5, 1955, p. 297.
- Tomlinson, M.J., (1977) "Pile Design and Construction Practice", A Viewpoint Publication.
- Öztekin, E., Tezcan, S.S., (1988), "Fore Kazık Yükleme Deneyi" Teknik Rapor 187-TR-05, Yapı Merkezi Yayınları, Çamlıca, İstanbul.
- Poulos, H.G., and Davis, E.H., (1980), "Pile Foundation Analysis and Design", John Wiley and Sons.

KAYA MEKANİĞİNDE SİSMİK DALGA HIZLARI İLE
BAZI KAYAÇ PARAMETRELERİ ARASINDAKİ İLİŞKİLER
Relationships Between Seismic Wave Velocities and
Rock Parameters in Rock Mechanics

Hasan ŞİŞMAN (*)
Mehmet ALTINTAŞ (*)
İsmail ÖZTÜRK (**)

ÖZET

Türkiye'nin değişik yerlerinden, özellikle kıyı bölgelerinde anroşman, beton agregası, balast malzemesi elde etmek için bulunan taşocaklarından temin edilen taş örneklerinin puls tekniği kullanılarak boyuna sismik dalga hızı (Vp), enine sismik dalga hızı (Vs) değerleri ölçülmüştür. Bu sismik hız değerlerinden yararlanarak kayaçların dinamik elastisite modülü, dinamik kesme modülü bulk modülü gibi parametreler hesaplanmıştır.

Laboratuvarda sismik hızları ölçülen bu kayaç örnekleri üzerinde standard deneyler yapılarak birim hacim ağırlığı, serbest basınç dayanımı, porozite, su emme oranı, aşınma nisbeti ve dona karşı dayanıksızlık gibi özellikleri belirlenmiştir.

Kayaç örneklerinin Vp, Vs sismik dalga hızları ve bunlardan elde edilen elastik parametrelerle diğer geoteknik deney sonuçları arasındaki ilişkiler incelenerek daha önce bu konuda yapılan çalışmalarla birlikte irdelenmiştir.

-
- (*) Jeofizik Müh., Ulaştırma Bakanlığı DLH İnşaatı Genel Müdürlüğü, Araştırma Dairesi Başkanlığı. ANKARA
(**) Kimya Y. Müh., Ulaştırma Bakanlığı DLH İnşaatı Genel Müdürlüğü, Araştırma Dairesi Başkanlığı. ANKARA

ABSTRACT

Seismic shear wave velocity (V_s) and compressional wave velocity (V_p) of rock samples of the quarries, from which rip-rap, aggregate and ballast materials are obtained, located in different parts of Turkey particularly in the coastal regions were measured using the pulse technique. Some parameters of rock samples such as dynamic elasticity modulus, dynamic shear modulus and bulk modulus were calculated using these seismic velocity values.

Standard tests were applied on these rock samples at the laboratory and some specifications such as unit volume weight, compressive strength, porosity, water absorption ratio, abrasion rate and resistance to freezing were determined.

The relations between V_p and V_s seismic wave velocity parameters which were calculated using these seismic velocities and other geotechnical test results of the rock samples were analyzed and they were discussed together with the previous studies on this subject.

1-GİRİŞ

Demiryolu, Liman ve Havameydanı inşaatlarında kullanılacak anrozman, beton agregası ve balast temin etmek için belirlenen taşocaklarından laboratuvara getirilen numuneler üzerinde değişik geoteknik deneyler yapılarak kayaçların birim hacim ağırlığı, serbest basınç dayanımı, porozite, su emme oranı ve aşınma oranı gibi özellikleri belirlenmiştir.

Laboratuvara getirilen aynı kayaç örneklerinden 5x5x5 cm'lik küp numuneler hazırlanarak sözkonusu numunelerin boyuna dalga hızı V_p , enine dalga hızı V_s değerleri puls tekniği kullanılarak ölçülmüştür.

Sismik dalga hızları bilindiği gibi kayacın yoğunluğu, young modülü, rijidite modülü, bulk modülü gibi elastik sabitlerin bir fonksiyonudur. Çalışma sonucu ölçülen V_p , V_s değerlerinden yararlanarak kayaçların dinamik elastisite modülü (young), dinamik kesme modülü (rijidite) gibi sabitleri hesaplanmıştır. V_p , V_s dalga hızları ve bunlardan hesaplanan elastik modüllerle laboratuvarında yapılan diğer geoteknik deney sonuçları arasındaki ilişkiler bu çalışmada incelenmiş, bu konuda daha önce yapılan çalışmaların Türkiye'de geçerliliği irdelenerek ülkemiz kayaçlarının fiziksel özelliklerini en gerçekçi biçimde yansıtacak ampirik bağıntıların geliştirilmesi amaçlanmıştır.

2-LABORATUVARDA YAPILAN ÇALIŞMALAR

Türkiye'nin değişik yerlerindeki taşocaklarından (Şekil-1) laboratuvara getirilen 50 numune üzerinde taşların beton, balast ve anrozman malzemesi olarak kullanılıp kullanılmayacağına karar vermek üzere aşağıda belirtilen deneyler yapılmıştır.

Birim Hacim Ağırlığı :

Bu deney 5 cm boyundaki üç adet küp numune üzerinde yapılır. Birim hacim ağırlığı, taş örneğinin kuru haldeki ağırlığı ile suya batırıldığında meydana gelen ağırlık kaybından aşağıdaki formül yardımıyla hesaplanır.

$$\text{Birim Hacim Ağırlığı} : \frac{\text{Numune kuru ağırlığı}}{\text{Numune hacmi}} \quad \text{gr/cm}^3$$

Serbest Basınç Dayanımı :

5 cm'lik küpler halinde kesilen 5 adet numune pres altında kırılarak kayaç örneklerinin kg/cm^2 olarak basınç dayanımı ölçülür.

Porozite :

Kayaç yapısındaki boşlukların kayaç hacmine oranı olarak tarif edilen porozitenin ölçülmesi için pek çok deney yöntemi geliştirilmiştir. Kayaçta boşluklar mineral daneleri ve kristaller arasında çok küçük kılcal kanallara kadar değişen büyüklüktedir. Bu boşlukların bulunmasında bir çok teknik başarılı olamaz. Örneğin boşlukların su ile doldurulması için uygulanan yüksek vakum vb. yöntemler sonucunda bile bunların bir kısmını suyla doyurulmadığı görülmüştür. Bunun nedeni mikroskopik boşlukların birbiriyle bağıntısının bulunmayışudur. Bu nedenle biz poroziteyi aşağıdaki formül yardımıyla hesaplayacağız.

$$\% \text{ Porozite (n)} = \left(1 - \frac{\text{Birim hacim ağırlığı}}{\text{Özgül ağırlığı}}\right) \times 100$$

Los Angeles Aşınma Deneyi :

Bu deney ASTM C 131-76'ya göre yapılır. Alınan 5 kg numune 4.76 cm çaplı oniki adet çelik küre ile içinde özel bir çıkıntı bulunan 71 cm çaplı silindire doldurulur. Silindir 30 ile 33 devir/dakika hızla 500 defa döndürülür. No: 12 U.S elekten elenerek ince malzemenin bütün ağırlığa yüzdesi olarak hesaplanır.

Don Dayanımı :

Bu deneyde kayaç numuneleri 5 kez doygun sodyum sülfat (Na_2SO_4) solüsyonuna batırılır ve daha sonra numuneler kurutulur. (Agrega gözeneklerinde tuz kristallerinin teşekkülü ile sodyum donmasına benzer bir basınç oluşur ve kayaç ufalanmaya başlar.) Ağırlık kaybı yüzdesi tespit edilir. (ASTM C 88-76)

Kayaç Örneklerinin Vp, Vs sismik hızlarının ölçülmesi:

Küp şeklinde kesilen kayaç örneklerinin Vp boyuna sismik dalga hızı, Vs enine sismik dalga hızı değerleri (Şekil-2)'de gösterilen ölçüm düzeni ile Oyo marka New Sonic Viewer cihazı kullanılarak ölçülmüştür. Bu cihaz puls tekniği ile çalışmaktadır. Vp boyuna dalga hızı ölçümlerinde numuneye dikey yönde titreşim veren p dalgası transdüserleri, Vs enine dalga ölçümlerinde ise yatay yönde titreşim yapan S dalgası transdüserleri kullanılmıştır. Vp dalga hızı ölçümleri kayacın özeliğine göre seçilen 63, 200, 500 khz.'lik transdüserlerle, Vs ölçümleri ise 33, 100 khz.'lik transdüserlerle yapılmıştır.

Dalga hızının ölçümü şu şekilde yapılır:

Transducerlerden biri kaynak diğeri alıcı durumundadır. Kaynak durumunda olan transdüsere yüksek gerilim

jeneratöründen çok kısa aralıklarla 2000 volta kadar yüksek voltaj uygulanır. Transdüser bu elektriksel gerilimi sismik pulsa dönüştürür. Oluşan bu sismik pulsun numuneden geçerek diğer transdüsera vardığı geliş zamanı alet tarafından kaydedilir. Kayaç numunesinin boyu bilindiğinden aşağıdaki formül yardımıyla sismik hızı hesaplanır.

$$V = \frac{L}{t}$$

V : Enine veya boyuna sismik dalga hızı
L : Numunenin boyu
t : Pulsun numuneden geçiş zamanı

Hesaplanan bu $V_p - V_s$ sismik hız değerleri ile (Şekil-3) de gösterilen bağıntılar yardımıyla kayaç örneğinin dinamik elastisite (Young) modülü, dinamik kesme (rijidite) modülü hesaplanır.

3-DENEY SONUÇLARININ İNCELENMESİ

Bu çalışmada kullanılan kayaçlar orijinlerine göre volkanik ve sedimanter olarak ayrılmıştır. Volkanik kayaçlar genellikle bazalt, andezit, aglomera ve volkanik tüflerden oluşmuştur. Deneylerde kullanılan sedimanter kayaçlar ise kireçtaşı, kumtaşı ve kuvarsitlerden oluşmaktadır.

Birim Hacim Ağırlığı - Sismik Hız İlişkisi :

Birim hacim ağırlığı (g) değerleri ile aynı örneklerde ölçülen boyuna sismik dalga hızı V_p değerleri (Şekil-4)de gösterilmiştir. Bu çalışmada volkanik kayaçların V_p hızları 3,5-6.0 km/sn, V_s hızları ise 1.2-2.5 km/sn arasında değişmektedir. V_p hızları 4.0-6.0 km/sn arasında yoğunlaşmıştır. Düşük hız volkanik tüflerde ve ayrılmış andezitlerde görülmektedir. Sedimanter kayaçlarda ise V_p hızları 4.0-6.5 km/sn, V_s hızları ise 2.0-2.5 km/sn arasında değişmektedir. Akdeniz bölgesinden gelen kireçtaşlarında sismik hızlar genellikle düşük, Marmara bölgesinden gelenlerde ise 5.5-6.5 km/sn arasında değişmektedir.

Birim hacim ağırlığı değerleri volkanik kökenli kayaç örneklerinde 1.5-2.7 gr/cm³ arasında değişmektedir. En çok 2.5-2.7 gr/cm³ arasında yoğunlaşmıştır. Sedimanter kökenli kayaç örneklerinde ise 2.2-2.9 gr/cm³ arasında değişmekte olup, en çok 2.6-2.7 gr/cm³ arasında yoğunlaşmıştır.

Şekil-4'de görüldüğü gibi sismik dalga hızı V_p değerleri arttıkça birim hacim ağırlığı değerleri de

artmaktadır. Dünyanın değişik yerlerinde değişik araştırmacılar tarafından yapılan çalışmalarda elde edilen sonuçlar arasında belirgin bir paralellik vardır. (Gardner, Gregory, 1984) ve (Nafe, 1957) yoğunluğun fonksiyonu olarak sismik hızın küçük yoğunluk limitlerinde eksperansiyel olarak, büyük yoğunluklarda ise logaritmik olarak arttığını göstermişlerdir. Yaptığımız bu çalışmada da benzer sonuçlar elde edilmiştir.

Serbest Basınc Dayanımı - Sismik Hız ilişkisi :

Laboratuvarda volkanik ve sedimanter kayac örneklerinde ölçülen serbest basınç dayanım değerleri 120-2000 kg/cm² arasında değişmektedir. Yine bu değerler 550-1150 kg/cm² arasında yoğunlaşmıştır. (Şekil-5)'de Vp boyuna dalga hızları ile qv serbest basınç değerleri arasındaki dağılım görülmektedir. Vp dalga hızı değerleri arttıkça serbest basınç dayanım değerleri de artmaktadır. Benzer sonuçlar Japonya'da yapılan çok sayıdaki araştırma sonuçlarında da elde edilmiştir. (Ohkubo, Terasaki, 1977) Serbest basınç dayanımı ile Vs dalga hızı arasındaki ilişkiler de (Şekil-6) da gösterilmiştir. Burada da serbest basınç dayanımı değerleri arttıkça sismik hız artmaktadır.

Serbest Basınc Dayanımı - Young Modülü ilişkisi :

Volkanik ve sedimanter kayac örneklerinin dinamik elastisite modülü oranları bu çalışma sonucunda 100 000-530 000 kg/cm² arasında bulunmuştur. Yine sismik hızlarda olduğu gibi dinamik elastisite modülü değerleri arttıkça serbest basınç değerleri de artmaktadır. Bu parametreler arasındaki ilişki (Şekil-7)'de gösterilmiştir.

Serbest Basınc Dayanımı - Rijidite Modülü ilişkisi :

Volkanik ve sedimanter kayac örneklerinde rijidite modülü 38 000-190 000 kg/cm² arasında değişmektedir. (Şekil-8)'de görüldüğü gibi serbest basınç mukavemeti arttıkça rijidite modülü oranı da artmaktadır.

Porozite - Sismik Dalga Hızı ilişkisi :

Üzerinde çalıştığımız kayac örnekleri genellikle sağlam yapıda kayalar olduklarından düşük porozite değerleri vermişlerdir. Ölçtüğümüz volkanik ve sedimanter kayac örneklerinin porozite değerleri % 0.1 ile % 6 arasında değişmektedir. (Şekil-9)'da porozite (%) ile Vp sismik boyuna dalga hızı arasındaki dağılım görülmektedir. Sismik hız arttıkça porozite değeri düşmektedir. Değişik araştırmacılar metamorfik ve magmatik kayalarda porozitenin genel olarak % 3 ile % 8 arasında daha genç yaşlı kayalarda ise % 10 ile % 50 oranında değiştiğini göstermişlerdir. Bir çok araştırmacı tarafından sismik hızla porozite arasındaki ilişki aşağıdaki bağıntı ile verilmiştir. (Ohkubo, Terasaki 1977)

$$n = b e^{-a/V_p}$$

burada :

- n : % olarak porozite
- b, a : Sabitler
- V_p : Boyuna sismik dalga hızı

Bu ampirik bağıntı ile, bulunan eğri ile yaptığımız çalışma paralellik göstermektedir. (Şekil-9)

Su Emme Oranı - Sismik Dalga Hızı ilişkisi :

Su emme nisbeti ile porozite sonuçları birbirine yakın değerler vermiştir. Volkanik ve sedimanter kökenli kayalarda su emme oranı % 0.1 - 6 arasında değişmektedir. (Şekil-10) Sismik hızla su emme nisbeti arasındaki ilişki porozite ile olduğu gibi sismik hızla ters orantılıdır. Sismik hız arttıkça su emme oranı azalmaktadır. Bu çalışma sonucu elde edilen dağılım değişik araştırmacılar tarafından yapılan çalışmalarla paralellik göstermektedir.

Los Angeles Aşınma Oranı - Sismik Hız ilişkisi :

Volkanik ve sedimanter kayac örnekleri üzerinde yapılan çalışmalar sonucunda bu kayaların aşınma oranları % 12 ile % 40 arasında değişmektedir. Boyuna sismik dalga hızı V_p arttıkça aşınma oranı azalmaktadır.

Dona Karşı Dayanıksızlık - Sismik Hız ilişkisi :

Sodyum sülfat (Na SO₄) ile yapılan dona karşı dayanıksızlık deneylerinde sedimanter kökenli kayalarda % 0.2- 2 gibi düşük değerler, magmatik kayac örneklerde ise % 1.4 ile % 42 arasında değişen değerler vermiştir. Özellikle Doğu Karadeniz kökenli aglomera ve volkanik tüfler çok yüksek değerler vermişlerdir. Dona karşı dayanıksızlık ve boyuna dalga hızı değerleri (Şekil-12) de görülmektedir. İki deney arasında bir bağıntı kurulamamıştır

4 - SONUÇLAR

Yapılan tüm çalışmalar ve yukarıda yapılan değerlendirmeler ışığında sedimanter ve volkanik kayalar için aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

Birim hacim ağırlığı ile boyuna sismik dalga hızı arasında iyi bir ilişkinin olduğu görülmüştür. V_p hızı arttıkça birim hacim ağırlığı da artmaktadır.

Serbest basınç dayanımı ile boyuna sismik dalga hızı V_p, enine dalga hızı V_s, dinamik elastisite modülü E_d, dinamik kesme modülü arasında iyi ilişki mevcuttur. Bu değerler arttıkça serbest basınç dayanımı da artmaktadır.

Porozite, su emme oranı ile boyuna sismik dalga hızı V_p arasında da iyi bir ilişki bulunmaktadır. Buna göre sismik hız arttıkça porozite ve su emme nisbeti azalmaktadır.

Los Angeles Aşınma oranı ile boyuna sismik dalga hızı arasında bir ilişki mevcuttur. Sismik dalga hızı arttıkça aşınma oranı azalmaktadır.

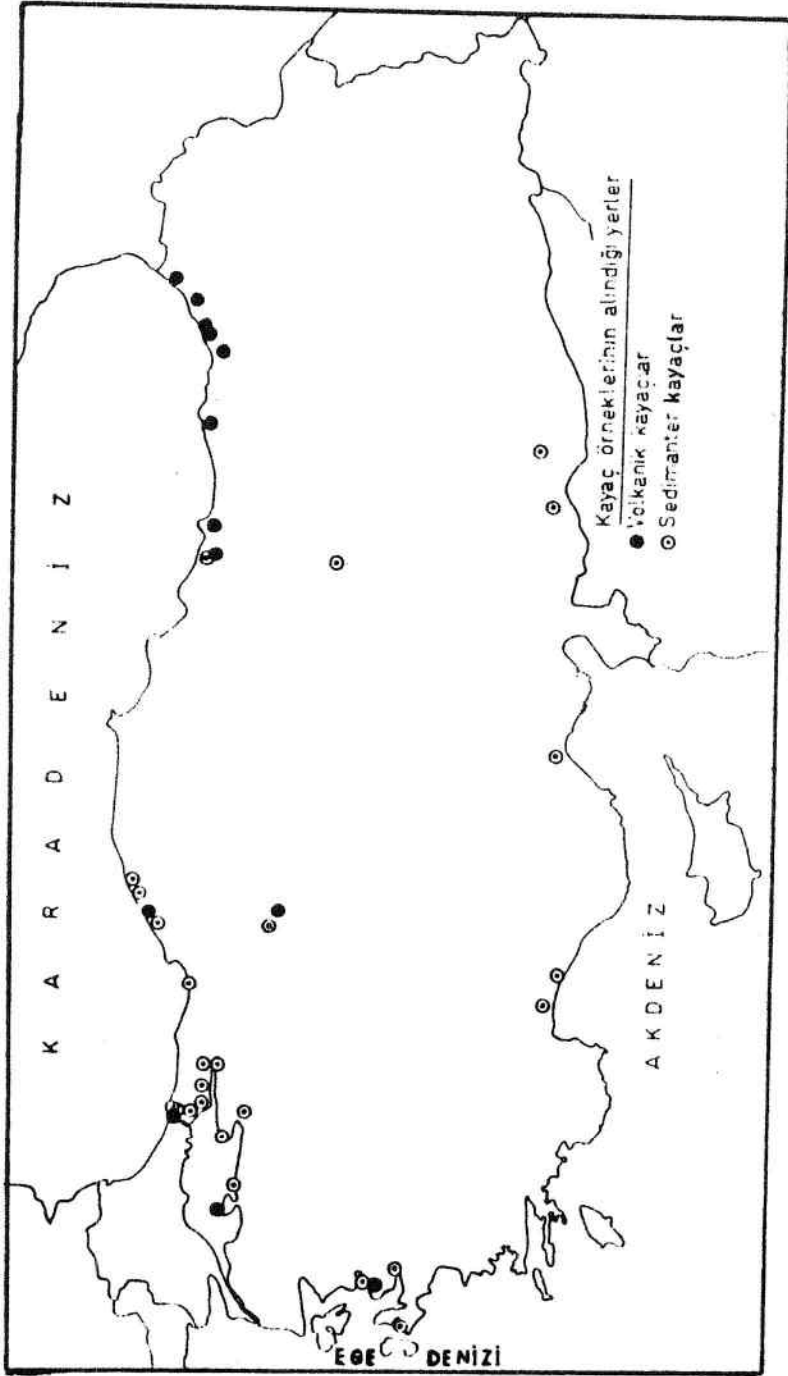
Dona karşı dayanıksızlık deneyi ile boyuna sismik dalga hızları arasında bir ilişki bulunamamıştır. Sedimanter kökenli kayalar düşük değerler, Doğu Karadeniz kökenli volkanikler ise çok yüksek değerler vermektedir.

Birim hacim ağırlığı, serbest basınç dayanımı, porozite, su emme oranı değerleri ile V_p arasında değişik araştırmacılar tarafından verilen ampirik bağıntılardan yararlanarak çizilen eğriler, yaptığımız çalışmalar sonucu bulduğumuz değerlerle belirli bir paralellik göstermektedir.

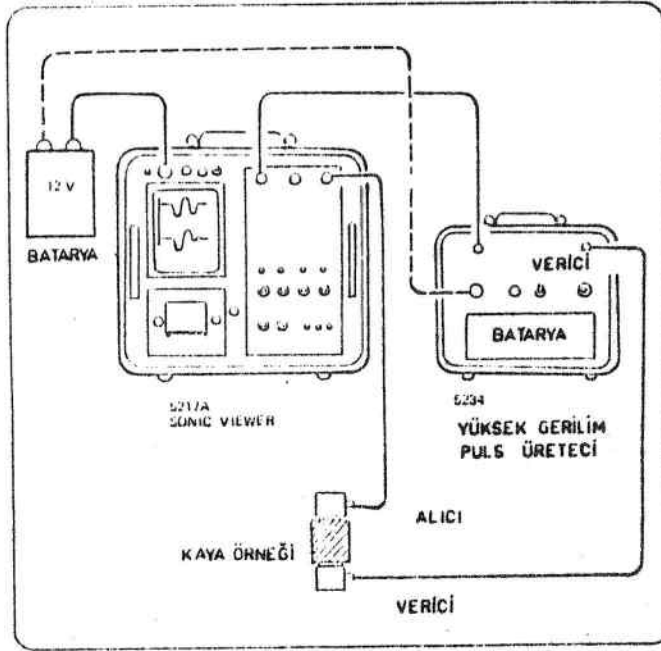
Yapılan bu çalışmalar sonucunda yeterli sayıda veri tabanı oluşturduktan sonra değişik kayalar grupları için ampirik bağıntılar geliştirilecektir.

KAYNAKLAR

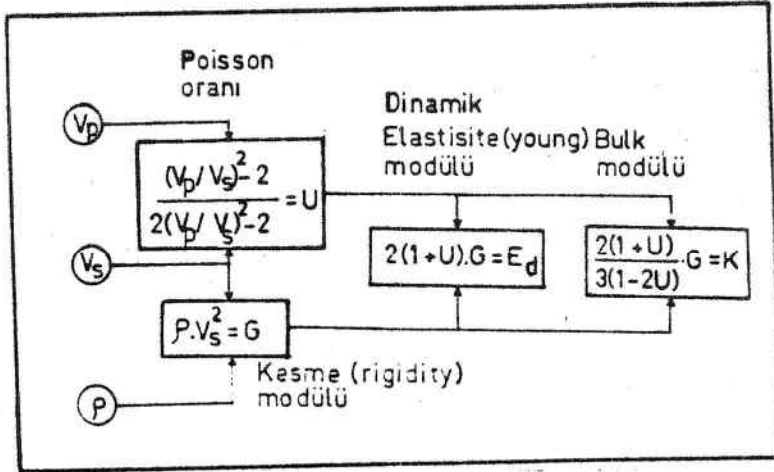
- DEERE, D.D.U., 1974 ; "Rock Mechanics in Engineering Practice" edited by Stagg, K. and Zienkiewicz, O.C. John Wiley and sons. London
- DOBRIN, M.B., 1984 ; " Introduction to Geophysical Prospecting" Mc Graw Hill
- GARDNER, G.H.F., GARDNER, L.W. and GREGORY, A.R., 1974 ; "Formation Velocity and Density : The Diagnostic Basis for stratigraphic Traps". Geophysics vol 39, pp.770-780
- NAFE, J.E., DRAKE, C.L., 1975 ; "Variation with Depth in Shallow and Deep water shear waves", Geophysics, vol 22 , pp.523-552
- OHKUBO, T., TERASAKI, A., 1977; "Physical property and seismic wave velocity of rock", Oyo Corporation
- ONODERA, T.F., 1963 "Dynamic Investigation of foundation Rocks In-Situ" Proc. Symp. Rock mech. 5.Th. Minnesota (Ed.C.Fairhurst): London, Pergamon Press
- ÖZDOĞAN, M., 1975 "Kayaçların Esneklik Özelliklerinin Saptanması ve Buna Göre Kayaçların Mühendislik Açısından Dizelenmesi" Madencilik Dergisi, Cilt 24, Sayı 2 ANKARA
- ŞİŞMAN, H., ALTINTAŞ, M., 1987; "Yurdumuzda Demiryolları Limanlar ve Hava Meydanlarında yapılan mühendislik jeofiziği uygulamaları" IX. Türkiye Jeofizik Kurultayı Bildirisi. ANKARA
- WYLLIE, M.R., GREGORY, A.R. and GARDNER, G.H.F., 1958; "An Experimental Investigation of Factors Affecting Elastic Wave Velocities in Porous Media", Geophysics
-, 1984 ; "Tünelcilik Semineri" EİE Yayınları yayın no:84-20
-, 1977 ; Annual Book of ASTM Standards Part 14



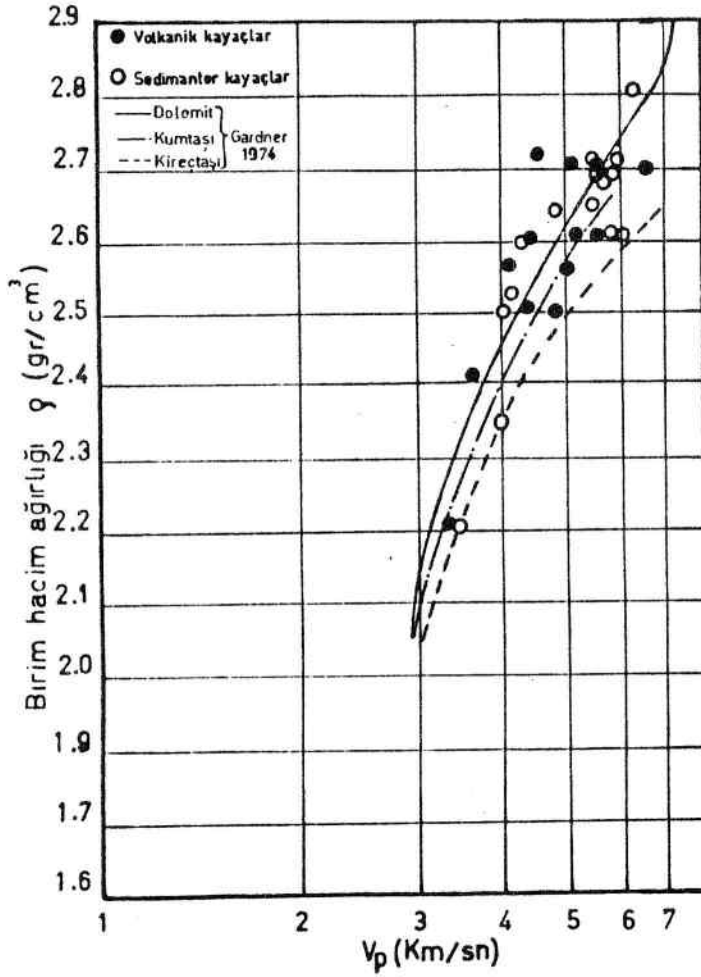
Şekil-1 Kayaç Örneklerinin Alındığı Yerler



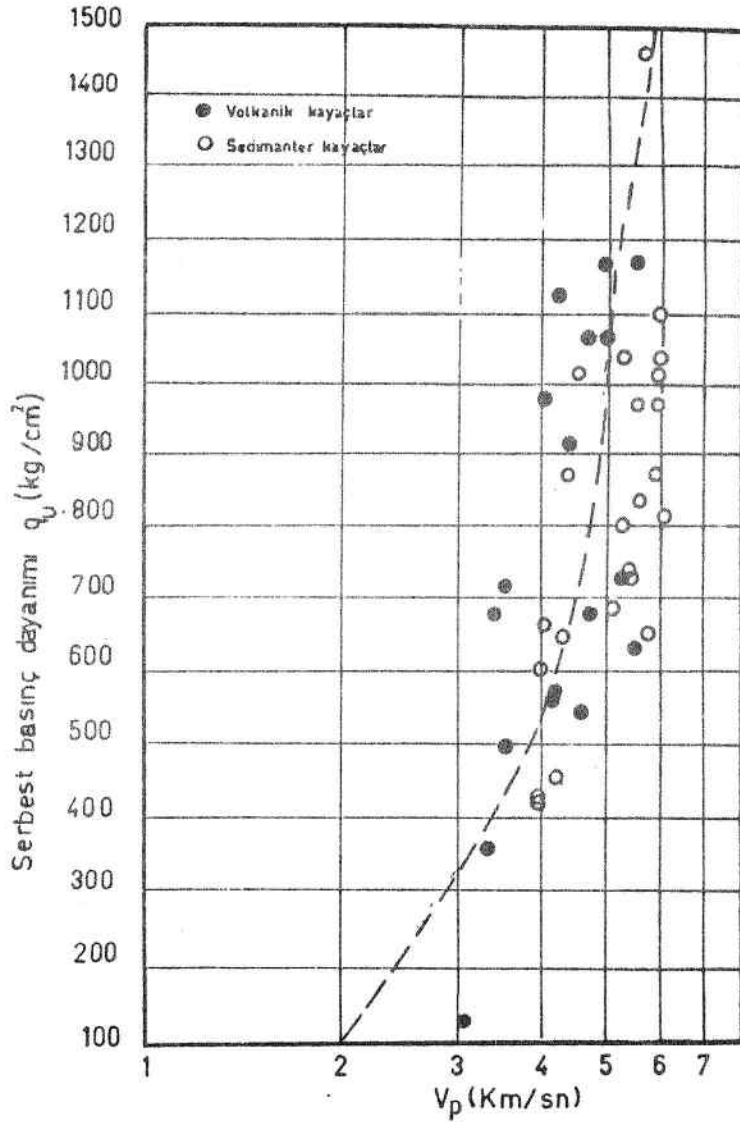
Şekil-2 Kaya Örneğinin Hız Ölçüm Düzenekği



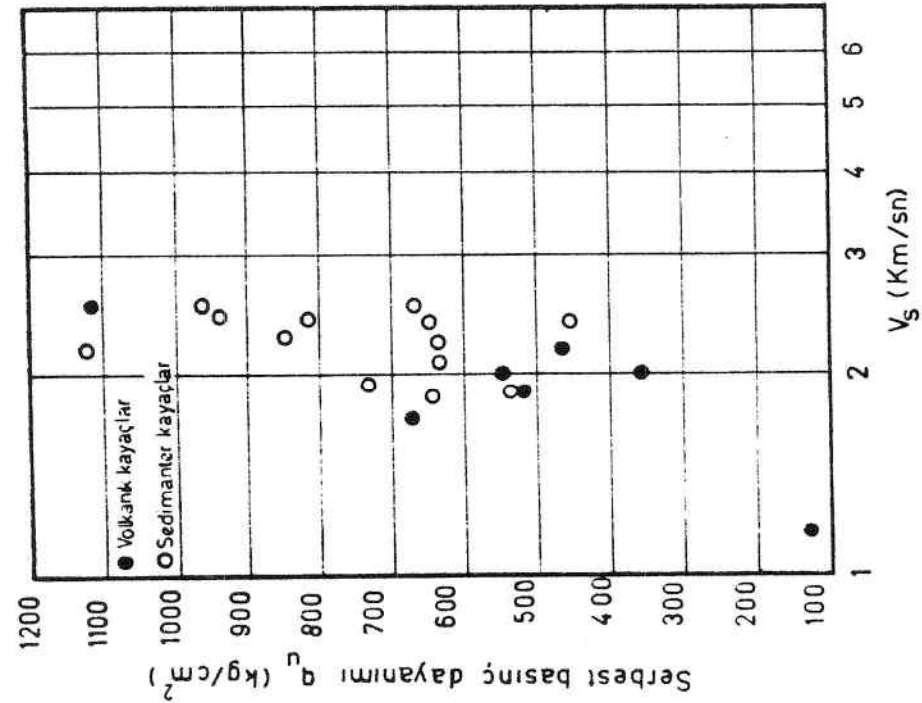
Şekil-3 Elastik Parametrelerin Hesaplanması



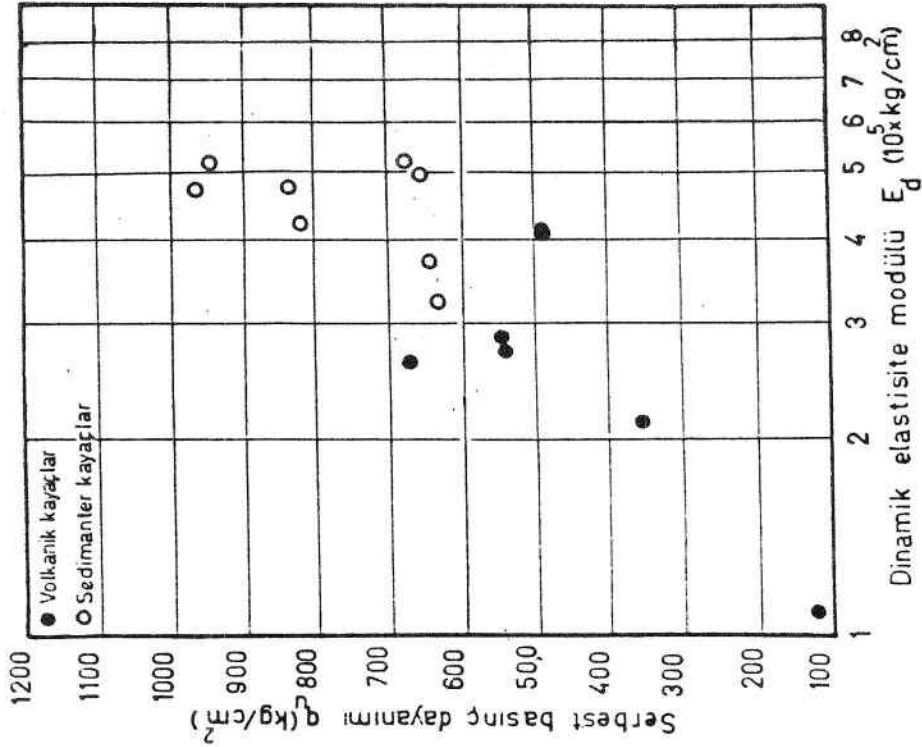
Şekil-4 Boyuna Dalga Hızı V_p ile Birim Hacim Ağırlığı Arasındaki İlişki



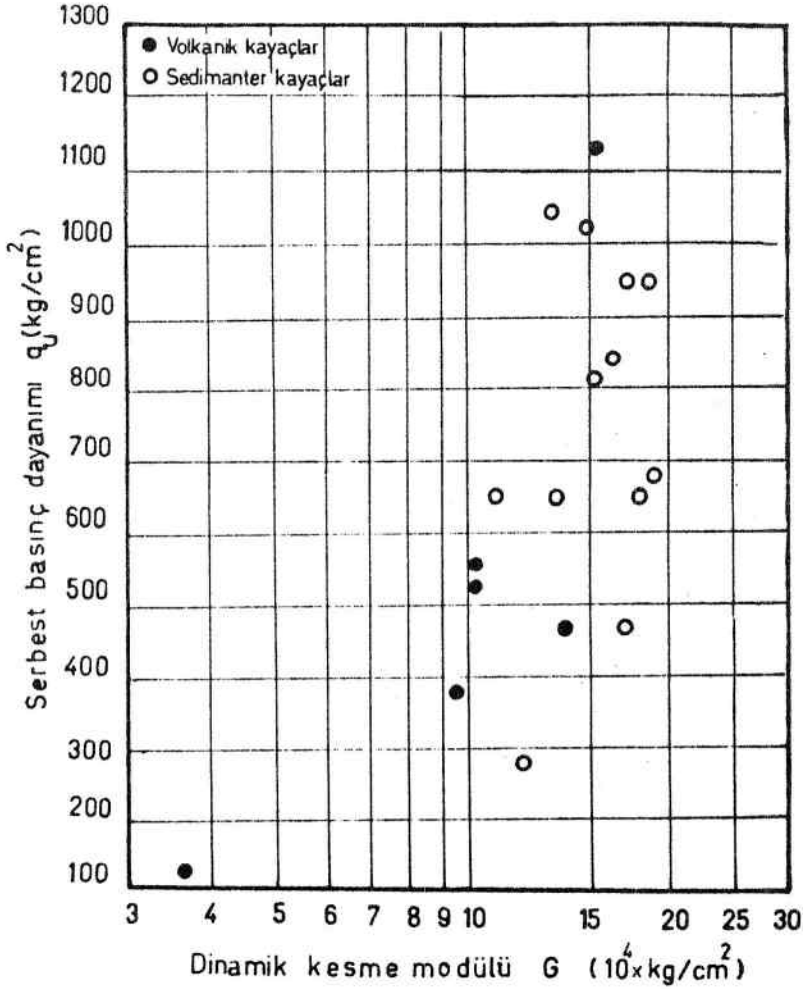
Şekil-5 Boyuna Dalga Hızı V_p ile Serbest Basınç Dayanımı Arasındaki İlişki



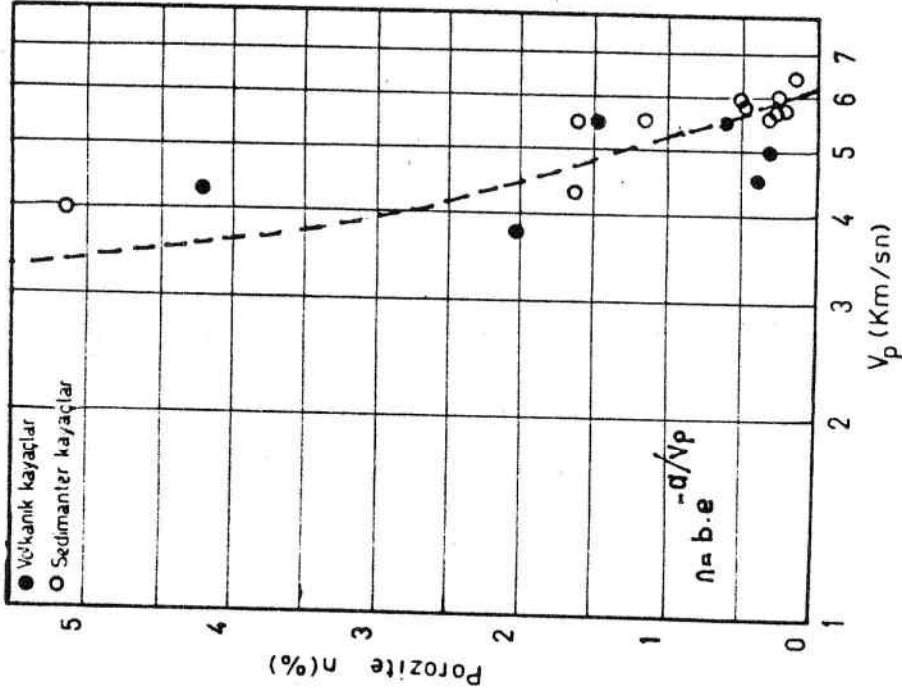
Şekil-6: Erine Dalgı Hızı V_s İle Serbest Basınç Dayanımı Arasındaki İlişki



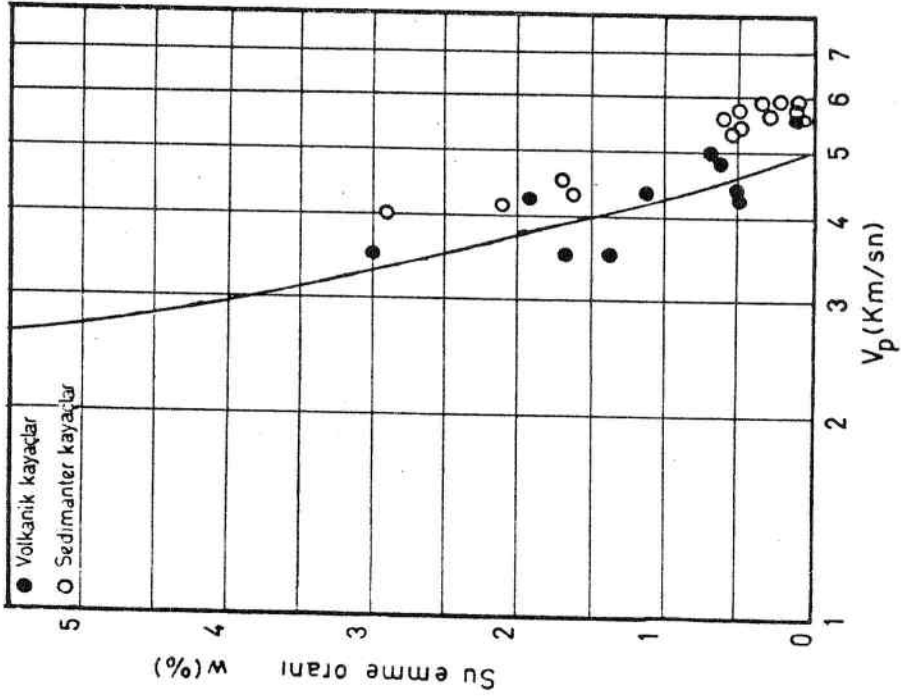
Şekil-7: Dinamik Elastisite Modülü E_d İle Serbest Basınç Dayanımı Arasındaki İlişki



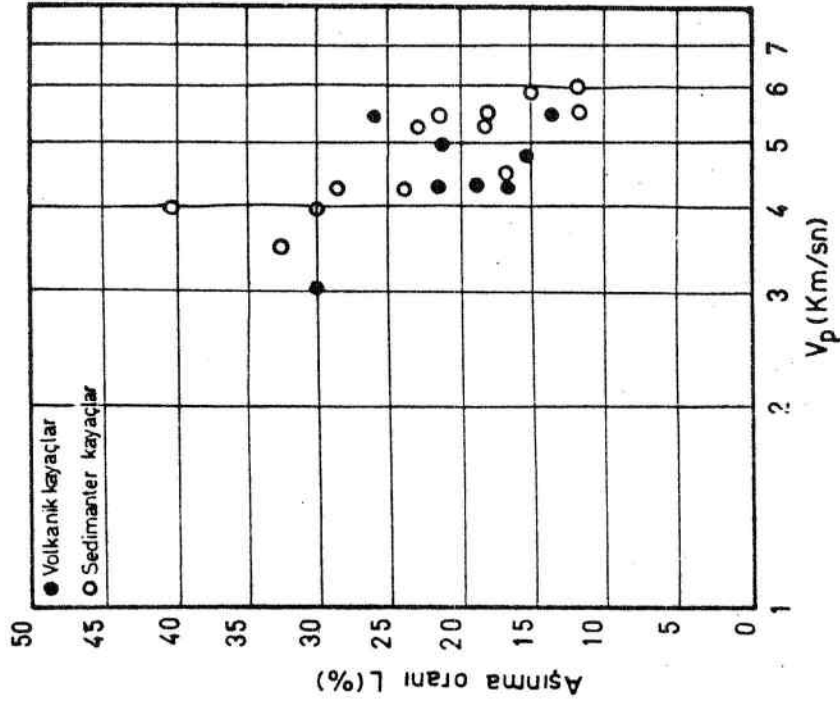
Şekil-8 Dinamik Kesme Modülü G İle Serbest Basınç Dayanımı Arasındaki İlişki



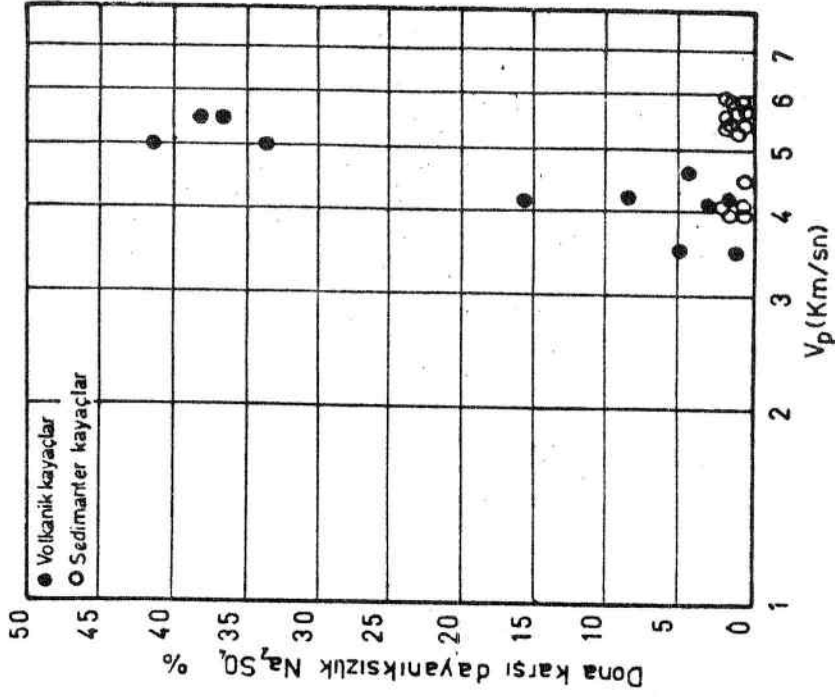
Şekil-9 Boyuna Dalga Hızı V_p İle Porozite Arasındaki İlişki



Şekil-10 Boyuna Dalga Hızı V_p İle Su Emme Oranı Arasındaki İlişki



Şekil-11 Boyuna Dalga Hızı V_p İle Aşınma Oranı L Arasındaki İlişki



Şekil-12 Boyuna Dalga Hızı V_p İle Dona Karşı Dayanıksızlık Arasındaki İlişki

Ali CANDOĞAN (*)

E.Neşet AKDAĞ (**)

Ö Z E T

Bu çalışmada, delik açma ve temizleme yöntemleri genel olarak takdim olunduktan sonra, İstanbul grovaklarında yapılan mini kazık ve ankraj uygulamalarından örnekler ve bu zayıf kayada kullanılan delgi yöntemine göre ilerleme hızları ve miktarları hakkında rakamsal sonuçlar verilmiştir.

A B S T R A C T

In this study first, boring and flushing methods of mini piles soil anchors are presented. Then, some boring application examples which have been achieved at Istanbul graywakes are given together with boring rates and quantitative results of various techniques applicable to such weak rocks.

(*) Dr.Müh. : Gn.Md.Müşaviri, Kasktaş A.Ş.-Enka Binaları/İSTANBUL

(**) İnş.Y.Müh.:Tek.Md.Yard. , Kasktaş A.Ş.-Enka Binaları/İSTANBUL

1. G İ R İ Ő :

Büyük şehirlerde, çok katlı yapı inşaatlarında binanın karanlıkta kalabilecek birçok ünitesi bodrum katlara yerleŐtirilmekte, yer üstünde, ticari değeri daha yüksek olan alanlara yer verilmektedir. Bu olgu tabii-
atiyle, derin kazıların yapılmasını gerekli kılmaktadır. Derin kazılar-
da ise, genellikle kazık, mini kazık, ankraj gibi elemanlardan oluşan
iksa perdesi imalatları uygulanmaktadır. Bu tür imalatlar son 10 yıldan
beri ölkemizde de yaygınlaŐmıştır.

İstanbul bir çok merkezi bölgeden oluşmaktadır. Kıyı bölgeleri ha-
riç, şehirde hakim olan zemin grovaktır.

Makalede, özellikle İstanbul grovaklarında, mini kazık ve ankraj
imalatlarında kullanılan delgi yöntemleri, karşılaşılan sorunlar ve Őir-
ketçe yapılan uygulamalardan örnekler sunulmaktadır.

2. DELGİ VE TEMİZLEME YÖNTEMLERİ:

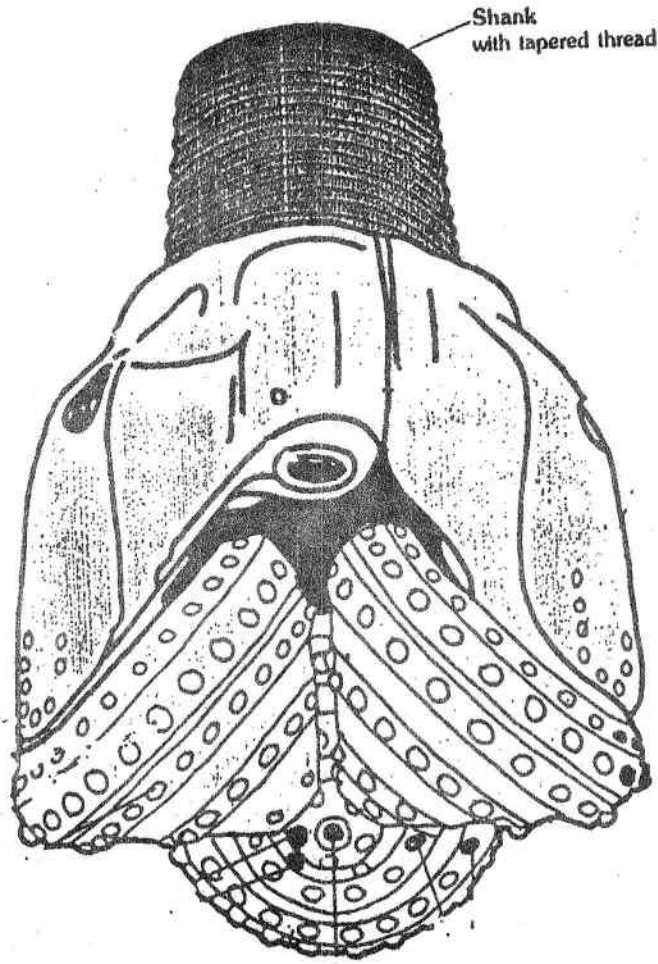
2.1. DELGİ YÖNTEMLERİ:

Mini kazık ve ankraj delgilerinde darbeli (percussion drilling),
rotari (rotary drilling) veya herikisinin de birlikte uygulandığı yön-
temler kullanılır.

2.1.1. Rotari delgi yönteminde makinanın verdiği baskı ve dönme kuvveti
tijler (rod) vasıtasıyla, tijlerin ucunda yer alan kaya matkabına
(three-cone roller, rock bit) veya burguya (auger, oger) aktarılarak
çalışılır. (Şekil 1)

2.1.1.1. Rock bit: Bir gövde ile üç adet dönebilen konik rulmandan iba-
rettir. Konik rulmanlar üzerinde sementasyonla sertleŐtirilmiŐ uçlar (1)
vardır. Bu uçlar sert kayalarda kullanılacak bitlerde birbirine yakın,
yumuşak kayalarda kullanılacaksa da seyrek olarak yerleştirilir. Ayrıca
bazı bitlerde delinecek kayanın tipine göre bu uçların sertleŐtirilme
dereceleri de değişir. Őhank'ın üst kenarında bit çapı ve tipi kazılıdır.

(1) Sementasyonla sertleŐtirilmiŐ uçlar, Tungsten Karbit ve Kobalt kaynaŐ-
masından sinter dökümle elde edilir. Tungsten karbit sertlik ve direnç,
kobalt ise sıkılık verir.



KAYA MATKABI

ŞEKİL -1

Seçimi açılacak deliğin çapına ve zemin cinsine göre yapılır.

2.1.1.2. Oger (burgu); Sert olmayan plastik kil gibi zeminlerin delgi-
sinde ve malzemelerin dışarı atılmasında kullanılır. Helezon kanatlar
zemin ile malzeme arasındaki sürtünme nedeniyle aşındığından ya kaynak
ile doldurulması, ya da bir süre sonra tijin komple değiştirilmesi ile
yenilenmesi gerekir.

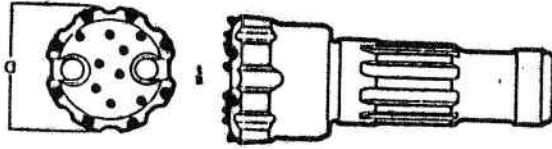
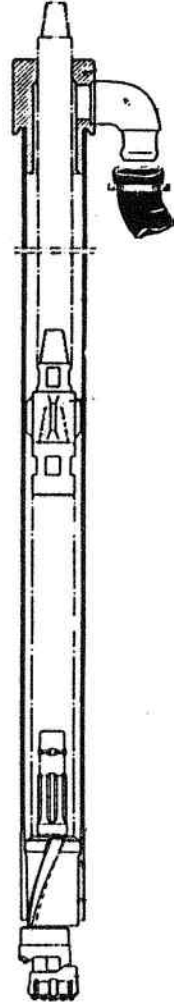
2.1.1.3. Muhafaza Borulu İlerleme: Çimentolarmış dolgu malzeme ihtiva
eden ve yeraltı suyu altında bulunan zeminlerde açılan deliklerle ilk
delgi sırasında yıkıntı olmamakta, fakat bir kaç saatlik bir süre sonra
delikte yer yer yıkıntılar başlamaktadır. Bu tür zeminlerde muhafaza bo-
rusu kullanılması kaçınılmaz olmaktadır. Bu tip bir delgi ilerlemesi sı-
rasında kullanılan tij ile muhafaza borusu boyunun aynı olması gerekir.
Muhafaza borularının ucuna zemin ile boru malzemesi arasındaki sürtünme-
yi alması için çarık takılır. Çarığın ucu, aşınmayı azaltmak için sert
metalden yapılmıştır.

2.1.2. Darbeli delgi yöntemi: Sert kaya zeminlerde kullanılır. Bu yön-
temin iki tür uygulaması vardır, biri makinenin kafasında (Top hammer),
diğeri deliğin dibinde çalışan (D.T.H) çekiçle darbe elde etmektir.

2.1.2.1) Kafadan darbe (Top hammer): Makinenin verdiği dönme hareketi
ve kafada bulunan çekiç vasıtasıyla verilen darbe enerjisi tijler ile
bit vasıtasıyla (cross bit, X bit veya buton bit) zemine aktarılır.
Kullanılan makinenin, kompresörün, çekicinin ve tijin cinsine bağlı ola-
rak açılacak delik çapı 35-127 mm arasında değişebilir.

2.1.2.2) Delik dibi (D.T.H) çekiçleriyle yapılan delgi hali: Bu yöntem-
de makinenin verdiği dönme hareketi, tijler vasıtasıyla delik dibindeki
tabancaya aktarılır. Tabanca bir yandan dönerken bir yandan da kompre-
sör ile verilen hava vasıtasıyla çalışır ve ucundaki kabaralı bite kaya-
ya vurma hareketi yaptırır. Bu yöntemle açılacak delik çapı makine-
nin, kompresörün, tijin, çekicinin, bitin cinsine ve delgi açısına göre
85-215 mm arasında değişebilir. (Şekil 2)

O.D. SİSTEMLE ÇALIŞAN
BİR TABANCA TİPİ



D.TH BİT

ŞEKİL-2

2.1.2.3. OD sistem delik açma yöntemi: Bu yöntem de (2.1.2.1) ve (2.1.2.2)'de bahsolunan sistem gibidir. Fakat bu sistemde delik geçeri muhafaza borusu ile korunduğu için taş, moloz gibi sert parçalar ihtiva eden tabii ve yapay dolgu zeminlerde yıkıntı olmasını engeller ve ilerleme kolaylığı sağlar. Darbeli çekiç özel bir mekanizma sayesinde muhafaza borusu çapından geniş bir delik açar ve muhafaza borusu çekici izler. (Şekil 2)

2.1.3. Delik Genişletilmesi: Ankrajlarda, killi zeminlerde ankrajın kök bölgesinin sürtünme yüzeyinin büyütülmesi ve ankraj kökü önünde ilave direnç yaratarak taşıma gücünün artırılması amacıyla yapılır. Çeşitli firmaların bu amaçla kullandıkları aletler (underreamer) geliştirilmiştir. Normal delik çapının 4 misline kadar genişletme yapılabilir.

Mini kazıklarda da tüm delik boyunca genişletme işlemi yapılabilir. Bu tür arzulanan bir çapa erişmek için yapılan genişletme işlemi, rotari sistemde tork yetersizliği, darbeli sistemde ise ekipman kısıtları veya işi iki makine kullanarak hızlandırmak için uygulanır.

2.2. DELİKTEKİ MALZEMENİN DIŞARI ATILMASI:

Delik delme işlemi sırasında malzemenin dışarı atılmasında kullanılan metodlar hem delgi hızını hem de deliğin kalitesini etkiler. Çünkü delginin etkin bir şekilde ilerleyebilmesi için delik dibinde biriken kazılmış malzemenin devamlı olarak dışarı atılarak temiz tutulması esastır. Bu iş için hava, su ve köpük kullanılır. Temizleme akışkanı tijlerin ve bitin içinden çukur dibine verilir ve tij ile delik kenar arasındaki boşluktan malzeme dışarı atılır.

Kuyu içindeki malzemenin temizlenebilmesinde temizleme akışkanı olarak su ve köpük kullanılıyorsa sirkülasyon hızının 0,4-1.00 m/sn, hava kullanılıyorsa 15-20 m/sn olması beklenir.

Kuru ve hafif nemli zeminlerde açılan deliklerde sökülmiş malzemenin atımı genellikle hava ile yapılır. Hava ile kolay atılamayan sökülmiş malzeme bazen hava + su karışımıyla atılır, su delikteki zeminin sökül-

mesini kolaylaştırıp ilerleme hızını artırırken, bir yandan da hava ile malzeme dışarı atılır.

Genellikle rotary usulle açılan deliklerde kuyu temizleme akışkanı olarak su kullanılır. Fakat kil, marn ve diğer kohezyonlu zeminlerde açılan deliklerde temizleme için su kullanılması halinde su, zeminin mekanik özelliklerinin bozulmasına ve ankraj kökünde sürtünme direncinin düşmesine neden olur.

Delik delme sırasında yetersiz delik temizliği yapılması, bit sıkışmalarına, tijlerin de yerlerinden koparak tüm takımın çukur içinde kalmasına ve bitlerin hızla aşınmasına neden olur. Dolayısıyla çok pahalı olan bit ve tijlere verilen bu zararlar da delginin ekonomiklikten uzaklaşması sonucunu beraberinde getirir. Ayrıca delik ilerleme hızı delik temizliği ile doğrudan orantılıdır.

3. MİNİ KAZIK VE ANKRAJ İMALATI AÇISINDAN İSTANBUL'UN JEOLJİK DURUMU:

İstanbul'da çalıştığımız bölgelerden örneğin Yeşilyurt'ta zemin Bakırköy formasyonu olarak adlandırılan yeşil kil ve marn katkılı kireç taşıdır. Şişli, Taksim, Gayrettepe, Beşiktaş, Levent, Maslak gibi semtlerde zemin Trakya formasyonu olarak bilinen karbonifer yaşlı kumtaşı, kiltası, çamurtaşı ardalanmalıdır. Bu zemin genel olarak grovak olarak adlandırılır. Grovaklar yüzeyde aşırı ayrışmıştır. Genel olarak, derinlere doğru ayrışmışlık azalarak bozulmamış hale dönüşürler. Grovaklar tabakalı bir yapı gösterirler ve çok çatlaklıdırlar. Kazı yapıldığında tabakalarının eğimli oldukları yöne doğru hareket gösterebilirler bu nedenle hafriyat sırasında bu noktaya özellikle dikkat edilmelidir. Tabakalar arasında ayrışmış kil bulunup bulunmadığı, ıslaklık olup olmadığı, tabakaların atılım yönleri ve tabii grovak malzemenin tüm olarak ayrışmış olup olmadığı önemlidir ve incelenmesi gereklidir.

Aşağıda İstanbul'un zemini grovak olan yerlerinde gerçekleştirdiğimiz projelerde kullanılan delme, temizleme yöntemleri ve ilerleme hızlarını inceleyeceğiz.

4. İSTANBUL GROVAKLARINDA MİNİ KAZIK İMALATI:

Mini kazıklar iksa düşey elemanı veya yük taşıyıcı olarak kullanılan çapları 30 cm'den küçük kazıklardır. Bu yazıda iksa perdesi düşey elemanı olarak kullanılmaları ele alınacaktır.

4.1. MİNİ KAZIK DELGİSİ:

Bir iksa imalatında, mini kazıkların modülasyonu, tutulacak zemin cinsine, zeminin ayrışma derecesine, tünek su ihtiva edip etmemesine, çevre yük durumlarına ve yapılacak kazının derinliğine bağlı olarak seçilirler.

Şirketimiz mini kazık uygulamasını Ø165-Ø250 mm çapında ve max.16 m derinlikte yapmaktadır. Makine olarak Casagrande C6 tip paletli makine kullanılmaktadır. Delgide kullanılacak ekipman zemin cinsine ve yeraltı su durumuna göre seçilir. Mini kazığın derinliğini ve çapını kullanılan kompresörün basınç ve debisi sınırlandırmaktadır.

4.1.1. Ayrışmış grovak zeminde mini kazık delgisi:

Bu tip bir zeminde delgi için genellikle rotari kafa ve kaya matkabı kullanılmakta ve delik hava ile temizlenmektedir. Bu tür zeminde yeraltı suyuna rastlandığında kuyunun yıkıntı yapabileceği tahmin ediliyorsa delgi oger ile de yapılabilir.

4.1.2. Ayrışmamış grovak zeminde mini kazık delgisi:

Bu tip kayada delgi, kuyu dibi tabancası (d.t.h.) kullanılarak yapılmaktadır. Delik hava ile temizlenir. Yeraltı suyuna rastlandığında, malzemenin delik dışına atılması sorunlu olmaktadır, çünkü tabanca ince malzeme ile zaman zaman tıkanmakta ve temizlenmesi gerekmektedir.

4.2. MİNİ KAZIK DONATISI VE YERLEŞTİRİLMESİ:

Küçük çaplı mini kazıklarda (Ø90-120 mm) donatı 1~3 adet arasında

değişen Ø20-Ø22'lik demir veya büyük çaplarda etriyeli demet olmaktadır. Gerekli donatının hesabı mini kazığın taşıdığı eğilme momentine göre yapılır.

Şirketçe uygulamakta olduğumuz büyük çaplı mini kazık imalatında genellikle 3-12 Ø 12 boyuna ve Ø6 - 8/10-20 cm fret ihtiva eden demet kullanılmaktadır. Bu demet dışarıda hazırlanarak delici makinenin vincinin yardımıyla kuyuya indirilmektedir. (Şekil 3)

4.3. MİNİ KAZIĞIN BETONLANMASI:

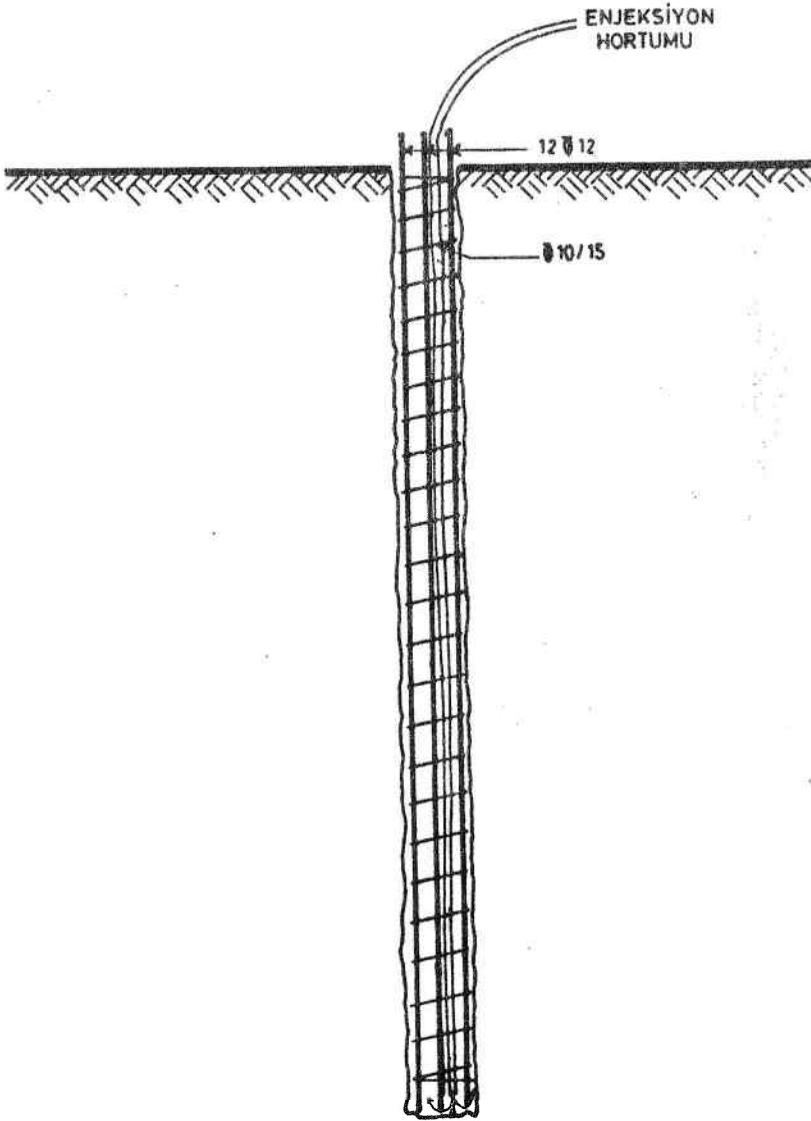
Delgisi biten donatı demeti, yerleştirilen mini kazığın betonlanması ya sadece enjeksiyon harcı ile ya da yerinde hazırlanan enjeksiyonlu kazık şeklinde olur.

4.3.1. Enjeksiyon harcı ile betonlama: Enjeksiyon harcı çimento+su karışımından ibarettir, dışarıda enjeksiyon makinesinde hazırlanır, enjeksiyon hortumu ile kuyunun dibinden basınçlı olarak verilir. Harç, kuyu kenarındaki çatlaklara da nüfuz ederek zemini stabilize ederek kuyu içinde dipten yukarı yükselerek gelir. Böylece mini kazık imalatı bitirilmiş olur.

4.3.2. Yerinde hazırlanan enjeksiyonlu kazık: Kuyu dışında çakıl malzemenin veya kumla kırmataşın belirli oranlarda karışımı ile elde olunan boşluklu agrega karışımı, kuyuya dökülerek kuyu doldurulur, sonra armatürlere bağlanarak kuyu dibine indirilmiş enjeksiyon borusundan kumlu veya saf çimento enjeksiyonu verilmeye başlanır. Böylece malzeme arasındaki boşluklar dolarak kazığın kolkret tipi betonlanması sağlanmış olur.

5. İSTANBUL GROVAKLARINDA ANKRAJ İMALATI:

Ankrajlar, yatay yüklere karşı tutulacak bir yapıyı daha gerideki veya derindeki sağlam zonlara bağlamak için yapılırlar. Öngermeli veya öngermesiz olarak imal edilirler. Delginin çapı ve deliğe konacak ankraj demetinin kesiti ankraj kuvvetine bağlı olarak seçilir. Ankrajların sıklığı ve uzunluğu tutulacak zemin cinsine, duvar yüksekliğine, kazık,



MİNİ KAZIK
ŞEKİL - 3

'mini kazık modülasyonuna, derin kayma düzleminde kırılma tahkiki hesaplarına, ankrajların birbirini etkileme mesafelerine ve muhtemel kayma kamasi açısına bağlıdır.

5.1. ANKRAJ DELGİSİ:

Grovak zeminde delgi grovağın ayrıışmışlık durumuna göre ya matkapla ya da darbeli tabanca ile yapılır. Delgi çapları genellikle Ø90-Ø115 mm arasındadır.

5.1.1. Ayrıışmış grovakta ankraj delgisi: Delgi çapı küçük olduğı için ayrıışmış grovak zeminde bile ankraj delgisi sırasında genellikle yıkıntı olmaz. Bu tip zeminde delgi kaya matkabıyla yapılır.

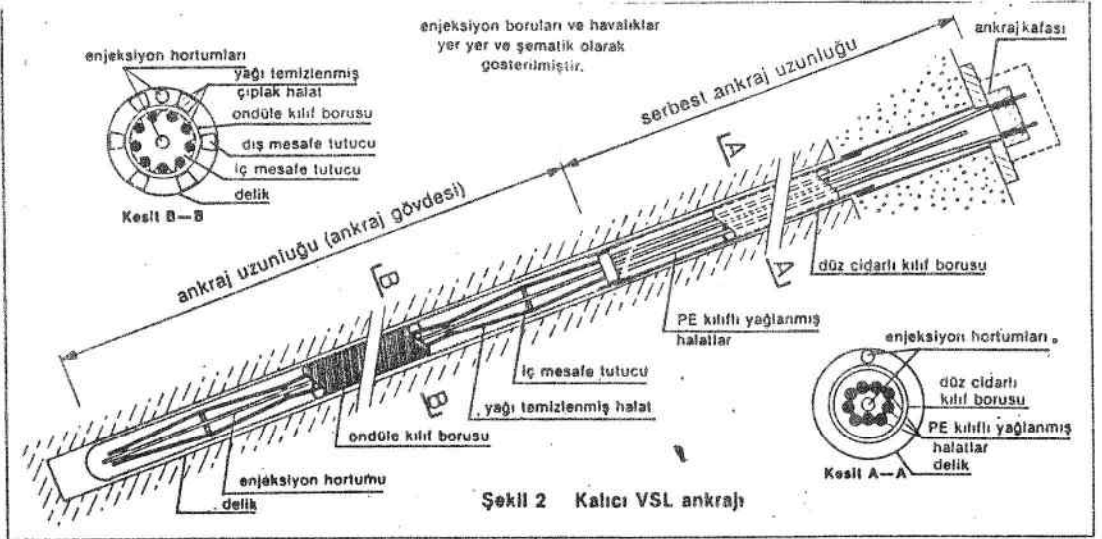
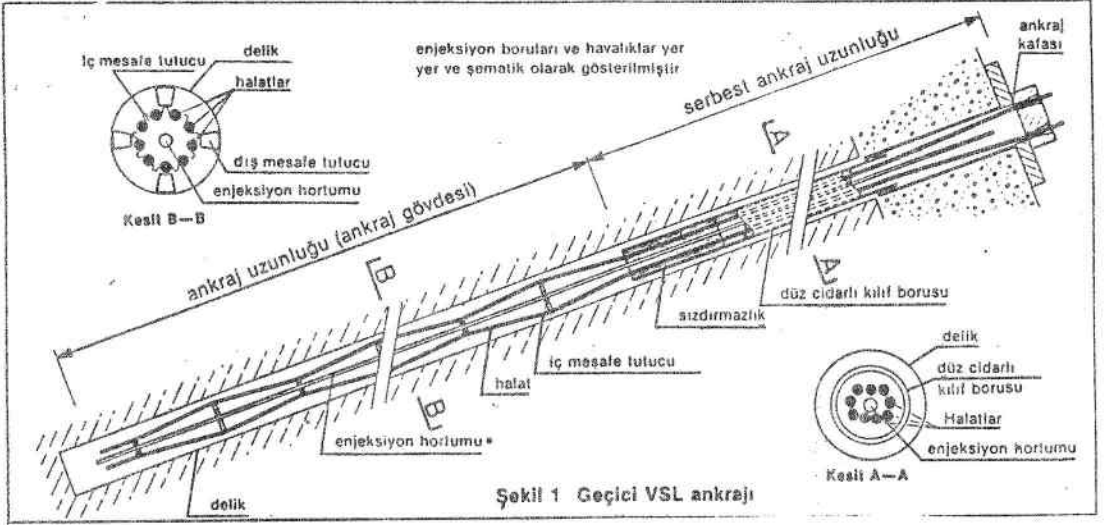
5.1.2. Sert grovakta ankraj delgisi: Sert grovakta matkap kullanılması halinde çok zaman ve uç kaybı olur. Bu nedenle darbeli tabanca ile delgi yapılır. 12 metreye kadar üstten darbeli (top hammer) ve 15 metreyi aşan boylarda dipten darbeli (d.t.h.) daha randımanlı olmaktadır.

5.2. ANKRAJ DEMETİNİN YERLEŞTİRİLMESİ:

Ankrajı geçici ve kalıcı oluşuna göre hazırlanan ankraj demeti ankraj deliğinin temizlenmesinden sonra deliğe yerleştirilir.

Ankraj demeti içinde; polietilen, enjeksiyon hortumu, çelik halat veya çelik çubuk, polietilen muhafaza hortumu, iç mesafe tutucuları ve dış mesafe tutucuları bulunur. Kalıcı ankrajlarda ise bunlara ilave olarak korrozyonu önlemek amacıyla, ayrıca ondüle kılıf borusu kullanılır.

"Ankraj germe elemanları olarak kullanılan, ya 7 mm çaplı çelik elemanlar veya 0.5 inch, 0.6 inch veya 0.7 inch çaplı çelik halatlar veya 32 mm çapa kadar özel çelik çubuklar kullanılır. Kafalar, kullanılacak halat cinsine ve sayısına göre imal edilirler. Kamalar ise, kilitleme elemanı olarak kullanılan malzemelerdir." (Şekil 4)



HAZIRLANMIŞ ANKRAJ DEMETLERİ

ŞEKİL-4

5.3. ENJEKSİYON YAPILMASI:

En az bir, tercihen de iki veya üç defa enjeksiyon yapılır. Birinci enjeksiyon basınçsız olarak yapılır. İkinci ve üçüncü enjeksiyonlar basınçla verilir.

Enjeksiyonda, yoğunluğu yüksek bir malzeme kullanıldığı ve delik dibinden verildiği için ilk enjeksiyon dipte kalan zemin artıklarını ve varsa suyu dışarı atar. Böylece kök bölgesi temizlenmiş olur.

6. İSTANBUL'da MİNİ KAZIK ve ANKRAJ UYGULAMALARIMIZ:

Uygulamalarımız aşağıda tablo halinde verilmiştir.

Şantiye Adı	Sözleşme Tarihi	Mini Kazık		Ankraj	
		Adet	Metre	Adet	Metre
HİLTON TOPLANTI SALONU	01.11.85/15.04.86	--	--	173	2162
TEKİN GÜNVER	25.03.86/30.11.86	450	4400	216	2075
KOZA İNŞ.	26.06.86/15.11.86	15	145	230	3360
ENTES	03.02.87/30.10.87	255	1486	159	1890
YAPI KREDİ PLAZA	12.02.87/30.07.87	266	3680	338	3426
HİLTON YERALTI KATLI OTOPARK	03.07.87/30.06.88	360	4200	525	7059
MARMARA PLAZA	08.06.88/30.09.88	--	--	404	5318
PARK OTEL	17.07.88/20.08.90	707	8420	942	14130
SABANCI CENTER	29.08.88/06.03.89	370	3839	758	15571
CEVAHİRLER/HASKO/DİŞBANK	15.11.89/15.06.89	357	4172	87	1135
ŞİŞE CAM	23.01.89/25.12.89	962	11544	822	11500
YEDİTEPE OTEL İNŞ.	27.02.89/02.12.89	342	4100	285	3500
AKIN HOLDİNG	10.07.89/20.10.89	56	915	110	1375
T E V	08.09.89/20.12.89	--	--	62	773
TÜRKSAN	27.11.89/10.03.90	--	--	66	990
AYDIN İNŞ.	04.12.89/22.01.90	--	--	80	960
POLAT TURİZM	03.02.90/20.03.90	--	--	80	960
U S O	01.04.90/23.04.90	--	--	65	820

7. SONUÇ VE DEĞERLENDİRMELER:

İstanbul grovıkları mini kazık ve ankraj imalatının çok rahat uygulanabildiği bir kaya türüdür. Bu kayada yeraltı suyuna rastlanmadığı zaman delgi işlemi çok rahatlıkla başarılabilmektedir. Yalnız, dolgu ihtiva eden kısımlarda delikte yıkıntı olabilmektedir.

İstanbul grovıklarında 15-15 m derinde yapılan ankrajlarda servis yükü olarak 80 ton, test yükü olarak da 110 ton mobilize edebilen 8 m kök boylu ankrajlar imal edilebilmiştir.

Delgide verimlilik ekipmana ve makineye bağlı olduğu gibi, bunun dışında insan faktörüne ve hava şartlarına da bağlıdır. Ayrıca hafriyatçının hafriyatı istenilen miktarda ve gösterilen yerden yapması gereklidir. Hava şartlarının bozukluğu, yerel çalışma saatleri, vb. dolaşısıyla hafriyatçının çalışmaması veya kamyonların döküm yerine toprak dökümleri nedeniyle imalat çok sık kesintiye uğramaktadır.

Şantiyelerimizde yaptığımız gözlemler Ø115 mm çaplı 2.0 m uzunlukta bir deliği matkap ile 1 saatte delebildiğimizi, bu sürenin bazı yerlerde 2 saate çıktığını göstermiştir. Dolayısıyla delgi hızı 0.2 -0,4 m/dk arasında değişmektedir.

Zeminin orta-sert, ankraj boyunun 12 m olduğu dip kısımlarda yapılan ankrajlar delik dibi tabancası ve Ø90'lık bit ile 0,5 saatte delinmektedir. Dolayısıyla tabanca ile delgi hızı dakikada 0,4 m olmaktadır.

Günlük olarak yapılan mini kazık ve ankraj delgilerinde fiziksel şartların uygun olduğu dönemlerde günde ençok 100 m mini kazık delgisi veya 160 m ankraj delgisi yapılabilirdiği gözlemlenmiştir.

Türlü faktörler gözetilirse, randımanlı bir şantiyede ortalama olarak günde 50 m mini kazık, 100 m ankraj delinebilmektedir.

B. KAYNAKLAR:

- . Dr. Ing Loes Hobst
Ing Josef Zajic
Anchoring in rock and soil.
- . Candoğan A. 1990. "Derin Kazılar ve İksa Perdelerinin Mühendislik İlkeleri" Meslek İçi Eğitim Semineri, İMO, İstanbul.
- . Akdağ E.N. 1990 "Derin Kazılarda İmalat Teknikleri ve Ankraj Teknolojisi" Meslek İçi Eğitim Semineri, İMO, İstanbul.
- . Yöner, N. 1990. "Ankrajlı İksa Perdelerinin Hesap Metodları" Meslek İçi Eğitim Semineri, İMO, İstanbul.
- . Atlas Copco Manual
Fourth Edition 1982.

YERALTI BOŞLUKLARI VE ZEMİN ESNEKLİĞİNİN JEOFİZİK YÖNTEMLERLE BELİRLENMESİ

Detection of Subsurface Cavities and Soil Elasticity Parameters
By Using of Geophysical Technics.

Ahmet ERCAN^{1,2}

ÖZET

27 Katlı gökdelenin yapılacağı İstanbul Yeşilyurt semtinde zemin ve yeraltı yapılaşma koşullarını belirlemek üzere birleşik yermühendislik çalışmaları yapılmıştır. Egemen birim; içinde yer yer karstik boşluklarını geliştirdiği Bakırköy kireçtaşları ile kil ve marndan oluşan Güngören formasyonudur. 20 ile 50 metre derinlikte yapılan araştırma sondajlarından elde edilen TCR ve RQD ile jeofizik (elektrik ve sismik) ölçüler karşılaştırıldığında düşük RQD ve TCR değerleri ile yüksek öz dirençli yerlerin uyum göserdiği ve bu kesimlerlerde Poisson oranının büyüdüğü belirlenmiştir. Böylece zemin iyileştirme ve enjeksiyonlar için, enjeksiyon noktaları ve hacimleri belirlenmiştir. Yük altında zeminin davranışı kestirilmiştir.

ABSTRACT

Combined geoengineering technics were run to determine construction conditions of soil and subsurface in order to built a 27 floor highrise, in Yeşilyurt province of İstanbul. Common lithological unit, in the investigation site is Bakırköy limestone with karstic cavities and underlying Güngören formation that is made up of clay and marn cycles.

These was observed such correlation that lower TCR % and RQD % values corresponds with higher resistivities and Poisson's ratio.

Following up such an anology and mapping the resistivity and seismic anomalies, in detail, facilitated to determine distribution, dimension and size of the problematic cavities. Then, it was possible to come up with an accurate location about where and how much to apply injection in order to improve solidity of the rock. Dynamic detection of the elasticity parameters also revealed soil responses under pressure of the construction after the excavation.

Prof.Dr. ¹ İTÜ Maden Fak. Jeofizik Müh. Bölümü, Maslak-İST.

² YERALTI ARAMACILIK Bil.Ar.Kur., Beşiktaş-İST.

1. GİRİŞ

Çalışma alanı olan, Yeşilyurt, günümüzde doğudaki Ataköy'ün yerleştiği Çavuşbaşı Dere alüvyonları ile batıdaki Uzunçayır Dere alüvyonlarının oluşturduğu deltanın batı kıyısında yer alır.

1700 m² lik alanın 870 m² sine üçgen tabanlı ve üçgen prizma biçimli 27 katlı, 96 metre yüksekliğinde otel binası oturtulacaktır. Zemin yüksekliğinden 12.5 metre temel için, 9.80 metre dört kat bodrum için inilmesi düşünülmektedir.

Otel ve diğer ek birimlerin oturacağı zeminin mühendislik özellikleri belirlemek üzere çok yönlü yeraltı araştırması yapılmıştır. Jeomekanik, Jeofizik ve jeoteknik olarak sürdürülen çalışmalarda inceleme derinliği +10 ile -50 kodları arasında tutulmuştur.

Delgiler, otel oturma üçgeninin üç köşesinde 50'şer metre, otel ortasında merkezinde 60 metre, yan kanatlarda ise 20'şer metre uzunluktadır. Delgilerde sürekli karot alınmıştır ve killi kesimlerde SPT yapılmıştır. Delgilerden alınan zemin ve kaya örnekleri üzerinde jeoteknik ve jeomekanik özellikler saptanmıştır. Delgi yapılan ve yapılmayan yerlerde jeofizik araştırmalar yaparak 60 metre derinliğe dek elektro çekimler ve sismik ölçüler alınmıştır. Böylelikle, yeraltısuyu varlığı, su derinliği, katmanlar, kalınlıkları, derinlikleri, dirençleri esneklik (elasticity) özellikleri, yük tutan ve yük altındaki davranışları belirlenmiştir. Ayrıca Jeofizik araştırmalarla, duran kaynak elektrik haritalaması yapılmış ve yeraltı boşluklarının yerleri, boyutları, derinlikleri belirlenmiştir. Böylelikle enjeksiyon masrafı ve boyutu bulunmuştur. Ayrıca yapılabilecek en çok hafriyat miktarı ve optimum temel derinliği belirlenmiştir.

İstanbul ve yöresinde 1900 yılından beri algılanan depremlerin istatistik analizinden, Otel alanında deprem riski ve yer ivmesi ve katmanların kalınlık, yoğunluk ve shear hızları kullanılarak, ortamın egemen salınım periyodu ve sarsıntı büyütme katsayısı belirlenmiştir.

2. YERYAPISI

Yeşilyurt yerleşim alanı yüzeyde kuvaterner yaşlı alüvyonlar (0-5 m), Üst Miyosen yaşlı Bakırköy Formasyonu-Güngören formasyonu geçiş kuşağı ile örtülüdür. Yeşilyurt'un doğusunda Güngören formasyonu, batı ve kuzeyinde Bakırköy formasyonu yüzeylenir (Görüntü 1).

Yapılan delgilerde, ilk 4 metrede kireçtaşı çakıl ve bloklu, Bakırköy formasyonunun ürünleri, simgesel beyaz renkli Bakırköy formasyonunun birimleri elde edilmiştir.

Yaklaşık 25 m den sonra Kireçtaşı, kil, marn ardalanması biçiminde süren gökel sıralanışında denize indikçe kil oranı ve kireçtaşları içinde gözeneklik artmaktadır. Kireçtaşları içinde erime boşlukları yaygındır.

2.1. Güngören Oluşuğu

Güngören oluşuğu, Çukurçeşme oluşuğu üzerine uyumlu olarak oturmuştur. Yoğunlukla Bakırköy kireçtaşlarının altında yer alır. Oluşuk, kil, marn, ve seyrek kireçtaşı katmanlarından oluşmuş olup oldukça incedir. Killer, yeşil mavi renkli yumuşak, düzensiz, ince katmanlı ve bol maktra fosillidir. Marn ve kireçtaşı beyaz, kirli beyaz renkli, orta sert, yumuşak, kireçtaşı boş-

luklu olup ince ve düzensiz katmanlı, mercekssel katmanlaşma ve kamalama göstermektedir. Bol oranda maktra ve gastrapod fosillidir. Güngören gölssel fasiyeste çökelmiştir. Sarmasiyen gölünün alanın güney doğusuna doğru derinleştiği sanılmaktadır. Çoğunlukla, doğudan batıya doğru incelendiği izlenen Güngören oluşuğunun, Yeşilyurtta 8 ile 15 m kalınlığındadır.

Güngören oluşuğu hem ince olduğu için su üretici niteliğinde değildir ve hem de kalın olduğu yerlerde suyun aşağıya sızılmasını engellediklerinden beslenmeyi olumsuz yönde etkilerler.

2.2. Bakırköy Kireçtaşı- Tb

Üst Miyosen yaşlı Bakırköy kireçtaşlarının taban kesimleri Yeşilyurtta en üstte yer alır ve altındaki Güngöreni uyumlu olarak örter. Bakırköy kireçtaşı oluşuğu, kil, marn ara katmanlı kireçtaşlarından oluşur. Kireçtaşlarının kalınlığı birkaç cm'den 15 metreye değin değişir. Düzensiz katmanlı ve tümüyle fosil kavkılarından oluşur. Beyaz renkli ve boşluklu, yer yer kristalleşmiş kireçtaşı katmanları oolitlik yapıdadır. Altındaki kil ve marn aşınmaya ve bozuşmaya uygundur.

Maktralı kireçtaşları kırıklı ve erime boşluklu olduğundan geçirimlidir. Bunun altında yer alan kil ve marnlar geçirimsiz olduğundan, yüzey biçiminin kestiği yerlerde kireçtaşından sızan sular kil-marn dokunağından akar. Bu akış tümüyle önemsiz ve mevsimlidir. Bu sular yüzey suyu olması nedeniyle kirlenmeye açıktır.

3. YERALTı ESNEKLİK ÖZELLİKLERİ

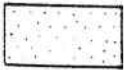
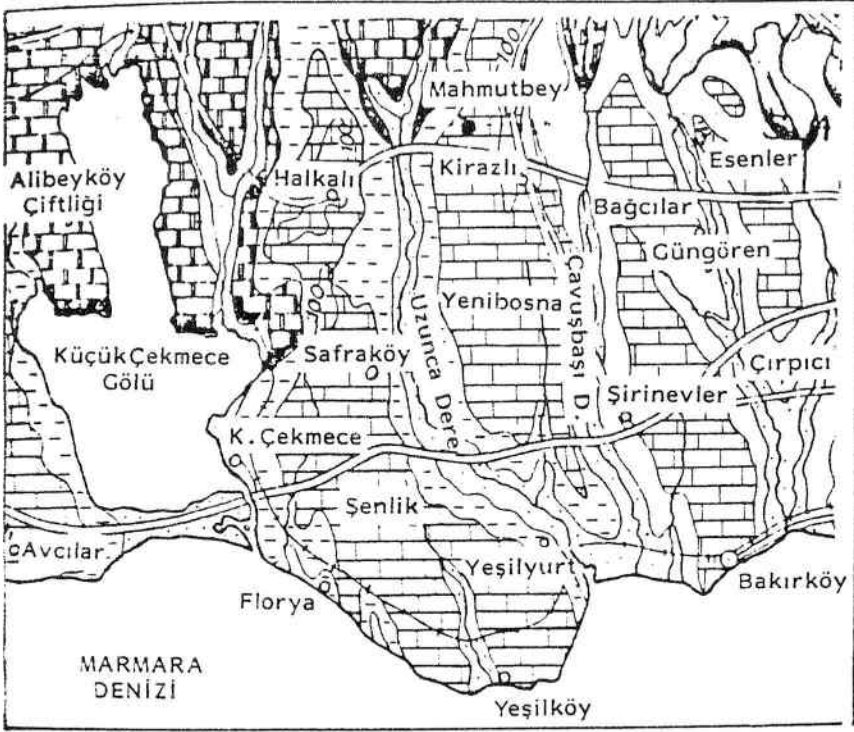
Jeofizik ölçümler, sismik kırılma biçiminde sürdürülerek V_p ve V_s boyuna ve enine dalga hızları derinliğin değişkeni olarak belirlenmiştir. Deneysel olarak belirlenen γ birim hacim ağırlığını kullanarak yeraltının çeşitli derinlikleri için E-Young's, k-bulk, μ -shear modülleri ile λ -Lame ve σ -Poisson oranları yerinde (in-situ) olarak belirlenmiştir.

3.1. E-Young modülü; Gerilmenin yamulmaya oranını belirten esneklik katsayısıdır. $E = (\Delta F/A)/(\Delta L/L)$

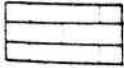
ΔF = Gerilme (Basıncı), $\Delta L/L$: Yamulma, E: Compliance

Young modülünün $d = 5$ ve $d = 9$ m derinlikleri için çıkarılan kat haritalarında, değeri 3×10^3 ile 0.05×10^3 kg/cm^2 arasında değişmektedir. Bu değer 10^8 den küçük olması, ortamın kaya olmadığını ve yük altında yamulur özellikte olan tortullardan oluştuğunu gösterir. Dalgilerden anlaşıldığı üzere bu birim Bakırköy formasyonunun kil+kireçtaşı+marn ardışımına denk gelmektedir.

Temel derinliğin 9 m den büyük olduğu yerlerde E esneklik değeri 0.1 ile 5×10^3 kg/cm^2 arasında değişmektedir. Otel oturma alanında, değeri, $2-4 \times 10^3$ kg/cm^2 dir. 5 m derinde ise $0.5-1 \times 10^3$ kg/cm^2 arasındadır. 5 ve 9 m. derinlikleri için çıkarılan kat haritaları ortamda göreceli olarak sağlam zeminin kuzey doğuda Sahil-Fener Caddesi köşesinde olduğunu göstermiştir. Hasır Restaurantla, kuzey köşeyi birleştiren doğrudan esneklik değerinin göreceli olarak küçülmesi, kireçtaşının Formasyonunun mercekli özelliğinden ve Bakırköy içindeki kireçtaşı marn düzeylerinin kalınlık değişimlerinden kaynaklanabilir.



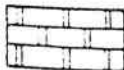
Alüvyon (Kuvaterner)



Bakırköy Formasyonu
Maktrali kireçtaşı (Miyosen)



Güngören Formasyonu (Miyosen)
Kil marn ardalanması

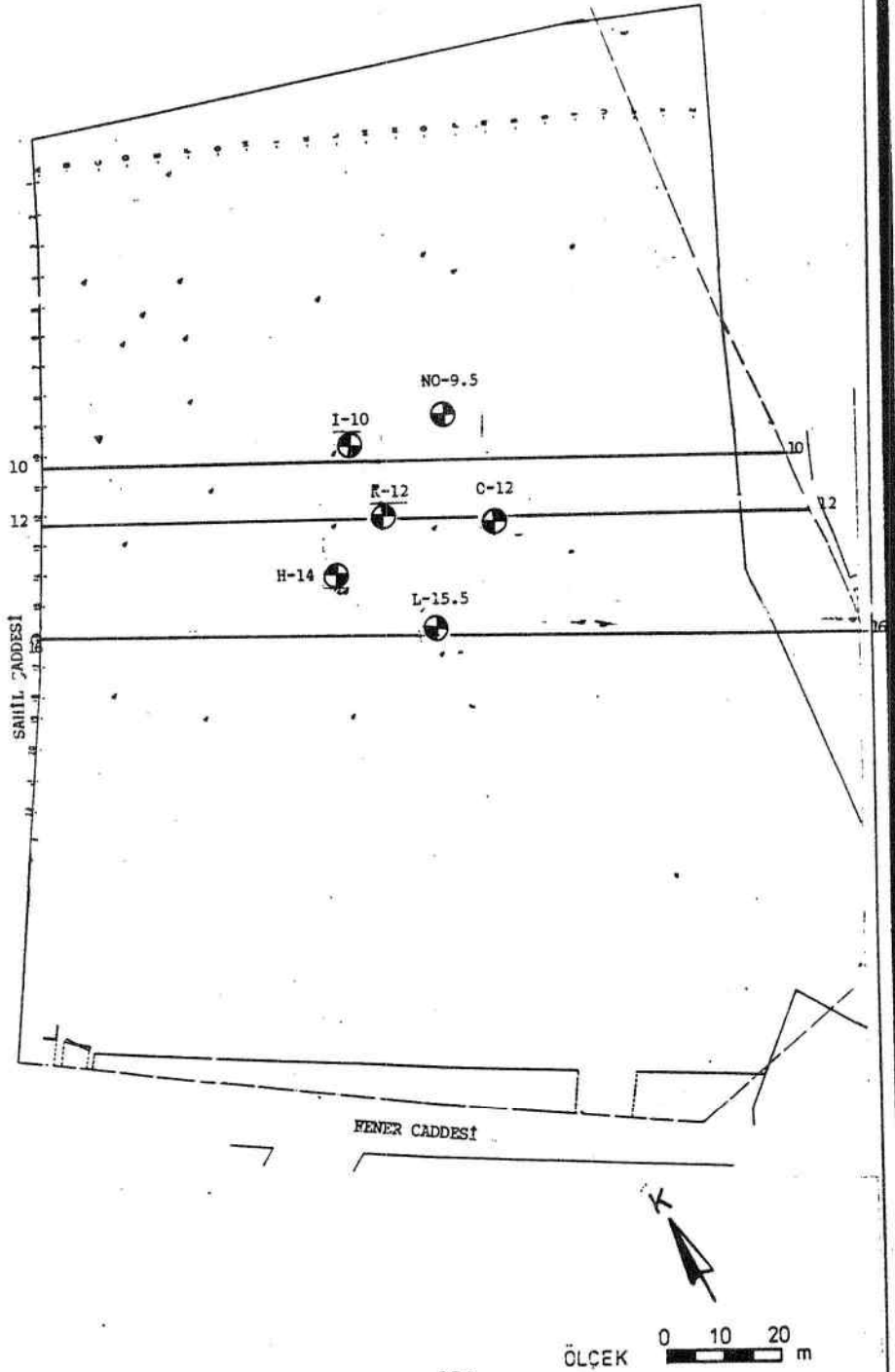


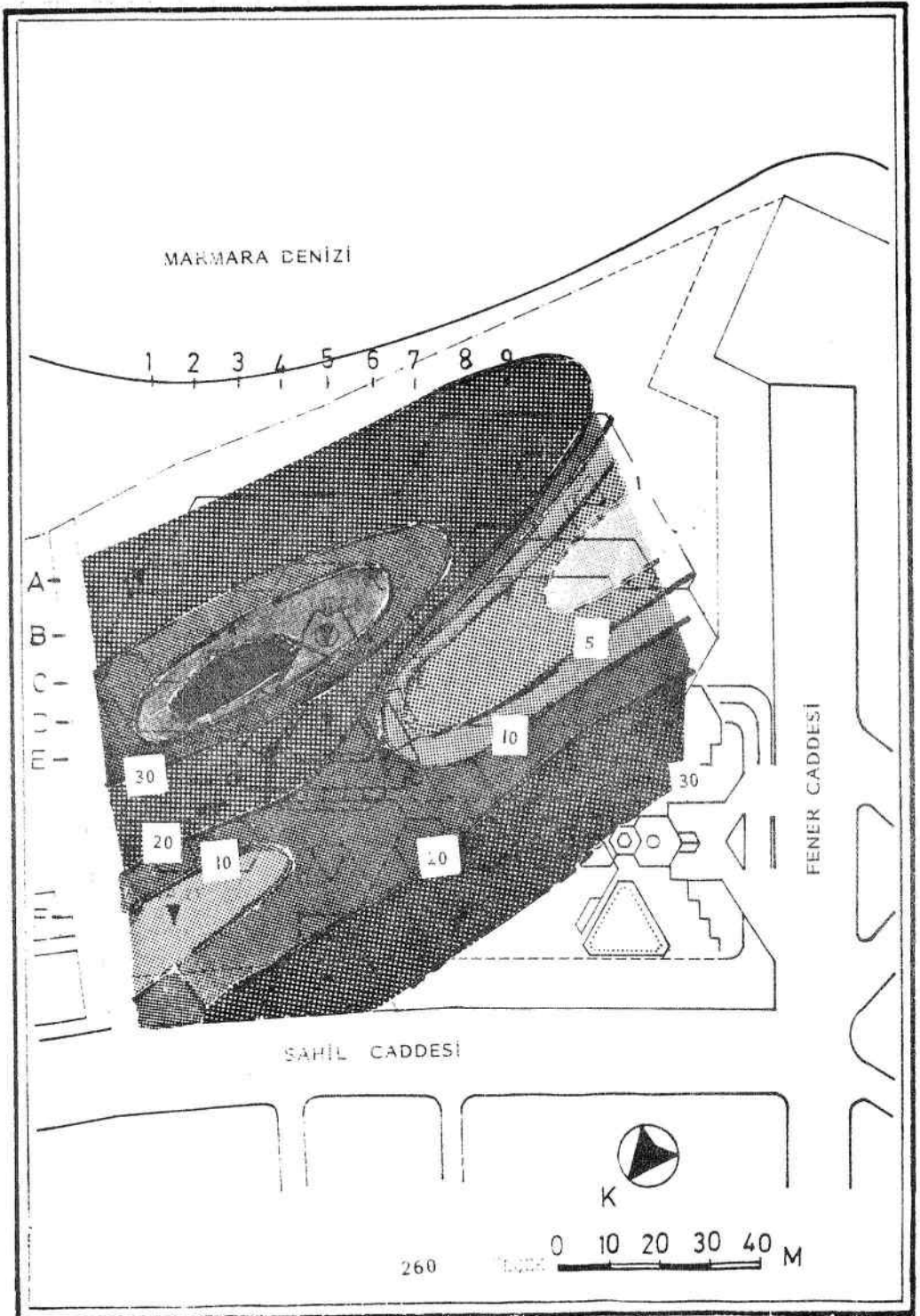
Resifal kireçtaşı,
marn, kumtaşı. (Eosen)

K

ÖLÇEK 0 240 480 m

Şekil 1- Yeşilyurt ve dolayının genel yeryapısı.





Şekil 3 - Yedigöller (E-Young) alanındaki E-Young modeli (elasticity) jeofizik kat haritası.
 Ölçek: 1:20000

3.2.σ- Poisson Oranı; Enine yamulmanın boyuna yamulmaya oranını gösterir.

$$\sigma = (\Delta w/w) / (\Delta L/L)$$

Ortamin sertliği arttikça bu oran duser. Gevsek ve sulu ortamlarda 0.5, kayada 0.005 dolayındadır. 5 ve 9 m derinlikleri için çıkarılan Poisson oranı değerleri 0.05 ile 0.3 arasında değişmektedir. Otel yerleşim alanında Poisson değerinin 0.1 - 0.2 arasında olması ortamın katı olduğunu gösterir. Poisson değerinin deniz kıyısı-Hasır Restaurant ve Fener caddesi kesiminde 0.3 ten büyük olması, buralarda göreceli olarak gevsek ve kötü sıkışmış birimlerle kaplı olduğunu gösterir. Bu kesimlerin elektrik özdirencinin de düşük ve μ kesme modülünün küçük olması gözeneğlerin su ile doymuş olduğunu gösterir.

Ancak, otel alanı, arsa içinde dayanımlı kesim olarak nitelenebilir.

3.3.k- Bulk Modülü (Sıkışmazlık)-Incompressibility; k-Bulk modülü saran basınç altında ortamda oluşan hacim değişimini gösterir.

$$k = \frac{\Delta P}{\Delta V/V}$$

ΔP = Basınç değişimi (bina oturtma yada toprak kaldırma)

V= Hacim

ΔV = Hacimde değişim

$\Delta V/V$ = Dilation

k= Sıkışmazlık

$\rho = 1/k$ sıkışırılık

5m derinlikte k'nin değerı 1-0.5 10^2 kg/cm², 9m için 2 ile 20×10^2 arasındadır. Bu olgu derine indikçe, k'nin büyüdüğünü ve bu nedenle derinde yapılacak yüklemelerde, yüzeye göre, zeminde hacimsel değişimin daha az ve oturmaların daha küçük beklenebileceğini gösterir.

Ancak, k-bulk modülü 10^2 kg/cm² düzeyindeki değerı ile tüm alanda küçük sayılır.

Alanda, oturmalarla en uygun kesim güneydeki Hasır Restaurant dolayı iken, sıkışmazlığı yüksek olan kesim otel alanını içine alan 7 doğrultusunun doğusudur.

3.4.μ- Shear Modülü-Rigidity (Kesme ve katılık ölçüsü); Makaslama kuvvetlerinin doğurduğu gerilme yamulmanın bir ölçüsüdür.

$$\mu = \frac{\Delta F/A}{\Delta L/L}$$

ΔF = Makaslama (kemse) basıncındaki değişim teğet kuvvet, A= Alan kesiti

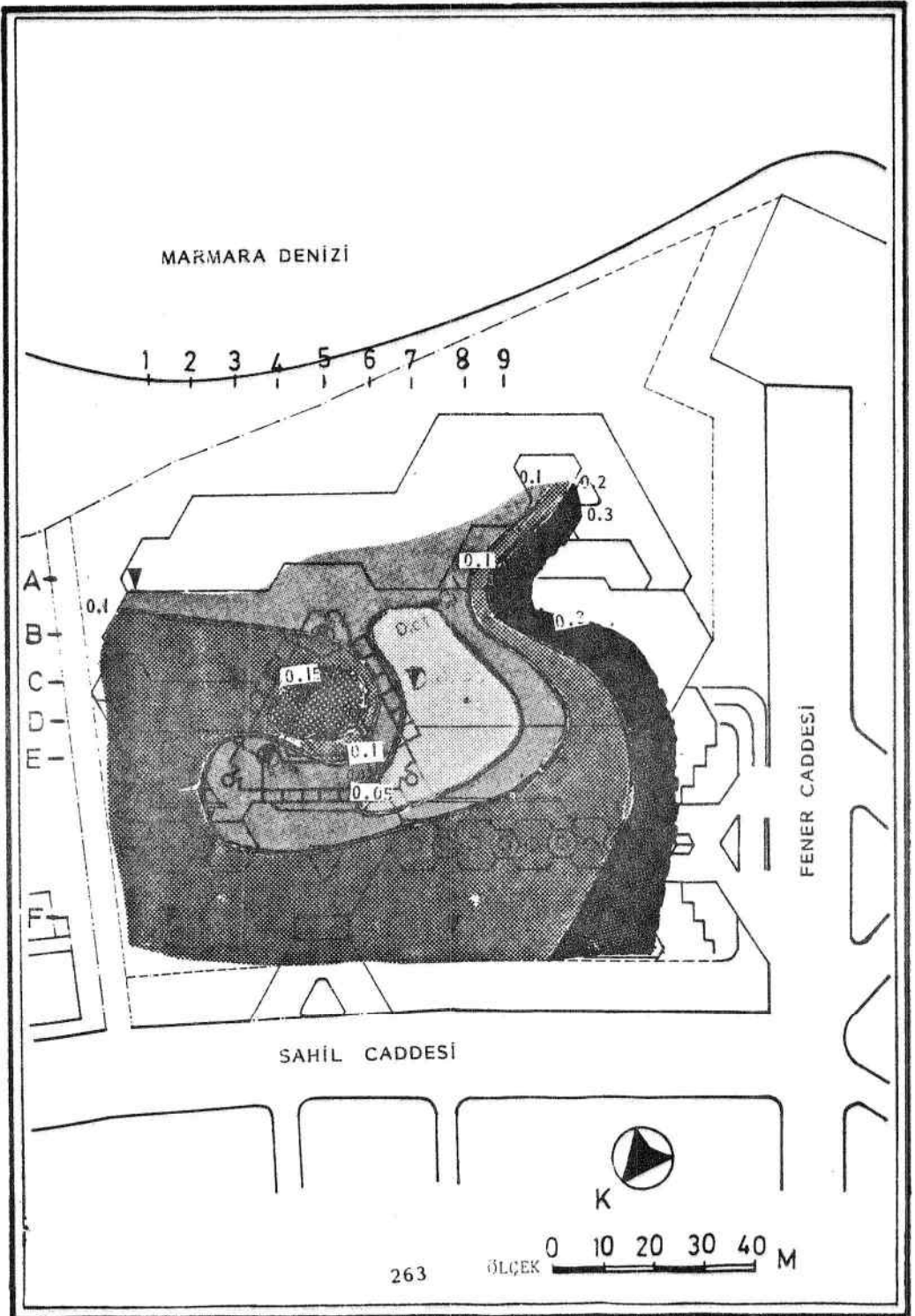
L= Kesme düzlemleri arasındaki uzaklık, ΔL = yer değiştirme (displacement).

Kesme biçimindeki gerilmelerden oluşan yamulmaların oranı olan bu birimin alan içinde küçük olması, ortamın yanal basınçlara karşı güçsüz olduğunu gösterir.

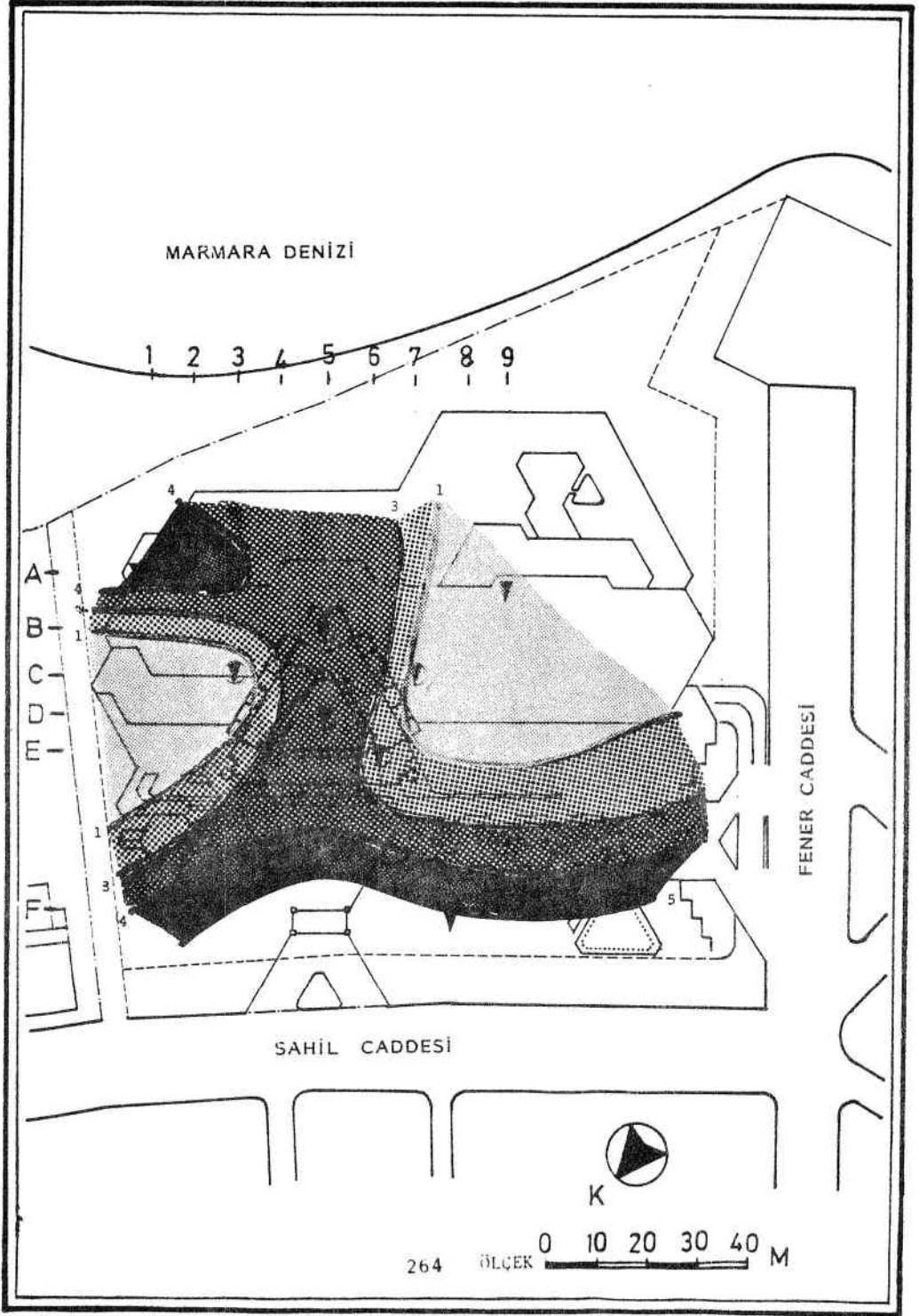
5m derinlikte, 1-4 10^2 arasında değişir.

k- değerindeki değişime uygun olarak, 7 doğrultusunun doğusunda değer yüksek, batısında küçüktür. Tam binanın oturacağı yerde katılığın göreceli büyük çıkması, olumlu bir sonuçtur.

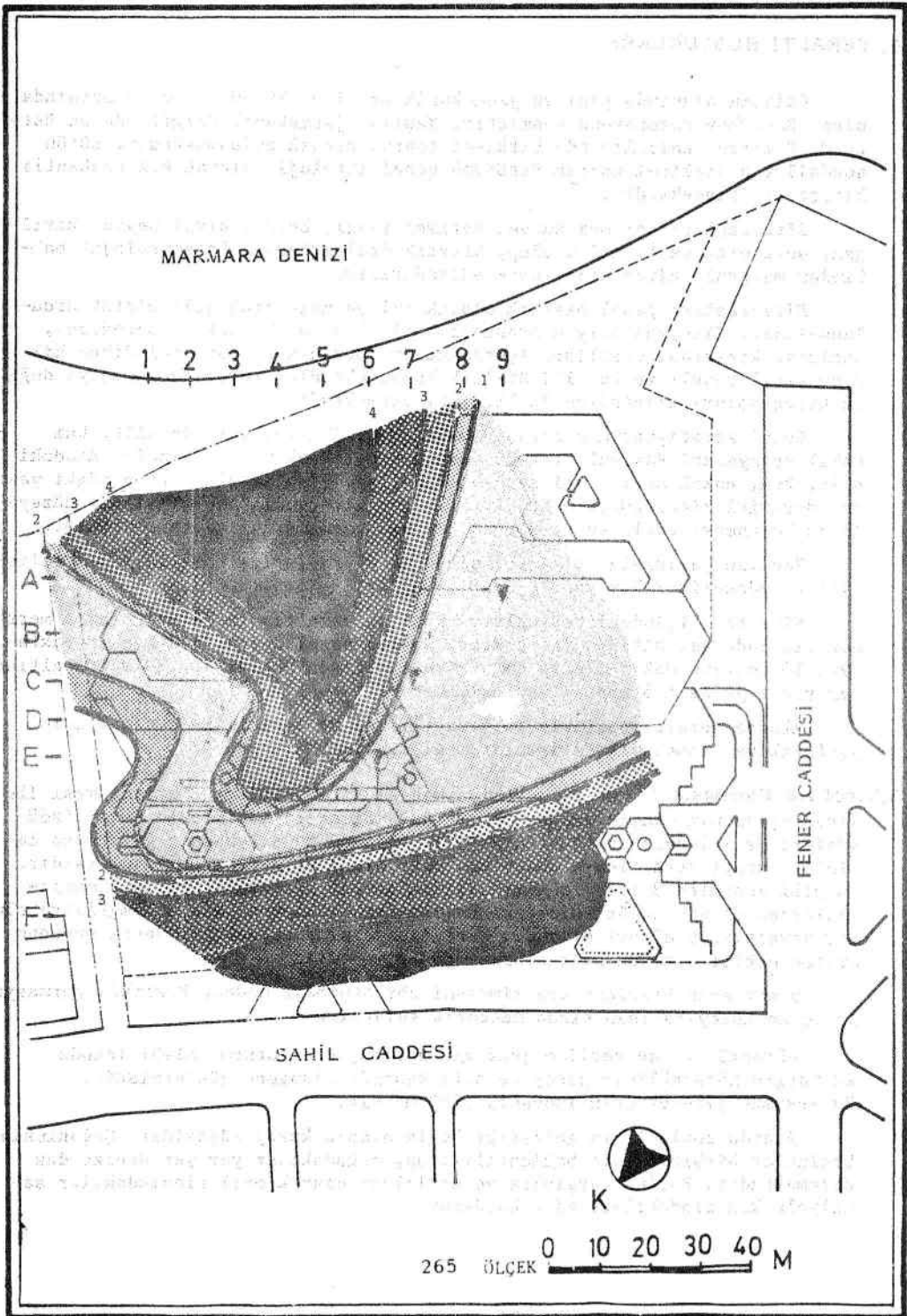
Genel olarak Otel'in oturma alanı çevreye göre daha dayanıklıdır. Dayanıklılık derine doğru artmaktadır. Bu derinlik Otel altında 5 ile 7 metre arasındadır.



Görüntü 4- Yeşilyurt Otelİ. alanında 9 m derindeki 0- Poisson oranı jeofizik kat haritası.



Görüntü 5 - Yeşilyurt otel alanında $d = 5\text{m}$ derinlik için K-Bulk modülü $\text{kg/cm}^2 \times 10^2$.



Görüntü 6 - Yeşilyurt otel alanında $d = 5\text{ m}$ derinlik için μ - Shear modülü $\text{kg/cm}^2 \times 10^2$.

5. YERALTI BOŞLUKLARI

Çalışma alanında yapılan jeomekanik delgiler 20-60 metreler arasında olup, Bakırköy formasyonu kesmiştir. Yapılan jeomekanik delgilerde en üstte 0.50 metre kalınlığında bitkisel toprak örtüsü bulunmaktadır. Bütün sondajlarda bitkisel toprak örtüsünü genel litoloji olarak kil arabantlı kireçtaşı izlemektedir.

Kireçtaşları sarımsı kahve, sarımsı yeşil, beyaz, kirli beyaz, kırıl-gan, sert orta sert, killi olup, karstik özelliktedir. Paleontolojik ba-kımdan mactralı kireçtaşı olarak adlandırılır.

Kireçtaşları genel özellik olarak kil ve marn arabantlı olarak arda-lanmalıdır. Kireçtaşlarıyla arabantlı kil, koyu açık yeşil, toprağımsı, kumlu ve kireçtaşı çakılları içermektedir. Derinlere doğru inildikçe kil koyu yeşil renkli ve fosilli özellik kazanmaktadır. Yukarıdan aşağıya doğ-ru kireçtaşları kristalize özellikleri artmaktadır.

Genel stratigrafinin tersine N9,5,110, L-15.5 delgilerinde silt, kum çakıl seviyeleri Bakırköy formasyonunun genel özelliklerindendir. Aradaki silt, kum, çakıl seviyeleri mercekler halinde olup çökme ortamındaki yer-rel değişiklikleri göstermektedir. Yer yer kireçtaşlarında fosilsiz düzey-lerin bulunması tatlı su ve acı su fasiyes geçişlerini göstermektedir.

Yapılan çalışmalarda kireçtaşlarında ileri derece karstlaşmanın gelişi-tiği ve süngerimsi bir yapı kazandığı belirlenmiştir.

Kireçtaşı içindeki boşluklar, ortalama yeraltısuyu düzeyi olan 9 metre-nin üzerinde az, altında ise çoktur. Boşluk oranı derine indikçe artmakta-dır. 13 metreye dek 5 ile 15 cm arasında değişen boşluklar, 20 metre altında yer yer 1 ya da 1.5 metreyi bulmaktadır.

Alanda yeraltı boşluklarının yayılımını ve derinliğini bulmak için jeofizik ve jeomekanik çalışmalar yapılmıştır.

5.1. Jeofizik Çalışmalar; Önce duran kaynak elektrik öz direnç haritalaması ile kireçtaşlarının kalın ve boşluklu olduğu dirençli kesimlerin yüzey izdü-şümleri belirlenmiştir. (Görüntü 8). Bu görüntünün yansıttığı egemen de-rinlik düzeyi yeraltısuyu düzeyinin altı olan 9 ile 20 metreler arasıdır. Bu gibi kesimler 3 ile 7 ohm-m arasında direnç göstermektedir. Bu derin-liklerden alınan su örneklerinde Ca oranının yüksek, 80 ile 321 mg/litre olma-sı, yeraltısuyu düzeyi altında, kireçtaşlarının, çoğunlukla deniz suyunun eritme etkisi altında kaldıklarını göstermektedir.

9 metrenin üzerinde ise kimyasal çözündürmeye neden, Bakırköy formasyo-nu içine kuzey-batıdan sızan meteorik sulardır.

Görüntü 8 de verilen jeofizik harita, otel oturma alanı içinde en yaygın gözenekliğin güney ve orta kesimde olduğunu göstermiştir. Bu kesimde gözeneklerin izdüşümü 1350 m² dir.

Alanda boşlukların geliştiği kesim alanın kuzey köşesidir. Çoğunlukla boşluklar birbirleriyle bağlantılı olup, doğudakiler yer yer denize dek uzanmaktadır. Boşluk yaygınlık ve hacimleri olarak otel alanındakiler sa-hilyolu kenarındakilere göre küçüktür.

Sondaj Kuyuları	Na mg/l	HC0 ₃ mg/l	Ca mg/l	Mg mg/l	Cl mg/l	PH mg/l	Sertlik Derecesi
H14	20.8	207.4	152.3	34.03	850.8	7.65	54.2
L15.5	5.5	317.2	12.02	33.2	99.26	7.4	15.8
N09.5	5.6	323.4	80.16	10.35	119.11	7.95	16.2
I10		829.6	320.6	-	-	10.5	> 65

Döküm 2 - Yeşilyurt Turizm Merkezi otel alanında açılan sondaj kuyularından alınan su örneklerinin hidrolojik analizi. Analizler İ.Ü. Çapa Tıp Fakültesi Hidroklimatoloji Enstitüsünde yapılmıştır.

Gözenekliliğin artış gösterdiği kireçtaşı düzeyi haritası yapılan elektrik dalgileriyle belirlenmiştir. Otel alanı içinde yoğun boşlukların yereldikleri derinlik, doğudan batıya doğru (karadan denize doğru) artış gösterir. Otelin kuzey köşesinde boşluklar sığ (6.8 ile 10 m.) 5-10 cm'lik bantlar biçiminde, batısında derin, 15 ile 35 m, ve boşluk boyutları 0.5 ile 1 yer yer 1.5 metredir.

5.2. Boşluk yoğunluğu Kat Haritaları

Otel binasının oturacağı üçgen içinde, köşelerinde ve yakınında yapılan karotlu delgilerde; TCR (Total Core Recovery) toplam karot yüzdesi) ne bakarak d= 5, 9, 15, 20 ve 30 metre derinlikleri için eş boşluk yüzdesi değerleri belirlenmiştir (Görüntü 7). Bu değer kullanılarak toplam karot yitirme yüzdesi % TCL (Total Core Loss) izleyen bağıntıyla belirlenebilir.

$$\% \text{ TCL} = 1 - \% \text{ TCR}$$

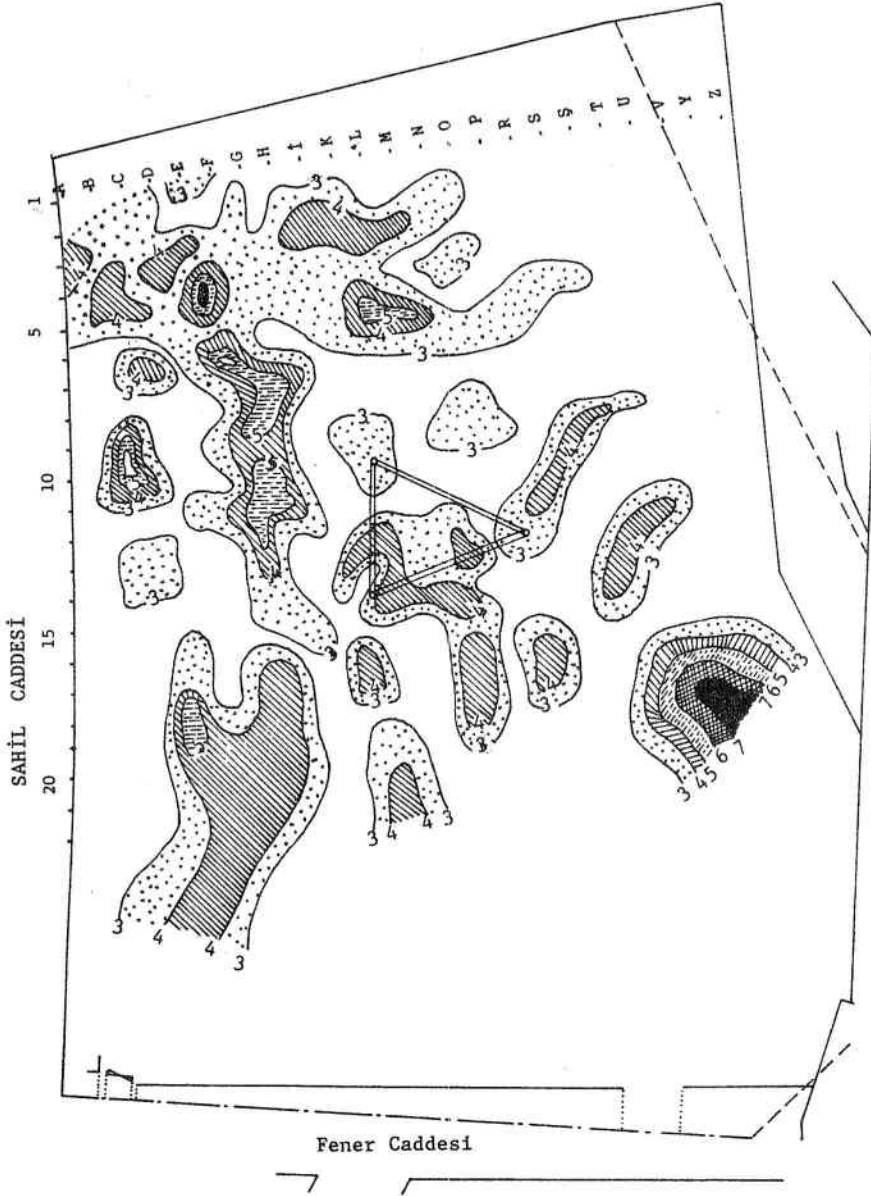
%TCR değeri 0 ile 40 arasında değişmektedir. Bu olgu karot alınamama yüzdesinin %60 ile %100 arasında değiştiğini gösterir. Ancak, bu değer tümüyle boşluklara denk gelmemektedir. Özellikle, kil bantlarının ince olduğu, kil+kireçtaşı aralanmalarında kilin sondaj çevrim suyu ile çözülmesi karot yitirmeye neden olmaktadır. O nedenle, burada sunulan değerlere gerçek değil görünür (apparent) %TCR yada %TCL değeri olarak bakılmalıdır. Sondaj yapılırken gerçek boşluklar, su kacakları ile belirlenmektedir.

İlk 15 metrede karotların gözleminden, gerçek boşlukların 5 ile 15 cm genişlikte olduğu gözlenmiştir. Bu durum, 3 metrelik manevra boyunda toplam boşluk yüzdesi değerinin (% Total Porosity - %TP) %1.5 ile %5 arasında değiştiğini gösterir.

Bu durumda %TCL'nin salt %TP'si boşluk olarak yorumlanmalıdır.

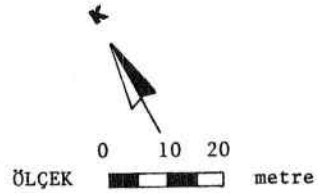
$$\text{Gerçek Boşluk Yüzdesi} = \% \text{ TP} \times \% \text{ TCL}$$

Bu durumda %15 %TCR, en çok %4 lük boşluğa %40 lık %TCR, en çok %3 lük boşluğa denk gelmektedir.



-3- Elektrik Özdirenc (ohm-m)

Görüntü 8- Duran kaynak elektrik özdirenc haritası. Artan koyuluk, artan özdirence denk gelir. Yüksek öz-dirençli kesimler karstik olayların geliştiği kireç-taşınca kalın olduğu kesimlere denk gelmektedir.



30 m derine dek karot yüzdesinin endüyük olduğu sondaj otel merkezindeki sondajdır. Bu değer 5 m'de %18, 9 m'de %0, 15 m'de %30, 20 m'de %8, 30m, %23 tür. 0 nedenle ençok enjeksiyonun otel merkezinde yapılması gereği anlaşılır. Delgilerden enyüksek %TCR edinen kesimin otelin batı kenarı olduğu (%20-%35) ve bu nedenle enaz enjeksiyonun batı kesimde yapılacağı, oranın doğuya gittikçe artması gerektiği anlaşılır.

Bu amaçla, yapılan delgilerden alınan karot örneklerinden aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

I-10 no'lu Delgide : 7.5-10 ve 18-22 metreler arasında boşluk tespit edilmiştir. Bu seviyelerin %TCR değerleri %15'in altındadır. Aynı şekilde 20 metrenin altında da boşluklar olmakla birlikte %TCR değerleri %50 dolayındadır.

B-5 no'lu Delgide: 5-10 metreler arasında boşluk belirlenmiş, 15 metreden başlamak üzere 47.50 metreye kadar boşluk oranı artarak sürmektedir.

K-12 no'lu Delgide : 7.5-10, 15-23, 42-45 metrelerde boşluk belirlenmiştir. %TCR değerleri %10 nun altındadır.

H-14 no'lu Delgide : 30-35 metreler arası belirlenmiş karot alınamamıştır. 35-40 metreler arasında ise %TCR %10 nun altındadır. 45 metrenin altında boşluk oranı %20 nin altındadır.

5.3. Enjeksiyon Hacmi

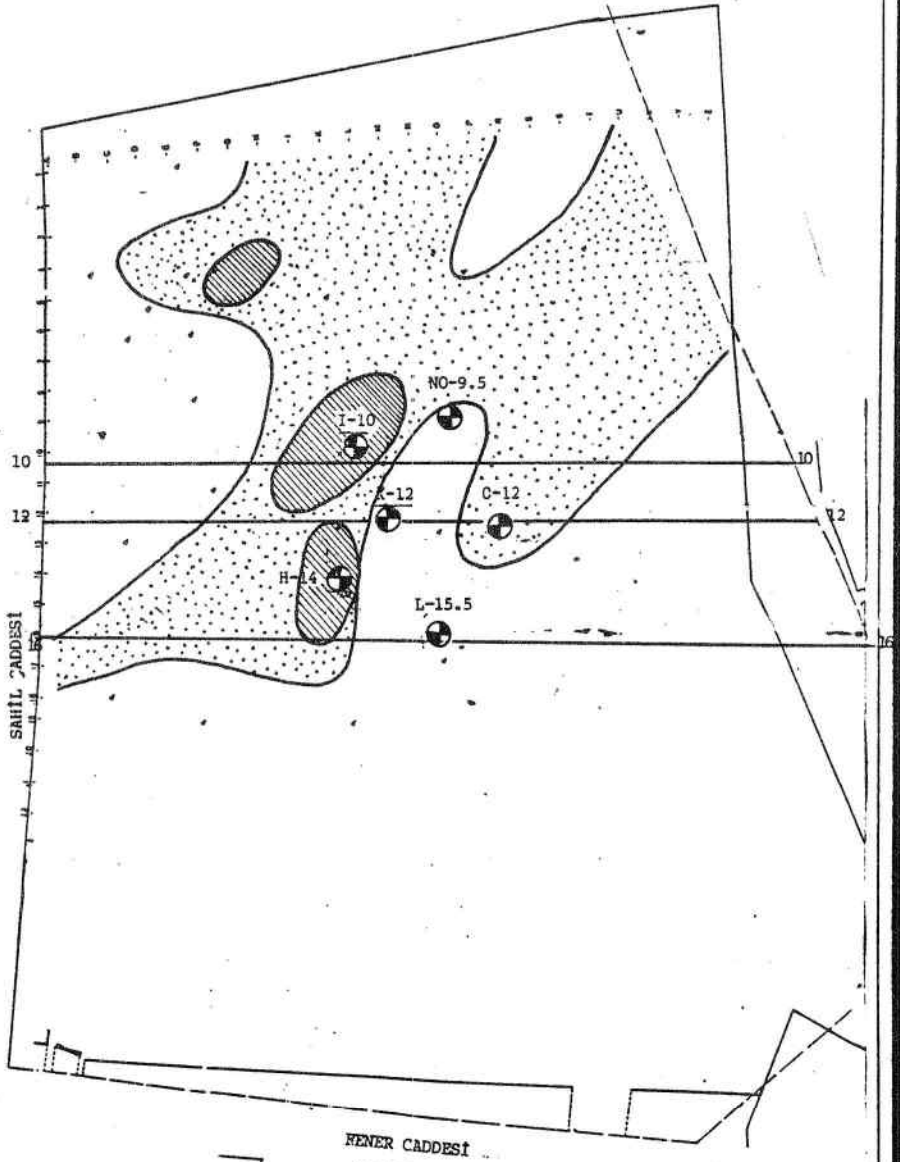
Alanda yapılan jeofizik jeomekanik ve jeolojik gözlemler sonucunda, karstik olayların geliştiği üç kireçtaşı düzeyi belirtilmiştir. Bu kireçtaşlarının ortalama özellikleri şöyledir.

Düzyey	Derinlik Aralığı (m)	Ortalama Kireçtaşı Katmanı (m)	%TCR	Boşluk Yüzdesi min/max	Kaya Hacmi (m ³)	Otel Alanında Beklenen Boşluk Hacmi (m ³)
1 ci	0.5-12	5	%22	%1.5-5	4350	65.25-217.5
2 ci	12-25	15	%20	%2-%7	13050	261-913.5
3 cü	25-55	20	%10	%4-%10	17400	695-1740

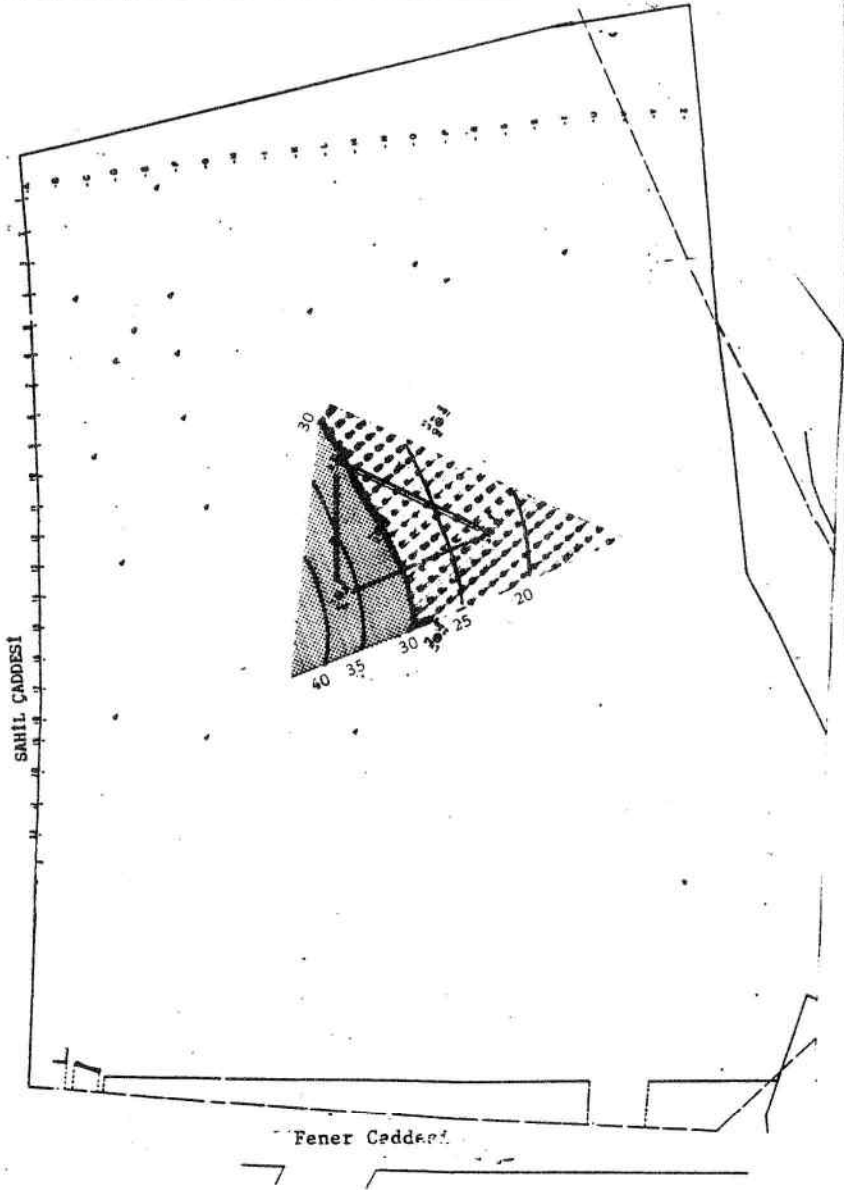
Bu durumda 870 m² lik otel alanında 0.5-12 metreler arası beklenen boşluk hacmi 65 ile 217 m³, 12 ile 25 m'ler arası 261 ile 964 m³, 25 ile 55 metreler arası; 696 ile 1740 m³ tür.

Yükün etkin derinliğinin yaklaşık 30 metre olduğu düşünülürse, bu durumda beklenen en az boşluk hacmi 326 m³, ençok 1131 m³ tür. Bu durum, beklenmeyen durumların gerçekleşmesi durumunda değişebilir.

Kireçtaşı kesen her sondajın metreler göre %TCR değerleri aşağıda verilmiştir.



Görüntü 9 - d= 9m derinlikte çalışma alanında sondajlardan gözenekli ve boşluklu kesimler.



Görüntü 10- d= 15 metre derinlikte sondajlardan çıkarılmış boşluk yoğunluğu kat haritası. Değerler %TCR (Total Core Recovery) kazanılan toplam karot yüzdesi değerleridir.

I10	% TCR	012	TCR
6.00-7.50 metre	%26	1.50-3.00 metre	%30
7.50-10.00 metre	%20	3.00-4.50 metre	%20
10.00-13.00 metre	%23	4.50-6.00 metre	%10
16.00-18.00 metre	%25	6.00-7.50 metre	%15
18.00-22.00 metre	%18	7.50-10.50 metre	%19
22.00-23.50 metre	%34	10.50-12.00 metre	%46
23.50-26.00 metre	%36	12.00-15.00 metre	%24
		18.00-23.00 metre	%16
		23.00-30.00 metre	%10

K12	%TCR	H14	%TCR
1.50-3.00 metre	%15	11.50-15.00 metre	%77
3.00-4.50 metre	%22	13.00-14.50 metre	%77
4.50-6.00 metre	%18	14.50-18.00 metre	%38
6.00-7.50 metre	%15	18.00-21.00 metre	%38
7.50-10.00 metre	% 0	21.00-22.50 metre	%24
10.00-13.50 metre	%22	25.00-28.00 metre	%0
13.50-15.00 metre	%30	28.00-31.00 metre	%22
15.00-19.00 metre	%22	31.00-35.00 metre	%0
19.00-23.00 metre	%8	35.00-39.00 metre	%8
23.00-26.50 metre	%0	39.00-42.00 metre	%12
38.00-40.50 metre	%23	42.00-45.00 metre	%47
40.50-42.00 metre	%23	45.00-50.00 metre	%20
42.00-45.00 metre	%0		
45.00-48.00 metre	%15		
48.00-53.00 metre	%11		

5.4. Kazının Yer Esnemesine Etkisi

870 m² lik otel oturma alanında, 12.5 metreye dek kazı yapılması düşünülmektedir. Bu durum salt otel alanı için,

$$\Delta V = 10873 \text{ m}^3$$

lük hacimde bir toprağın uzaklaştırılmasına denk gelmektedir. Kil, marn, kireçtaşı ardalılarından oluşan birimlerin yoğunluğu 1.98 ile 2.6 ton/m³ arasında değişmektedir. Bu toprağın atılmasıyla yerdeki doğal yük, hafiflemesi izleyen biçimde hesap edilir.

Boşluk ve enjeksiyon hacmi hesabında 12.5 m derinliğine dek enaz boşluk hacminin 65 ile 217 m³ olabileceği ve ortalama kireçtaşı kalınlığının 5m olduğu belirlenmiştir. Bu durumda kireçtaşı hacmi

$$V_{kt\zeta 1} = 4350 \text{ m}^3$$

Bu hacmin 65 ile 217 m³ ü boş olduğuna göre net kireçtaşı hacmi
 $4133 < V_{kt\zeta 1} < 4285 \text{ m}^3$

ve kütlesi

$$10746 < F_{kt\zeta} < 11141 \text{ ton}$$

bulunur.

12.5 metrede geri kalan kısmın, killi birimlerdir. Buradan killi birimlerin hacmi ve kütlesi

$$V_{kil} = 6525 \text{ m}^3$$

$$F_{kil} = 12920 \text{ ton}$$

ve buradan 12.5 metrelik otel hafriyatının beklenen hacmi ve kütlesi

$$10658 < V < 10810 \text{ m}^3$$

$$23666 < F < 24061 \text{ ton}$$

ya da ortalama kütle 24.000 ton'dur.

Birim metre kareye etkileyecek hafifleme yükü

$\Delta F/A = 27.5 \text{ ton/m}^2$ ya da (2.75 kg/cm^2) lik bir basınç azalmasına denk gelir.

Otel alanında 12.5 metreye kadar yapılacak hafriyatta, kalkacak yaklaşık düşey yük miktarı 24000 ton'dur. Bu olgu, alanda 2.75 kg/cm^2 lik yük azalmasına denk gelir.

Yapılacak hareketli ve hareketsiz yükler toplamının 1 ton/m^2 olduğu varsayılırsa, 29 kat için beklenen toplam bina ağırlığı 25.230 ton olacaktır. Bu değer, kazılan toprakla oturtulan bina ağırlığının yaklaşık eşit olduğunu, bu nedenle yerin doğal dengesini önemli ölçüde koruyacağını gösterir. Ancak, beklenmeyen aşırı yükleri gözönünde bulundurarak zemin boşluklarının doldurulması düşünülmelidir.

5.4.1. Boyuna Esneme

Otel alanında ortalama E young modülü $3.3 \cdot 10^3 \text{ kg/cm}^2$ olduğuna göre, yük kalkması ile kazı alanında beklenen boyuna yamulma oranı,

$$\frac{\Delta L}{L} = 0.83 \cdot 10^{-3}$$

bulunur. Kazı derinliği 12.5 m olursa, kazı tabanında beklenen şişmenin

$$\Delta L = 1.04 \text{ cm}$$

olması beklenir. Ki bu değer önemsenmeyecek ölçüde küçüktür.

110	% TCR	012	TCR
6.00-7.50 metre	%26	1.50-3.00 metre	%30
7.50-10.00 metre	%20	3.00-4.50 metre	%20
10.00-13.00 metre	%23	4.50-6.00 metre	%10
16.00-18.00 metre	%25	6.00-7.50 metre	%15
18.00-22.00 metre	%18	7.50-10.50 metre	%19
22.00-23.50 metre	%34	10.50-12.00 metre	%46
23.50-26.00 metre	%36	12.00-15.00 metre	%24
		18.00-23.00 metre	%16
		23.00-30.00 metre	%10

K12	%TCR	H14	%TCR
1.50-3.00 metre	%15	11.50-15.00 metre	%77
3.00-4.50 metre	%22	13.00-14.50 metre	%77
4.50-6.00 metre	%18	14.50-18.00 metre	%38
6.00-7.50 metre	%15	18.00-21.00 metre	%38
7.50-10.00 metre	% 0	21.00-22.50 metre	%24
10.00-13.50 metre	%22	25.00-28.00 metre	%0
13.50-15.00 metre	%30	28.00-31.00 metre	%22
15.00-19.00 metre	%22	31.00-35.00 metre	%0
19.00-23.00 metre	%8	35.00-39.00 metre	%8
23.00-26.50 metre	%0	39.00-42.00 metre	%12
38.00-40.50 metre	%23	42.00-45.00 metre	%47
40.50-42.00 metre	%23	45.00-50.00 metre	%20
42.00-45.00 metre	%0		
45.00-48.00 metre	%15		
48.00-53.00 metre	%11		

5.4. Kazının Yer Esnemesine Etkisi

870 m² lik otel oturma alanında, 12.5 metreye dek kazı yapılması düşünülmektedir. Bu durum salt otel alanı için,

$$\Delta V = 10873 \text{ m}^3$$

lük hacimde bir toprağın uzaklaştırılmasına denk gelmektedir. Kil, marn, kireçtaşı ardalanmasından oluşan birimlerin yoğunluğu 1.98 ile 2.6 ton/m³ arasında değişmektedir. Bu toprağın atılmasıyla yerdeki doğal yük, hafiflemesi izleyen biçimde hesap edilir.

Boşluk ve enjeksiyon hacmi hesabında 12.5 m derinliğine dek enaz boşluk hacminin 65 ile 217 m³ olabileceği ve ortalama kireçtaşı kalınlığının 5m olduğu belirlenmiştir. Bu durumda kireçtaşı hacmi

$$V_{ktç1} = 4350 \text{ m}^3$$

Bu hacmin 65 ile 217 m³ ü boş olduğuna göre net kireçtaşı hacmi
 $4133 < V_{ktç1} < 4285 \text{ m}^3$

ve kütlesi

$$10746 < F_{ktç} < 11141 \text{ ton}$$

bulunur.

12.5 metrede geri kalan kısmın, killi birimlerdir. Buradan killi birimlerin hacmi ve kütlesi

$$V_{kil} = 6525 \text{ m}^3$$

$$F_{kil} = 12920 \text{ ton}$$

ve buradan 12.5 metrelik otel hafriyatının beklenen hacmi ve kütlesi

$$10658 < V < 10810 \text{ m}^3$$

$$23666 < F < 24061 \text{ ton}$$

ya da ortalama kütle 24.000 ton'dur.

Birim metre kareye etkileyecek hafifleme yükü

$\Delta F/A = 27.5 \text{ ton/m}^2$ ya da 2.75 kg/cm^2 lik bir basınç azalmasına denk gelir.

Otel alanında 12.5 metreye kadar yapılacak hafriyatta, kalkacak yaklaşık düşey yük miktarı 24000 ton'dur. Bu olgu, alanda 2.75 kg/cm^2 lik yük azalmasına denk gelir.

Yapılacak hareketli ve hareketsiz yükler toplamının 1 ton/m^2 olduğu varsayılırsa, 29 kat için beklenen toplam bina ağırlığı 25.230 ton olacaktır. Bu değer, kazılan toprakla oturtulan bina ağırlığının yaklaşık eşit olduğunu, bu nedenle yerin doğal dengesini önemli ölçüde koruyacağını gösterir. Ancak, beklenmeyen aşırı yükleri gözönünde bulundurarak zemin boşluklarının doldurulması düşünülmelidir.

5.4.1. Boyuna Esneme

Otel alanında ortalama E young modülü $3.3.10^3 \text{ kg/cm}^2$ olduğuna göre, yük kalkması ile kazı alanında beklenen boyuna yamulma oranı,

$$\frac{\Delta L}{L} = 0.83.10^{-3}$$

bulunur. Kazı derinliği 12.5 m olursa, kazı tabanında beklenen şişmenin

$$\Delta L = 1.04 \text{ cm}$$

olması beklenir. Ki bu değer önemsenmeyecek ölçüde küçüktür.

5.4.2.Enine Esneme

Otel alanında Poisson oranı 0.15 olduğuna göre enine esneme oranının, σ ve $\Delta L/L$ oranını

$$\frac{\Delta W}{W} = 1.248 \cdot 10^{-4}$$

olması beklenir. 45 metrelik üçgen kenar uzunluğu için enine şişme değerinin

$$\Delta W = 0.56 \text{ cm}$$

olması beklenir.

5.4.3.Hacimsel Esneme

k-bulk modülünün derine indikçe büyümesi, derinde kazılacak temellerin sığdakilere göre daha az oturma sorunu ile karşılaşacağını işaret eder.

5.5. Yükleme Deneyi Basınç Dayanımı

Yeşilyurt otelinde sondajlarla kesilen kireçtaşının basınç dayanımını bulmak için, yükleme deneyi yapılmıştır. Bunun sonucunda kireçtaşının basınç dayanımının (mukavemeti) 12.5 MPa ya da 127 kg/cm² olduğu belirlenmiştir.

5.6. Zemin Dayanımı

5.6.1.Zemin Güvenlik Gerilmesi, σ_{em} ; İnce daneli zeminlerde (killi - siltli)

yapılan SPT (Standart Penetrasyon Testi) ölçümleri sonucunda elde edilen N_{30} tüpün zemine 30 cm girmesi için gerekli darbe sayısı-değerlerinin büyük olma nedeni yeraltı litolojik yapısının kil-kireçtaşı ardalanması şeklinde oluşudur. Bu nedenle, her birbuçuk metrede bir yapılan deney sonucunda N_{30} 50 bulunmuştur.

Bu durumda N_{30} nın görünür değeri 4 kg/cm² olmasına karşın, killeri yansıtan gerçek değeri 1.5 kg/cm² dolayındadır.

6. SONUÇLAR

Sondajlarla kesilen kilin ortalama qa zemin güvenlik gerilmesi 1.5 kg/cm², kireçtaşının 4 kg/cm² de büyüktür. Ayrıca , kireçtaşının basınç dayanımının 127 kg/cm² olduğu belirlenmiştir.

Yeşilyurt Otelinin kurulacağı alanın kuzey ve kuzey doğusu alanın güney-güneybatısına göre daha dayanıklıdır. Otel alanı göreceli olarak dayanıklı kesim içinde olup, sağlam zemin derinliği 5 ile 7 metre arasında değişmektedir. Bu derinlikte yeralan birim Bakırköy tutturulmuş kum ve çakılları olup, kalınlığı 10 ile 15 metre arasında değişir. Ancak, formasyonun merceksi ve değişen kalınlıklar göstermesi, temellerde yer yer farklı oturmalara beklenebileceği olasılığını çıkarır.

Otel alanı altında elektrik özdirenç değeri 10 ile 25 Ohm-m, E-Young modülü 2 ile 4 10^3 kg/cm² dir. σ -Poisson oranının 9 m'de 0.1 ile 0.2 arasında olması ortamın katı niteliğinin fazla olduğunu gösterir. Bulk modülü sığda 0.5 10^2 , 9m altında 20 10^2 kg/cm² olması derin kazılarda yapılacak yüklemelerde, yüzeye göre, zeminde hacimsel değişimin daha az ve oturmaların daha küçük beklenebileceğini gösterir. μ -kesme modülünün 1-4 10^2 kg/cm² gibi küçük olması, ortamın yanıl basınçlara karşı güçsüz olduğunu, o nedenle deprem parametrelerine önem verilmesi gerektiğini vurgular. Ancak, otel oturma alanı, yakın çevreye göre daha dayanıklıdır.

Alanda alınan karotlarda ortalama toplam karot yüzdesi %20, enaz ve ençok değerleri, sırasıyla; %0 ve %40 dır.

0-12 metreler arası 5 m kalınlıktaki kireçtaşlarında hesaplanan boşluk yüzdesi %1.5 ile %5, boşluk hacmi 65 ile 218 m³ dür. L5 m kalınlıkta ikinci kireçtaşı düzeyi için boşluk yüzdesi %2 ile %7, beklenen boşluk hacmi 261 ile 914 m³'tür. 25 ile 55 metreler arasındaki 20m kalınlıkta kireçtaşında, aşırı durumlar dışında beklenen boşluk hacmi %4 ile %10, beklenen boşluk hacmi 700 de 1740 m³'tür.

Otel alanında 12.5 metreye kadar yapılacak hafriyatta, kalkacak yaklaşık düzey yük miktarı 24000 ton'dur. Bu olgu, alanda 2.75 kg/cm² lik yük azalmasına denk gelir.

Yapıda hareketli ve hareketsiz yükler toplamının 1 ton/m² olduğu varsayılırsa, 29 kat için beklenen toplam bina ağırlığı 25.230 ton olacaktır. Bu değer, kazılan toprakla oturtulan bina ağırlığının yaklaşık eşit olduğunu, bu nedenle yerin doğal dengesini önemli ölçüde koruyacağını gösterir. Ancak, beklenmeyen aşırı yükleri gözönünde bulundurarak zemin boşluklarının doldurulması düşünülmelidir.

Alanda yeraltısuyu düzeyi 8.20-9.30 arasında değişmektedir. Yapılan çözümler, suyun Ph'nının 7'den, sertliğinin 16'dan büyük olduğunu göstermiştir. Asidik ve sert olarak sınıflandırılan bu su, Bakırköy formasyonu içinden gelen yüzeysuları (meteorik sular) ile formasyon boşluklarından gelen deniz suyunun bir karışımıdır. O nedenle, Na, Mg, Cl oranları da yüksektir. O nedenle içimlik değildir.

Yapılan su analizleri bu suyun tatlı meteorik sularla, denizsuyunun karışımı olduğunu göstermektedir. Düşünülen temel derinliği 12.50 m olduğuna göre, temelde 3 metrelik kesimin su içinde kalması beklenir. Toplanan suyu drene edemedikçe ilk bodrum taban kodunun ençok +1 ya da yüzeyden 8.5 m derinde olması önerilir.

Yüzey suları 8.20-9.30 arasında olmasına karşın içimlik değildir. İçimlik suların 150 m'nin altında Eosen kireçtaşlarından alınması beklenmektedir. O nedenle, derin elektro çekimleri yaparak, tatlı su derinlikleri ve verimli olan yerler, sondaj öncesi belirlenmelidir.

7. ÖNERİLER

Varsayımlara göre kazı ile kaldırılması tasarlanan toprak ağırlığı, otel yapımı ile bindirilecek yüke yaklaşık eşittir. O nedenle, varolan doğal denge yaklaşıktır. Buna rağmen, ek yükler düşünülerek temel kodu altındaki boşluklar, yük dağılım eğrisini gözönünde bulundurarak enjeksiyonla doldurulmalıdır. Enjeksiyon sondajları sırasında, basınçlı su deneyi ve kuyu içi jeofiziği yapılmalıdır.

ZAYIF KAYALARDA FOREKAZIKLI İKSA UYGULAMALARI
BORED PILE APPLICATIONS AS SUPPORTING SYSTEM IN WEAK ROCKS

Ali CANDOĞAN (*)

Oğuz ÇETMELİ (**)

Ö Z E T

Kentlerde, son yıllarda zayıf kaya zeminlerde yapılan derin kazılarda forekazıklı iksa sistemleri başarı ile uygulanmaya başlanmıştır. Diğer yöntemlere göre daha çabuk, ekonomik ve emniyetli olduğundan gelecekte daha çok kullanılır hale geleceğine inanılmaktadır.

Bu çalışmada forekazık iksa sistemi kısaca tanıtılarak KASKTAŞ tarafından Ankara ve İstanbul'da gerçekleştirilen bazı projeler anlatılmaktadır.

A B S T R A C T

In urban areas, the use of bored piles as support systems for excavations in weak rocks have been initiated in recent years. It is believed that they will be more widely used in future since they are more quick, economic and safe compared to alternative solutions.

In this paper, after the system is briefly introduced, some projects, realized by KASKTAŞ in Ankara and Istanbul, have been described.

(*) Dr.Müh. : Gn.Md.Müşaviri, Kasktaş A.Ş.-Enka Binaları/İSTANBUL

(**) İnş.Müh. : Proje Md. , Kasktaş A.Ş.-Enka Binaları/İSTANBUL

I. GİRİŞ:

Büyük kentlerdeki yoğun yapılaşmanın bir gereği olarak, azalan yapı alanlarına karşın artan mekan gereksinmesine cevap vermek zorunluluğu, yapılarda dikine yükselme ve derinlik kazanma özelliğini çarpıcı bir şekilde ortaya çıkarmıştır. Bunun doğal sonucu olarak da derin kazılarda Zemin ve Kaya Mekaniği çok sık gündeme gelmektedir.

Bu tür yapıların iksa sistemleri, proje öncesi zemin araştırmalarının yapılması ile başlayan projelerin hazırlanması, uygulamanın gerçekleştirilmesi ve yapım sonrası bakım ve gözlemleri de içeren, ayrıntılı ve titiz bir çalışmayı gerekli kılmaktadır.

Uygulanagelmekte olan projelerin ve yapım tekniklerinin henüz Türkiye'de standartlaşmamış olması nedeni ile çözümler genellikle uygulamacı kuruluşların deneyimine ve özel tekniklere dayanmaktadır. Bu çalışmamızda bir zemin mühendislik yapıları ihtisas firması olan KASKTAŞ tarafından Türkiye'de gerçekleştirilen bazı fore kazıklı iksa projelerinde uygulanmış ve uygulanmakta olan yöntemler ve karşılaşılan güçlükler anlatılmaktadır.

II. ZEMİN ETÜDÜ:

Bu tür uygulamalar için hazırlanması gereken projelerin ve yapım yöntemlerinin sağlıklı tespiti amacıyla öncelikle arazinin zemin yapısının yeterli miktarda etüd edilmiş olması gerekmektedir. Genel olarak yapılan zemin sondaajlarında yeraltı su seviyesinin tespiti, zemin sınıflaması, katmanların derinliği ve yapısı, taşıma kapasiteleri, penetrasyon değerleri, karot yüzdeleri ve RQD değerleri; irdelenecek çözümlerin uygulanabilirliği ve doğru projelendirilmesi açısından büyük önem taşımaktadır.

Zemin raporlarının incelenmesi sonunda yapılan kabuller, deneysel tespitler veya hesaplar sonucu olarak elde edilen zemin parametreleri proje kriterlerini ortaya çıkarır. Sonuçta, uygun bir çözüm olarak fore kazıklı bir iksa sistemi seçilirken kazıkların çapı, derinliği

ve sıklığına karar verilerek iksa duvar modeli belirlenir.

III. UYGULAMA YÖNTEMLERİ:

Fore kazıklarda foraj çoğukez vinçlere monte özel mekanik ROTARY makineleri ile yapılmaktadır. Bu makineler ile 50 m derinliklere kadar 30 cm - 220 cm çapında fore kazık yapılabilir. Bunun dışında osilatör ve kaşıkla hafriyat yöntemi de kullanılmaktadır. Esas itibarıyla, iksa sisteminin düşey elemanı olan fore kazıkların yapım yöntemi düşey yük taşıyıcı temel fore kazıkların yapım yöntemi ile aynıdır.

Nebati toprak, dolgu veya ayrışma sonucu zeminleşmiş olan üst tabakalarda yıkıntı olmaması için 3-4 m'lik kılıf borusu kullanılabilir. Gevşek ve ayrışmış grovak katmanları oger (burgu) yardımı ile hafredilmektedir. Genellikle, projede belirtilen derinliklere inildikçe sağlamlaşan katmanlar forajı güçleştirebilmektedir. Böylece sert tabakaların ise yukarıdan serbest düşme ile bırakılan tırpan yardımı ile parçalanması sağlanmakta ve/veya kayada hafriyat yapmak için özel hazırlanmış kaya ogerleri kullanılmaktadır.

Derinlerde zemin cinsine bağlı olarak su ile yumuşatma yönteminin uygulanması da gerekebilir. Düşeyliğin ve yatay toleransın minimumda tutulması, iksa perdelerinde çok önemlidir.

IV. GERÇEKLEŞTİRİLEN PROJELER:

1986-1990 yılları arasında Ankara ve İstanbul şehirlerinde çeşitli projeler fore kazıklı iksa yöntemi ile çözümlenmiştir.

PROJE ADI	İKSA YÜZEYİ	FORE KAZIK Çapı	FOREKAZIK MİKTARI	HAFRİYAT DERİNLİĞİ
SABANCI CENTER	9100 m ²	80 cm	4275 m	24.50 m
MARMARA PLAZA	3680 m ²	50 cm	3400 m	14.00 m
NOVA PLAZA	1050 m ²	220 cm	700 m	12.50 m
KARUM CENTER	4200 m ²	65 cm	4400 m	20.50 m
SHERATON HOTEL	1100 m ²	80 cm	1100 m	11.50 m
AKIN HOLDING	1150 m ²	65 cm	900 m	15.00 m
ENTES	1200 m ²	65 cm	900 m	10.00 m
T E V	1100 m ²	65 cm	700 m	10.00 m
TÜRKSAN	990 m ²	40 cm	740 m	12.00 m

Yukarıda verilen tabloda zayıf kaya zeminlerde fore kazıkla iksa uygulaması gerçekleştirilen projelerden bazılarının geometrik parametreleri gösterilmiştir. Aşağıda mevcut yapılar yakınında ve önemli trafik yükleri olan Şehir-içi yollar arasında gerçekleştirilen çeşitli derin kazı uygulaması arasından ilginç görülen üçü daha yakından tanıtılacaktır.

İstanbul 4. Levent'de halen üst yapısı inşa halinde bulunan Sabancı Center projesinde zemin tetkikleri ve statik hesaplardan sonra projenin öngördüğü kazı derinliğine gerekli sürede ve dik bir perde ile inebilmek amacıyla fore kazıklı bir iksa perdesi sistemi seçilmiştir. Zemin yapısı dikkatle incelenerek Ø80 cm çaplı fore kazıkların (2.20 m aralıklarla) kullanılmasına karar verilmiştir. İnşaat alanı çevresinde derinlikleri 21 m ile 26 m arasında değişen 200 adet fore kazık yapılmıştır. Fore kazıkların toplam uzunluğu 4275 metredir. (Şekil 1)

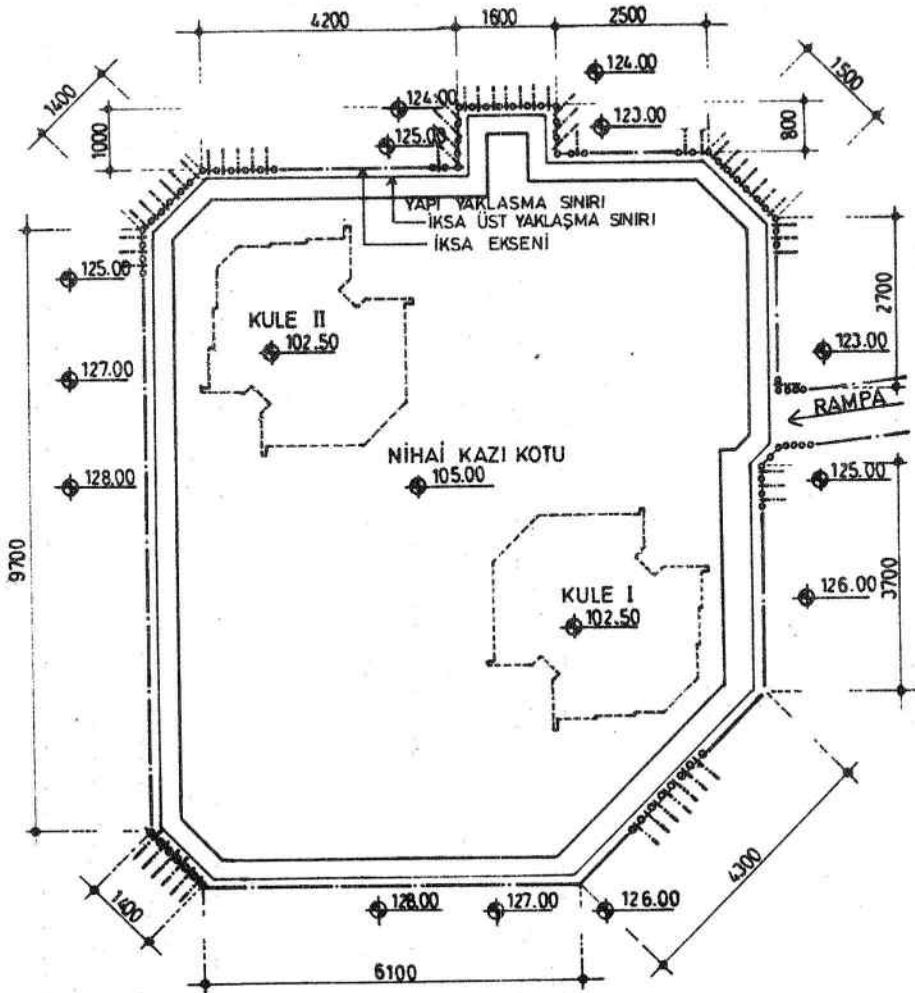
Rotari sistem ve tırpan yardımı ile imal edilen fore kazıkların yapımı 10 haftada, kademe kademe yapılan ankrajlarla 240.000 m³ civarındaki hafriyatın tamamlanıp iksalanmış kazı çukurunun yapıma hazır hale getirilmesi ise bunu izleyen 6 ay gibi kısa bir sürede gerçekleştirilmiştir.

Sözü edilen bu projede çalışma kotundan itibaren max.27 m derinlikte olan fore kazıklar üstten 3-4 metrelik killi dolgu tabakasından sonra tamamen "GROVAK" da yapılmıştır. (Bknz. Şekil 2,3)

Üst kotlarda görülen kil tabakası ile çok ayrılmış grovakın hafriyat sırasında dökülmesine engel olmak amacıyla fore kazıklar arasına 9-10 m derinliklere kadar uzanan 15 cm çaplı konstrüktif donatılı mini kazıklar yapılmıştır. (Şekil 4)

Ekte sunulan sondaj log'larında da görülebileceği gibi üst kademelerde oldukça ayrılmış kil ve silt taşına rastlanmıştır. Ancak derilere inildikçe ayrılmışlık tamamen azaldığından foraj güçleşmiştir. Kaya ogeri ve tırpan kullanılarak bu sert tabakalar parçalanarak istenen derinliklere inilmiştir. Fore kazıkların yapımından sonra hafriyat

SABANCI CENTER



ŞEKİL 1 - VAZİYET PLANI , ÖLÇEK : 1/1000

ŞEKİL 2

 KASKİTAS KAYAR KALIP ALTYAPİ SONDAJ KAZIK VE TECRİY ANONİM ŞİRKETİ		SONDAJ NO : S-5						
		SAYFA : 1						
SONDAJ MAKİNASI VE YÖNTEMİ GMS-300, ROTARY		İŞ : AKBANK PLAZA ZEMİN ETÜDÜ (Sabancı Center)						
		KOT (m) :	KOORDİNATLAR :	BAŞLAMA TARİHİ :				
		129.10		14.04.1988				
		EĞİM :		BİTİŞ TARİHİ :				
				17.04.1988				
DERİNLİK (KALINLIK) (m)	TANIM	PROFİL	KOT (m)	MUHAFAZA BORUSU	VERALTI SUYU	NUMUNE VE DENEYLER (DERİNLİK : m)	KAROT YUZDESİ	R.O.D.
4.25	Sıksı, sarımsı kahve renkli, az killi, ince-orta KUM (Kalıntı toprak)		124.85			1.50-1.95 3.00-3.25 4.50-4.85 6.00-6.40 7.80-8.15 11.00-11.10 12.60-13.00 13.00-13.90 13.90-15.00 15.00-15.50 15.50-15.90 15.90-17.10 17.10-18.00	S.P.T. DARBE/15cm 9 14 20 12 19 26 32 40 50 10 30 42 50 10 34 46 50 5 50/ 10 - - 100 95 100 100 100 94 100	0 22 19 24 50 29 20
12.50	Gri-si kahve renkli, orta daneli, tamamen ayrıışmış KUMTAŞI, çok zayıf. Gri-kahve renkli, orta daneli, eklemli, eklem yüzeyleri pürüzlü ve demir oksit dolgulu, yer yer kırıklı- parçalı, orta derecede ayrıışmış KUMTAŞI, orta sağlam. 12.60-14.80m arasında kilitli bantları içerir.		116.60	6.00				
AÇIKLAMALAR :						Ölçek : 1/100 Loglayan : H.E. ALPAY Sondör : H.KOLUNISA		

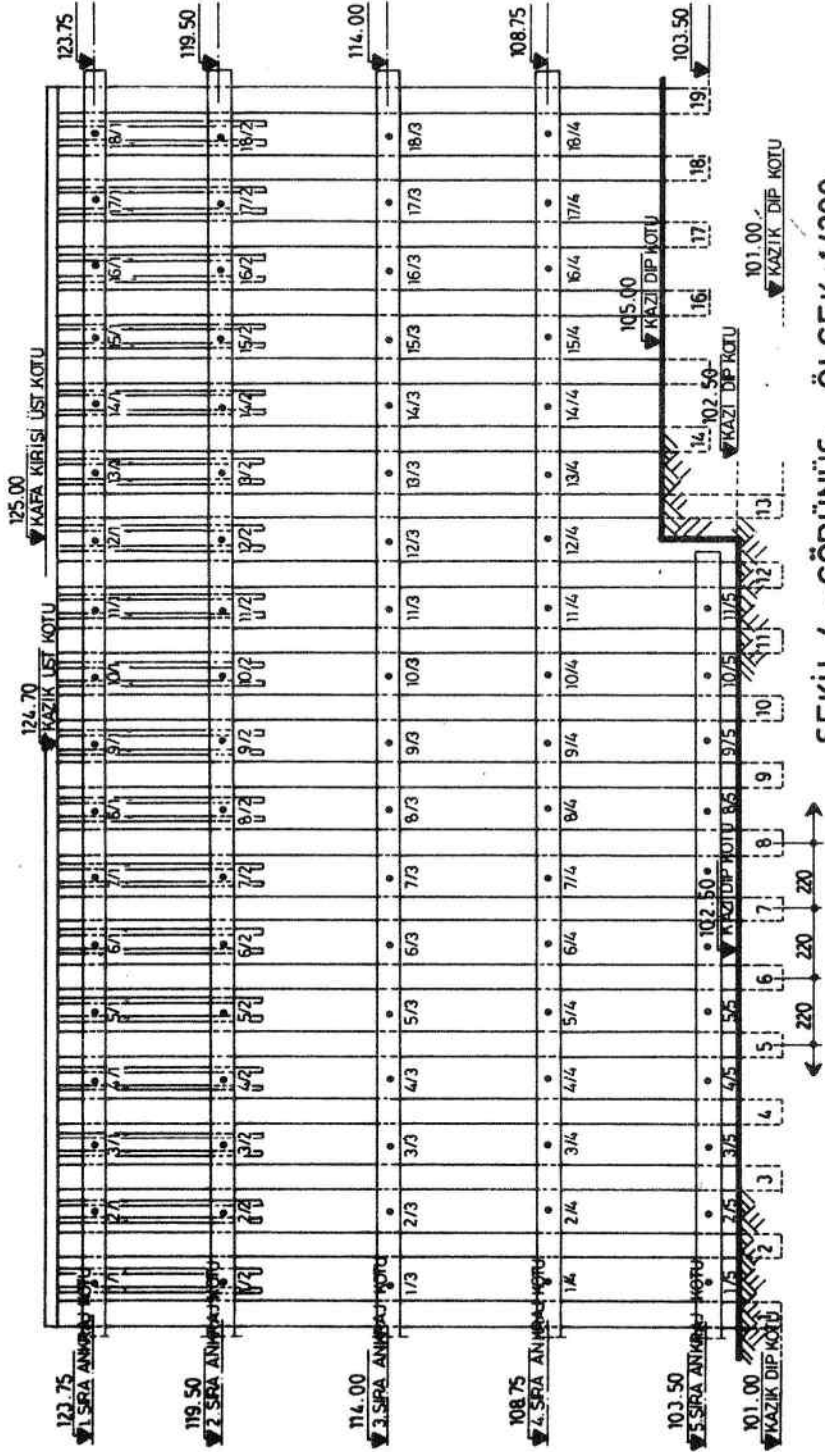
ŞEKİL 2 - SABANCI CENTER ZEMİN ETÜDÜ

ŞEKİL 3

 KASKİTAS HAZIR KALIP ALTYAPI SONDAJ KAZIK VE TECRİT ANALİZİ ŞİRKETİ		SONDAJ NO : 3-5 SAYFA : 2						
SONDAJ MAKİNASI VE YÖNTEMİ GMS- 300,ROTARY		İŞ : ARBANK PLAZA ZEMİN ETÜDÜ(Sabancı Center)						
KOT (m) : EĞİM :		KOORDİNATLAR :	BAŞLAMA TARİHİ : 14.04.1988 BİTİŞ TARİHİ : 17.04.1988					
DERİNLİK (KALINLIK) (m)	TANIM	PROFİL	KOT (m)	MUHAFAZA BORUSU	YERALTISUYU	NUMUNE VE DENEYLER (DERİNLİK : m)	KAROT YUZDESİ	R.O.D.
30.00	Gri-kahve renkli, orta daneli, sık eklemli, eklem yüzeyleri pürüzlü ve demir oksit dolgulı, yer yer çok kırıklı ve parçalı, orta derecede ayrılmış KUMTAŞI, orta sağlam 28.00-30.05 m arasında kıltaşı bantları içerir.		29.05			18.00-18.70 18.70-19.60 19.60-20.55 20.55-21.60 21.60-22.50 22.50-23.40 23.40-23.80 23.80-25.30 25.30-26.60 26.60-28.50 28.50-30.05	S.F.T. DARBE/15cm 100 100 100 100 100 100 100 100 54 32 52	0 31 29 0 0 0 0 20 0 0 6
SONDAJ BİTİMİ								
AÇIKLAMALAR :							ÖLÇEK : 1/100 LOGLAYAN : H.E. ALPAY SONDUR : H.KOLUKİSA	

ŞEKİL 3 - SABANCI CENTER ZEMİN ETÜDÜ

SABANCI CENTER



ŞEKİL 4 - GÖRÜNÜŞ , ÖLÇEK : 1/200

kademeler halinde gerçekleştirilmiştir. Her kademede fore kazıklar yüksek kapasiteli, öngermeli zemin ankrajları ile kayma yüzeyi gerisine bağlanmıştır. (Şekil 5)

İstanbul Şişli'deki Nova-Baran Plaza'da sadece düşey elemanlar kullanılmıştır. Kazık çapının 220 cm seçilmesi ile 12.50 m derinlik için konsol çalışması sağlanmış ve yatay elemanların (ankrajların) kullanılmasına gerek kalmamıştır.

Bu yöntemle gıda görevini gören osilatör ve kaşık+tırpan marifeti ile imal edilen fore kazıkların yapımından sonra hemen kazı işlerine başlanarak kısa bir sürede inşaatı hazır hale getirilmiştir.

Zayıf kayalarda fore kazıkla iksa sisteminin diğer yöntemlere göre daha hızlı imal edilmesine ilave örnekler olarak Ankara - Karum Center ve Ankara Sheraton Oteli iksalarını örnek gösterebiliriz. Birbirine komşu olan bu iki yapının zemininde değişken bir yapı gözlenmiştir. Büyük bir kısmı killi siltli olmakla beraber zeminin önemli bir bölümünde fillat ve meta kumtaşına rastlanmıştır. Sheraton Oteli'nin iksa işinde toplam 1100 m uzunluğunda 80 cm çaplı fore kazık yapılmış; yatay elemanlar ile beraber ankrajların ve hafriyatın tamamlanması bir ay gibi kısa bir sürede gerçekleştirilmiştir.

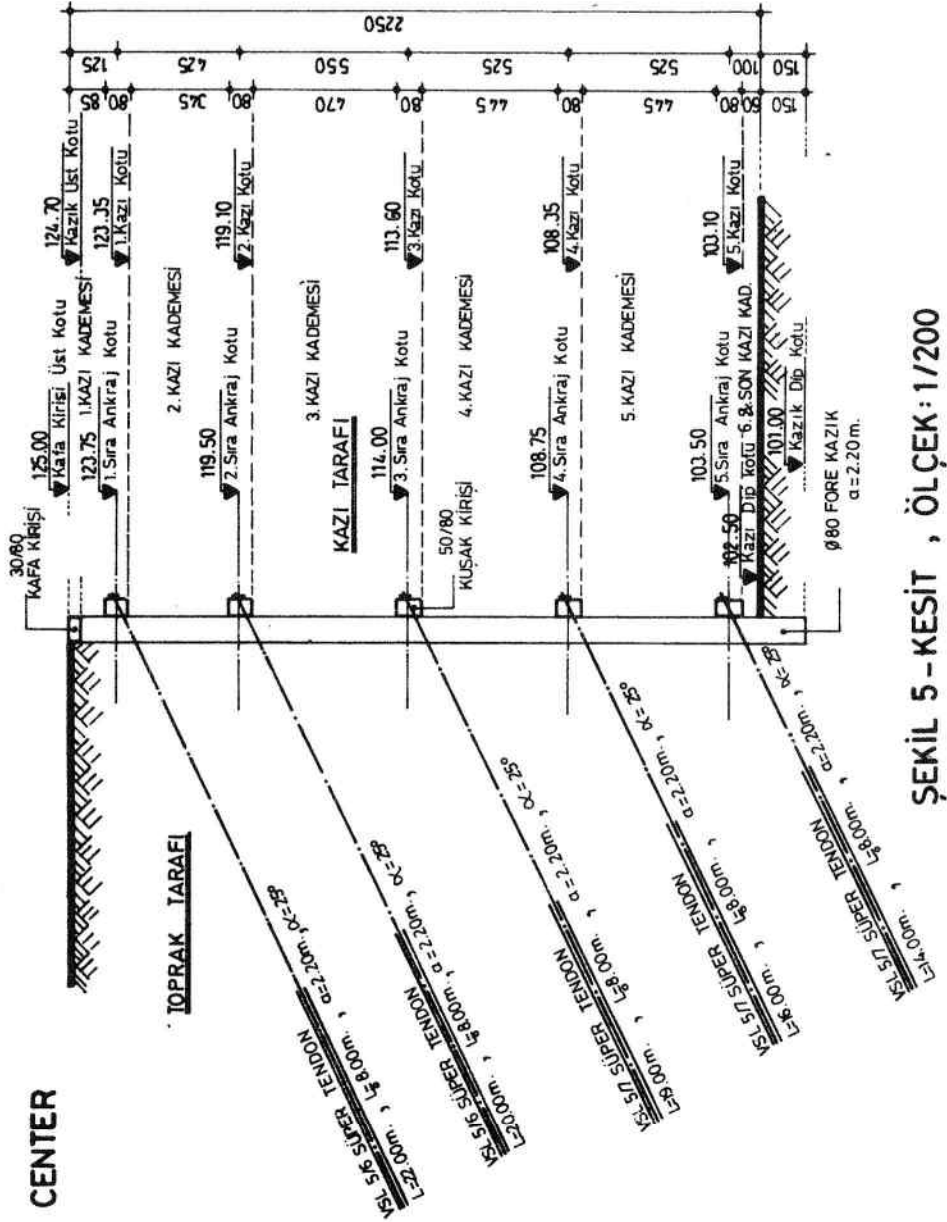
V. KLASİK HAFRİYAT ve İNŞAAT YÖNTEMLERİYLE KARŞILAŞTIRMA:

Zayıf kayalarda fore kazıklı iksa yöntemiyle elde edilen avantajların bir kaçı aşağıdaki gibi sıralanabilir.

1) Şevli uygulamalara oranla az yer tutması, diğer bir deyişle hafriyatın yapılacağı arazinin konumu gereği şevli uygulamaya müsait olması hali problem olmaktan çıkmaktadır.

2) Zaman açısından klasik yöntemlere oranla daha kısa sürede tamamlanabilmekte ve dolayısı ile reel maliyet yönünden ekonomik olmaktadır.

3) Kazı öncesi rijid düşey iksa elemanlarının imal edilmesi nedeni ile diğer iksa sistemlerine oranla çevre yapılar da meydana gelebilecek deplasman ve deformasyonların maksimum ölçüyle kontrol altına alınabil-



YUMUŞAK KAYALARDA ŞEV STABİLİTESİ

Slope Stability in Soft Rocks

H. Turan Durgunoğlu (1)

H. Fatih Kulaç (2)

Turhan Karadayılar (2)

Gökbalp Baştürk (3)

Tevfik Hoş (4)

ÖZET

Bu çalışma kapsamında (Tarsus-Pozantı)Ayr.-Adana-Toprakkale-Gaziantep (TAG) Otoyolu inşaatında karşılaşılan yumuşak kilitli formasyonlarda oluşturulacak şevlerin kısa ve uzun vadeli stabilite durumları analiz ve gözlemler ile karşılaştırmalı olarak incelenmiştir. Sonuç olarak, kritik stabilite durumunun belirlenmesi için en uygun analiz yöntemi ve parametre seçimi sunulmuştur.

ABSTRACT

The short and long term stability condition of cut slopes within soft claystone formations widely encountered in (Tarsus-Pozantı)Int.-Adana-Toprakkale-Gaziantep (TAG) Motorway is investigated based on the comparative evaluation of analysis and observations. Consequently, the appropriate method of analysis and parameter selection in order to achieve the critical stability condition for design is presented.

(1) Prof. Dr., İnşaat Mühendisliği Bölümü, Boğaziçi Üniversitesi, Bebek, İSTANBUL

(2) İnşaat Yüksek Mühendisi, Zetaş Zemin Teknolojisi A.Ş., İSTANBUL

(3) İnşaat Mühendisi, Zetaş Zemin Teknolojisi A.Ş., İSTANBUL

(4) Jeoloji Mühendisi, Zetaş Zemin Teknolojisi A.Ş., İSTANBUL

1. GİRİŞ

Yumuşak kilitli formasyonlarda açılacak yarmaların şev stabilitesi tahkikinde uygun analiz yöntemi ve parametre seçimi büyük önem taşımaktadır. Bu tür yumuşak kayaların kısa ve uzun vadeli davranışları arasındaki farklılığın gözardı edilmesi nedeniyle oluşmuş bir çok stabilite bozukluğuna literatürde (Kulhawy, 1968) yer verilmektedir. Bu amaçla, konu, (Tarsus-Pozantı) Ayr. - Adana - Toprakkale - Gaziantep Otoyolu (TAG Otoyolu) dahilinde yeralan yumuşak kilitli üzerine bir vaka çalışması şeklinde incelenmiştir. Bu otoyolun ilk iki kesimi arasında kilitli açılan yarmalara ait sondaj, yerinde ölçüm ve laboratuvar deneylerinden elde edilen doneler analiz ve değerlendirmelerde kullanılmıştır. Otoyolun ilgili yarma kesimlerinde gözlenen stabilite durumları irdelenmiştir.

2. TAG OTYOLU

TAG Otoyolu, (Tarsus-Pozantı) Ayrımından (~ Km 44) başlayarak doğu yönünde Adana (~ Km 70) ilini geçmekte ve sonra Ceyhan, Osmaniye ve Toprakkale üzerinden Gaziantep'e (~Km 300) ulaşan yaklaşık 260 km uzunluğunda bir otoyol olarak projelendirilmektedir. Bu otoyolun başlangıcından (~ Km 44) , yaklaşık olarak 110. km'ye kadar olan kesiminde, Seyhan Nehrinin varlığında etkilenen Km 70 - 90 arası haricinde yumuşak kilitli en geniş yayılıma sahip formasyondur. Bu kesim dahilinde yeralan yarmaların şev eğiminin belirlenmesi amacı ile uzun ve kapsamlı saha, laboratuvar ve projelendirme çalışmaları gerçekleştirilmiştir.

3. YEREL JEOLJİ

İncelenen kesim genel olarak yumuşak topoğrafyalı olup yer yer az veya orta derinlikte geniş tabanlı vadiler ile kuzey güney doğrultusunda kesilmektedir. Belirgin litotip, silt, siltli, ince kumtaşı ve iri bloklu konglomera ile süresiz bir fasiesde olan kilitlidir. Bu birim yerel olarak Handere Formasyonu olarak bilinmektedir. Handere Formasyonu üzerinde, yer yer , pliyokuvaterner kalkarenetik kireçtaşı (Kaliş) oluşan formasyon bulunur. Formasyonun düşük geçirgenliğinden ötürü belirgin bir yeraltı suyu tablası yoktur, ancak, boşluk suyu basıncı oluşturabilecek nitelikte suların varlığı siltli-kumtaşı arabantlarından sızıntı şeklinde gözlenmektedir.

4. ARAZİ VE LABORATUVAR ÇALIŞMALARI

Kilitli formasyonun geoteknik özelliklerini belirlemek amacı ile sondajlar esnasında düzenli aralıklarla Standart Penetrasyon Testi (SPT) ve numune alınabilen tabakalardan örselenmemiş numune alımı gerçekleştirilmiştir. SPT deneylerinde genelde $N > 50$ değeri ölçülmüştür. Örselenmemiş

numune alımında Dennison tipi numune alıcı kullanılmıştır. Bu örselenmemiş numuneler üzerinde gerçekleştirilen deneylerin sonucunda toplam ve efektif gerilme parametreleri ölçülmüştür. Ancak, formasyonun yumuşak kaya olması nedeniyle numune alımı sınırlı sayıda gerçekleştirilebilmiştir. Temsili numune alımı ise düzenli aralıklar ile yapılmış ve tanımlamaya yönelik laboratuvar deneyleri gerçekleştirilmiştir. Bu deneyler sonucunda kıltaşının $I_p = \% 20-40+$ arası plastisite indisine sahip ve yüksek plastisiteli olduğu belirlenmiştir (Durgunoğlu ve diğ.,1990). Yöntemi daha sonra açıklanan özel bir laboratuvar çalışması yürütülerek örselenmiş kıltaşı numunelerin Standart Proctor'a göre sıkıştırılması ile elde edilen değişik su muhtevalarındaki numuneler üzerinde efektif pik ve rezidüel kayma mukavemeti parametrelerini belirlemeye yönelik bir seri deney gerçekleştirilmiştir. Tüm bu çalışmaların sonucunda, kıltaşının kısa vadeli davranışını belirleyecek toplam gerilme (c_u, ϕ_u) ve uzun vadeli davranışını belirleyecek efektif gerilme pik ve rezidüel ($c_p', \phi_p'; c_r', \phi_r'$) kayma mukavemeti parametreleri otoyol boyunca çeşitli mevkillerden alınan numunelerden ölçülerek Tablo 1'de özetlenmiştir.

4.1. Laboratuvar Deneyleri

Sondajlar esnasında alınan örselenmemiş numuneler üzerinde şartnamelere uygun CU ve UU tipi üç eksenli basınç, kesme kutusu ve serbest basınç deneyleri gerçekleştirilmiştir. Ayrıca, örselenmiş numunelerden değişik su muhtevalarında sıkıştırılarak hazırlanan numuneler üzerinde de özel kesme deneyleri gerçekleştirilmiştir. Zira, pik kayma mukavemeti değerlerinde deformasyonların artması halinde dikkate değer bir azalma olmaktadır (Skempton, 1964). Diğer bir deyişle, c_p', ϕ_p' değerleri büyük deformasyonlarda rezidüel değerlere yani c_r', ϕ_r' yaklaşmaktadır. Sıkıştırılmış killerde ölçülen bu davranışın yumuşak kaya niteliğindeki kıltaşı için de geçerli olduğu bilinmektedir. Bu durum , Noble (1973) ve Grefsheim (1988) tarafından da belirtilmiştir. Tüm deneyler KGM Araştırma Dairesinin Ankara'daki laboratuvarlarında gerçekleştirilmiştir. Özel kesme deneylerinin gerçekleştirilmesinde uygulanan yöntem aşağıda sunulmuştur.

Özel Deney Yöntemi

Örselenmiş zemin numuneleri No.4 elekten elenerek elek altında kalan kısım optimum su muhtevasında, optimumun kuru ve yaş tarafında olacak şekilde değişik su muhtevalarında Standar Proctor yöntemi ile sıkıştırılmıştır. Sıkıştırılmış numuneler 6cmx6cm boyutlarındaki kare kesitli kesme kutusu aletinde 100 kPa, 150 kPa ve 200 kPa düşey yükler altında konsolide edilmiştir. Konsolidasyon deneylerinden yararlanılarak, bu düşey yükler altında numunelerdeki boşluk suyu basınçlarının % 95 oranında sönmesi için gereken süre hesaplanmış ve kesme

Tablo 1 - Laboratuvar Deney Sonuçları

Km	USSC	Toplam Gerilme Parametreleri		Etkif Gerilme Parametreleri				w(%)
				Pik		Rezidüel		
		c_u (kPa)	ϕ_u (°)	c_p' (kPa)	ϕ_p' (°)	c_r' (kPa)	ϕ_r' (°)	
46+000*	CH			20	26	0	13	w_{opt}
46+050	CH	166	0					w_n
46+900	CH	141	1					w_n
49+200	CH			39	26			w_n
50+800*	CH			47	27	17	18	w_{opt}
51+530	CL	231	9					w_n
54+400	CH	140	2					w_n
59+070	CL	159	3					w_n
63+300	CL	62	27	68	26			w_n
63+300	CL	81	21	60	26			w_n
66+200*	CH			70	27	0	18	w_{opt}
95+000*	CH			60	32	20	32	w_{opt}
95+360	CH	141	0					w_n
95+360	CH	152	0					w_n
99+000*	CH			35	24	15	21	$w_{opt}+2$
99+000*	CH			20	30	13	23	$w_{opt}+5$
99+560*	CH			48	27	25	27	$w_{opt}+2$
108+200	CH			32	27			w_n
Değer Aralığı	CL-CH	62-231	0-27	20-70	24-32	0-25	13-32	
Seçilen Değer		150	0	30	26	5 - 10	22	

(*) Sıkıştırılmış numune üzerinde özel kesme deneyi sonuçları

c_u, ϕ_u : Toplam gerilme kohezyon ve içsel sürtünme açısı

c_p', ϕ_p' : Etkif gerilme pik kohezyon ve içsel sürtünme açısı

c_r', ϕ_r' : Etkif gerilme rezidüel kohezyon ve içsel sürtünme açısı

w : numunenin su muhtevası

w_n : doğal su muhtevası

w_{opt} : optimum su muhtevası (Standart Proctor)

kutusu deneyinin drenajlı deney olabilmesi için uygulanacak maksimum kesme hızı bulunarak bundan düşük hız uygulanmıştır. Numunelerin pik mukavemet parametreleri 1. kesmede bulunmuştur. 1. kesmeden sonra numuneler ince bir telle kesme düzleminden kesilmiştir. Telle kesilen numunelerin kayma dayanımında dikkate değer bir düşme görünmeyinceye kadar deney tekrarlanmıştır. Rezidüel kayma mukavemetine 4-5 kez kesme sonucunda ulaşılarak rezidüel, c_r , ϕ_r parametreleri elde edilmiştir.

5. SEÇİLEN KAYMA MUKAVEMETİ PARAMETRELERİ

Özel kesme deneyleri, optimum su muhtevasında, optimumun kurusunda ve yaşında olmak üzere değişik su muhtevaları için gerçekleştirilmiştir. Üzerinde deney yapılan yarma malzemelerinin doğal su muhtevası optimum su muhtevasının % 2 ila 5'i yaşındadır. Bu nedenle, yarma stabilite analizlerinde, optimumun yaşında sıkıştırılan numuneler dikkate alınmalıdır. Bu husus ve Tablo 1'de sunulan diğer deney sonuçları dikkate alınarak stabilite tahkiklerinde aşağıdaki parametrelerin kullanılması uygun bulunmuştur.

Toplam Gerilme : $c_u = 150 \text{ kPa}$, $\phi_u = 0$

Efektif Gerilme :

-pik parametreler : $c_p' = 30 \text{ kPa}$, $\phi_p' = 26$

-rezidüel parametreler : $c_r' = 5 - 10 \text{ kPa}$, $\phi_r' = 22$

Not : çok uzun vadede rezidüel kohezyon değerinin daha da düştüğü bilinmektedir (Skempton, 1964). Bu nedenle $c_r' = 5 \text{ kPa}$ durumu da incelenmiştir.

6. STABİLİTE ANALİZLERİ

Stabilite analizleri $H = 10.0 \text{ m}$ yüksekliğinde $h/v = 2/1$ eğime sahip bir yarma geometrisi için gerçekleştirilmiştir. Analizler yarma içinde değişik boşluk suyu basınçları oluşması durumları için tekrarlanmıştır. Yarmanın kısa ve uzun vadeli stabilitesi yukarıda verilen toplam ve efektif gerilme kayma mukavemeti parametreleri kullanılarak ayrı ayrı incelenmiştir. Sonuç olarak elde edilen güvenlik faktörleri gözlemler ile mukayeseli olarak değerlendirilmiştir.

6.1. Analiz Yöntemi

Şev stabilitesi analizleri Geliştirilmiş Bishop yöntemini kullanan bir bilgisayar programı ile gerçekleştirilmiştir. En kritik kayma dairesinin belirlenmesinde Nelder & Mead (1964) tarafından geliştirilen Simplex optimizasyon tekniğini esas alan bir alt programdan yararlanılmıştır.

6.2. Boşluk Suyu Basıncı

Yarma içindeki boşluk suyu basıncı oranı , ru olarak bilinen birimsiz parametre ile simule edilmiştir. ru 'nun formülasyonu aşağıda verilmiştir.

$$r_u = \gamma_w H_w / \gamma_s H_s$$

bu bağıntıda,

γ_w, γ_s : sırasıyla su ve zeminin birim hacim ağırlıkları.

H_w, H_s : sırasıyla şev yüzeyi ile kayma yüzeyi arasında kalan su ve zemin kalınlığı olarak verilmektedir.

Uzun vade analizleri aşağıda verilen r_u değerleri için ayrı ayrı gerçekleştirilmiştir.

r_u	Açıklama
0.00	Boşluk suyu basıncı yok
0.15	Orta piezometrik seviye
0.30	Yüksek piezometrik seviye

6.3. Yükleme Durumu

Gerek inşaat esnasında ve gerekse otoyolun işletme sürecinde şev üstünde oluşabilecek dış yükler $q=10.0 \text{ kN/m}^2$ mertebesinde bir sürşarj ile simule edilerek analizlere dahil edilmiştir.

6.4. Analiz Sonuçları

Gerçekleştirilen analizlerin sonuçlarından elde edilen güvenlik faktörleri Tablo 2'de özetlenmiştir. Bu tablodan kısa ve uzun vadeli stabilite analizleri için aşağıda verilen sonuçlara varmak mümkündür.

Tablo 2 - Stabilite Analizi Sonuçları Özet Tablosu - Güvenlik Faktörleri

Analiz Yöntemi	Parametre	Boşluk Suyu Basıncı, r_u		
		0.00	0.15	0.30
Kısa Vade	Toplam Gerilme	4.8	--	--
Uzun Vade	Efektif Gerilme(pik)	2.6	2.3	2.1
Uzun Vade(*)	Efektif Gerilme (Rezidüel)	1.2-1.4	1.0-1.3	0.9-1.1

(*)Rezidüel parametreler ile gerçekleştirilen analizlerde ilk güvenlik faktörü $cr' = 5 \text{ kPa}$ ikinci değer ise $cr' = 10 \text{ kPa}$ durumları için hesaplanmıştır.

- * Toplam gerilme parametreleri kullanılarak gerçekleştirilen kısa vadeli stabilite analizi sonucunda $F.S.=4.8$ mertebesinde yüksek bir güvenlik faktörü elde edilmiştir. Bu güvenlik faktörü dikkate alınarak bu şev projelendirildiği takdirde herhangi bir stabilite bozukluğu beklenmeyeceği sonucuna varılacaktır.

- * Etkatif pik parametreler kullanılarak gerçekleştirilen uzun vadeli stabilite analizleri sonucunda boşluk suyu basıncı olmaması halinde $F.S.=2.6$, orta ve yüksek piezometrik seviyeler olması hallerinde ise sırasıyla $F.S.=2.3$ ve $F.S.=2.1$ güvenlik faktörleri elde edilmiştir. Bu tür analizlerde $F.S.=1.5$ istenen minimum güvenlik faktörü olarak alınabilir. Bu durumda bu hesap yöntemi ve etkiatif pik parametreleri kullanılarak değerlendirme yapıldığı takdirde de herhangi bir stabilite bozukluğu oluşmayacağı sonucuna varılacaktır.
- * Etkatif rezidüel parametreler kullanılarak gerçekleştirilen uzun vadeli stabilite analizi sonucunda $c_r' = 10$ kPa mertebesinde küçük bir kohezyon değerinin varolduğu kabul edilirse , boşluk suyu basıncı olmaması halinde $F.S.=1.4$, orta ve yüksek piezometrik seviyeler olması hallerinde ise sırasıyla $F.S.=1.3$ ve $F.S.=1.1$ güvenlik faktörleri elde edilmiştir. Bu küçük kohezyon değerinin dahi zamanla azaldığı bilindiğinden (Skempton, 1964) $c_r' = 5$ kPa için analizler tekrarlanırsa , boşluk suyu basıncı olmaması halinde $F.S.=1.2$, orta ve yüksek piezometrik seviyeler olması hallerinde ise sırasıyla $F.S.=1.0$ ve $F.S.=0.9$ güvenlik faktörleri elde edilmiştir. Bu hesap yöntemi ve etkiatif rezidüel parametreler kullanılarak değerlendirme yapıldığı takdirde ise daha önce uygulanan yöntemlerden elde edilen sonuçların aksine, özellikle yüksek piezometrik seviye oluşması halinde stabilite bozukluğunun olası olduğu belirlenmiştir.

Yukarıda verilen üç tip analiz yöntemi de geoteknik mühendisliğinin çeşitli alanlarında (bina temelleri, dolgu stabilitesi, iksa sistemleri) uygulanmaktadır. Ancak, her yöntemin geçerliliği uygulama alanına göre değişiklik göstermektedir. Bu çalışmanın asıl amacı bu analiz yöntemlerinden elde edilen sonuçların gerçek saha gözlemleri ile karşılaştırmalı olarak değerlendirerek, yumuşak kıltaşı tipi formasyonlarda oluşturulacak yarmaların stabilite tahkikinde en uygun olan hesap yönteminin belirlenmesidir.

7. SAHA GÖZLEMLERİ

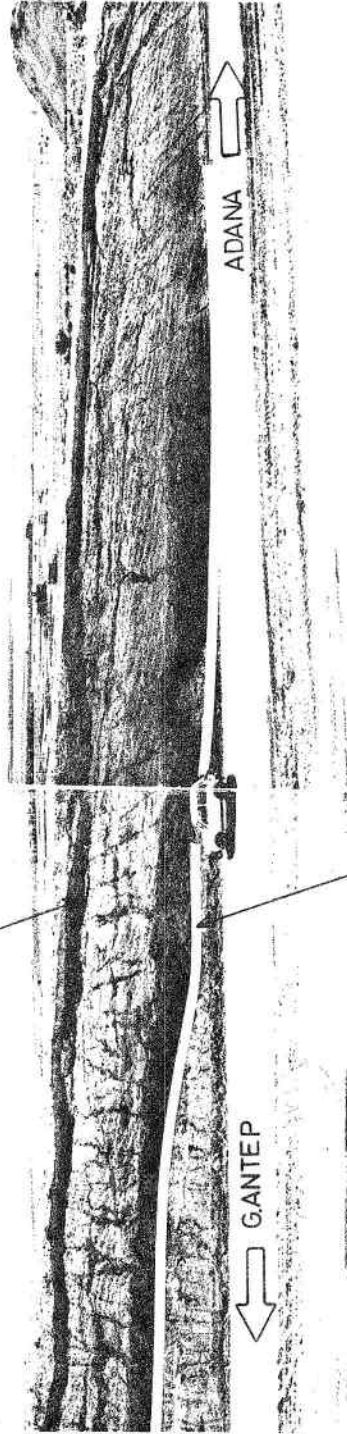
TAG Otoyolu'nun bu araştırma dahilinde incelenen kesimi dahilinde inşaat çalışmaları öncelikle otoyolun Km 92-106 arasında yer alan alt kesiminde başlatılmıştır. Bu kesim için hazırlanan geoteknik projede şev yüzeyinde özel drenaj hendekleri uygulamak şartı ile $h/v=2/1$ şev eğiminin kıltaşı içinde açılacak yarmalarda uygulanabileceği $H=12.0$ m'den yüksek yarmalarda otoyol platformundan her 10.0m yükseklikte 5.0m genişliğinde palye düzenlemesi gerektiği belirtilmiştir. Ancak, uzun yapım işlemleri esnasında, kuru ve yağışlı dönemlerde herhangi bir drenaj sistemi uygulanmadan önce açık yarma şevlerini takriben 1 yıl gözlemek mümkün olmuştur. Bu gözlemler aşağıda özetlenmiştir.

- * Yarmalar öncelikle dik olarak açılmıştır. Hafriyat işlemleri esnasında yerel dökülmeler haricinde herhangi bir stabilite bozukluğuna rastlanmamıştır,
- * Daha sonra şevler $h/v=2/1$ olacak şekilde düzenlenmiştir. Şev yüzeyleri oldukça düzgün bir görünüme sahiptir.
- * Zamanla ve özellikle yağışlı dönemler sonucunda şev yüzeylerinde ve şev üstünde gerilme çatlakları oluştuğu gözlenmiş, ara kumtaşı bantlarından su geliri olduğu belirlenmiştir.
- * Kısa mesafelerde özellikle kıltaşı formasyonun hakim olduğu yerlerde göçmeler olmuştur. Bunlardan en önemlisi Km 104+600-105+380 yarmasında kıltaşı seviyelerinde gözlenen önemli boyuttaki stabilite bozukluğudur. Şekil 1'de stabilite bozukluğunun genel görünümü sunulmuştur.

8. DEĞERLENDİRMELER VE ÖNERİLER

- * Saha gözlemleri sonucunda $h/v=2/1$ şev eğimi uygulanması halinde kısa vadede hiç bir stabilite bozukluğu olmadığı ancak analizlerde kullanılan şev geometrisine ($H \sim 10.0m$) sahip Km 104+600-105+380 yarmasında uzun vadede stabilite bozuklukları oluştuğu belirlenmiştir. ($F.S. = 0.9-1.1$).
- * Sonuç olarak, inceleme konusu Handere yumuşak kıltaşı formasyonunda açılacak yarmalarda kısa vadeli stabilitenin yüksek olduğu ancak uzun vadede önemli stabilite bozukluklarının oluşabileceği belirlenmiştir. Bu tür yumuşak kıltaşı formasyonlar, üzerinden yük kalktığında, yani hafriyat esnasında ve dış şartlarla da karşılaştığında (yağış, ısı değişimi vb.) hacim değişikliğine uğramakta ve kayma mukavemeti azalmaktadır. Dolayısıyla uzun vadeli stabilitenin kritik olması doğaldır. Uzun vadeli stabilitenin tahkikinde en uygun yaklaşımın boşluk suyu basıncı varlığını dikkate alarak efektif rezidüel parametreler kullanılarak gerçekleştirilen uzun vadeli hesaplar olduğu sonucu teyid edilmiştir.
- * Bu tür stabilite bozukluklarını önlemek için boşluk suyu basıncını yeterince düşük tutacak nitelikte şev yüzeyinde drenaj uygulamak veya şev eğimini azaltmak gerekmektedir. Nitekim TAG otoyolunun incelenen kesimi için yapılan analizler sonunda takriben 2.0m derinliğinde drenaj kanallarından oluşan bir şev yüzeyi drenajının uygulanması halinde $h/v=2/1$ şev eğiminin stabil olacağı gösterilmiştir alternatif çözümün ise özel drenaj uygulamaksızın şev eğiminin yarma yüksekliği ve kıltaşının yayılımına bağlı olarak $h/v=2.5/1-3/1$ 'e yatırılması olduğu belirlenmiştir. Sonuçta, drenajların gerçekleştirilmediği bir yıllık sürede gözlenen stabilite bozuklukları nedeni ile alternatif çözüm olan şev eğiminin azaltılması ($h/v = 2.5/1-3/1$) uygulamasına gidilmiştir.
- * Ancak bu tür sert zemin - yumuşak kaya niteliğindeki formasyonlardan rezidüel kayma

şev üstünde gözlenen gerilme çatlağı ve
kaymadan ötürü oluşan
~ 50 cm genişliğinde yank



topukta gözlenen kayma yüzeyi

Şekil 1 - Km 104+600 - Km 105+380 yarmasında gözlenen stabilize bozuklukları

mukavemetini belirlemeye yeterli olacak nitelikte örselenmemiş numune almak çoğu zaman mümkün olmamaktadır. Nitekim, bu nedenle TAG Otoyolu, geoteknik projelendirme çalışmaları sırasında detayları daha önce verilen bir seri özel laboratuvar deneyi gerçekleştirilerek rezidüel parametreler belirlenmiştir. Ancak, bu tür deneylerin gerçekleştirilmesi mümkün değilse veya deney sonuçlarını tahkik etmek amacı ile kil yüzdesi (-2μ) veya formasyonun plastisite özellikleri kullanılarak efektif pik ve rezidüel parametreleri elde etmeye yönelik bir çok çalışma mevcuttur. Skempton (1964), Kenney (1967) ve Durgunoğlu (1969) konuyla ilgili literatüre örnek verilebilir.

- * Özetle, yumuşak kiltaşlarının kısa vadeli yüksek stabiliteye sahip görünümüne aldanılmaması, bu formasyonlarda açılacak şevlerde stabilite tahkikinin mutlaka uzun vadeli efektif rezidüel parametreler ile gerçekleştirilmesi gerektiği TAG Otoyolu bünyesinde Handere formasyonu kiltaşları için gözlem sonuçları ile kanıtlanmıştır.

TEŞEKKÜR

Bu makalede yeralan özel direk kesme deneylerinin gerçekleştirilmesini sağlayan Karayolları Genel Teknik Araştırma Dairesi Başkanı Sayın Tankut Balkır ile emeği geçen tüm ilgili daire teknik elemanlarına teşekkür ederiz. Bu verilerin teminindeki yardımları ve proje boyunca gösterdikleri yakın işbirliği dolayısıyla, proje firması SPEA-TECNIC Ortak Girişimi ile müteahhit firma Tekfen-Impresit Ortak Girişimi'ne ayrıca teşekkürü borç biliriz.

KAYNAKLAR

- Durgunoğlu, H.T., (1969), discussion on the influence of Mineral Composition on the -Residual Strength of Natural Slopes by Kenney, Internal Report, University of California, Berkeley
- Durgunoğlu, H.T., Kulaç F., Karadayılar T., Baştürk G., (1990), Yüksek Plastisiteli Taban Zemini Killerinin Projelendirme Kriteri, ZMTM Türk Milli Komitesi Bülteni, Zemin Mühendisliği, Cilt 1990/1, sf. 55-66
- Grefsheim, F.D., (1988), "Laboratory Testing for Slope Stability Design Parameters in Overconsolidated Clay", Proceedings of Landslide Conference
- Kenney, T.C., (1967), "The Influence of Mineral Composition on the Residual Strength of Natural Slopes", Proceedings Oslo Geotechnical Conference, 1, pp. 123-130
- Kulhawy F.H., (1968), "Case Histories of Slope Failure-A Compilation", Internal Report Department of Civil Engineering, University of California
- Nelder, J.A., ve Mead, A., (1964), "A Simplex Method for Function Minimization", Computer Journal, 7, pp. 308-313
- Noble, H.L., (1973), "Residual Strength and Landslides in Clay and Shale", JSMFED, ASCE, Vol.99, No. SM9, Proc. Paper 10023, September, pp.705-719
- Skempton, A.W., (1964), "Long-Term Stability of Clay Slopes", Geotechnique, Vol. 14, pp 77-101

**KELES (BURSA M.L.İ.) AÇIK OCAK LİNYİT İŞLETMESİNDE
YAPISAL ELEMAN ŞEV DURAYLILIĞI İNCELEMESİ**

**THE INVESTIGATIONS SLOPE STABILITY STRUCTURAL ELEMENTS KELES
OPEN PIT LIGNITE MINE (BURSA M.L.İ.)**

Seyfi Kulaksız	(x)
Sezai Görmüş	(xx)
Abdurrahim Şahbaz	(xxx)
Ahmet Şentürk	(xxxx)

ÖZET

Bu bildiride Keles (Bursa-MLİ) açık ocak işletme sahasında yer alan yapısal elemanların tespiti yapılmış ve bunların şev duraylılıkları ile ilişkileri verilmiştir. Çalışma alanında yapısal elemanlar-çatlak sistemleri özellikleri, analizleri, gözlenebilen faylar haritalanmıştır. Linyit yatağında gözlenen yapısal eleman ve stratigrafik dizilim verilerine göre çalışma alanı üç değişik bölgeye ayrılarak incelenmiştir. Mevcut heyelanlar, işletme metodu jeoteknik parametreler ilişkileri araştırılarak duraylılık analizleri yapılmıştır.

ABSTRACT

In this paper, the structural geology of Keles lignite mine was carried out and its relations with open pit slope stability were given.

In this open pit mine area observed stratigraphic successions, structural elements-joint systems and their properties and classifications, discontinuities faults are mapped and registered.

According to lignite deposits structural and stratigraphical data, investigated area are divided into three parts with geotechnical observations mining methods, slope failure, hydrogeological data slope stability analysis was done and their result were discussed.

-
- (x) Prof.Dr. Hacettepe Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümü
(xx) Yrd.Doç.Dr. Hacettepe Üniversitesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü
(xxx) Yrd.Doç.Dr. Hacettepe Üniversitesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü
(xxxx) Yrd.Doç.Dr. Hacettepe Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümü

1. GİRİŞ

Açık ocak madenciliğinde maliyeti etkileyen ana unsurlardan bir taneside maden yatağının ömrünce kullanılacak olan optimum ocak genel şev açısıdır. Tespit olunan bu genel şev açısı işletme ömrü boyunca şevlerde duraysızlıklara sebebiyet vermesin. Bu da ancak, işletme sahasında yapılması gerekli yapısal jeoloji hidrojeoloji, kaya-zemin mekaniği teknolojisi ile mümkündür. Kaya mekaniği verilerine temel olacak jeoteknik-yapısal jeoloji verileri önceden belirlenmelidir. Bu veriler süreksizlik düzlemleri (tabaka, şistozite, eklem, çatlak, fay düzlemleri ile kırım eksenleridir) ve bunların haritalanması, varsa bu ortam ve düzlemlerde su geliri ve durumu belirlenmelidir.

Diğer yönden şev zeminin duraylılık analizinde kayacın/zeminin mekanik ve fiziksel özellikleri temel veriler olarak girdilerdir. Şev duraylılığında sınırlı denge metodu analizleri ve statik kuralları kullanılır (Crawford, Hustrulid, 1979). Devam eden bu çalışmada yapısal eleman saha verileri ile grafiksel analizlerin sonuçları bu bildiride verilmektedir. İnceleme alanının lokasyonu Şekil 1.'de verilmiştir.

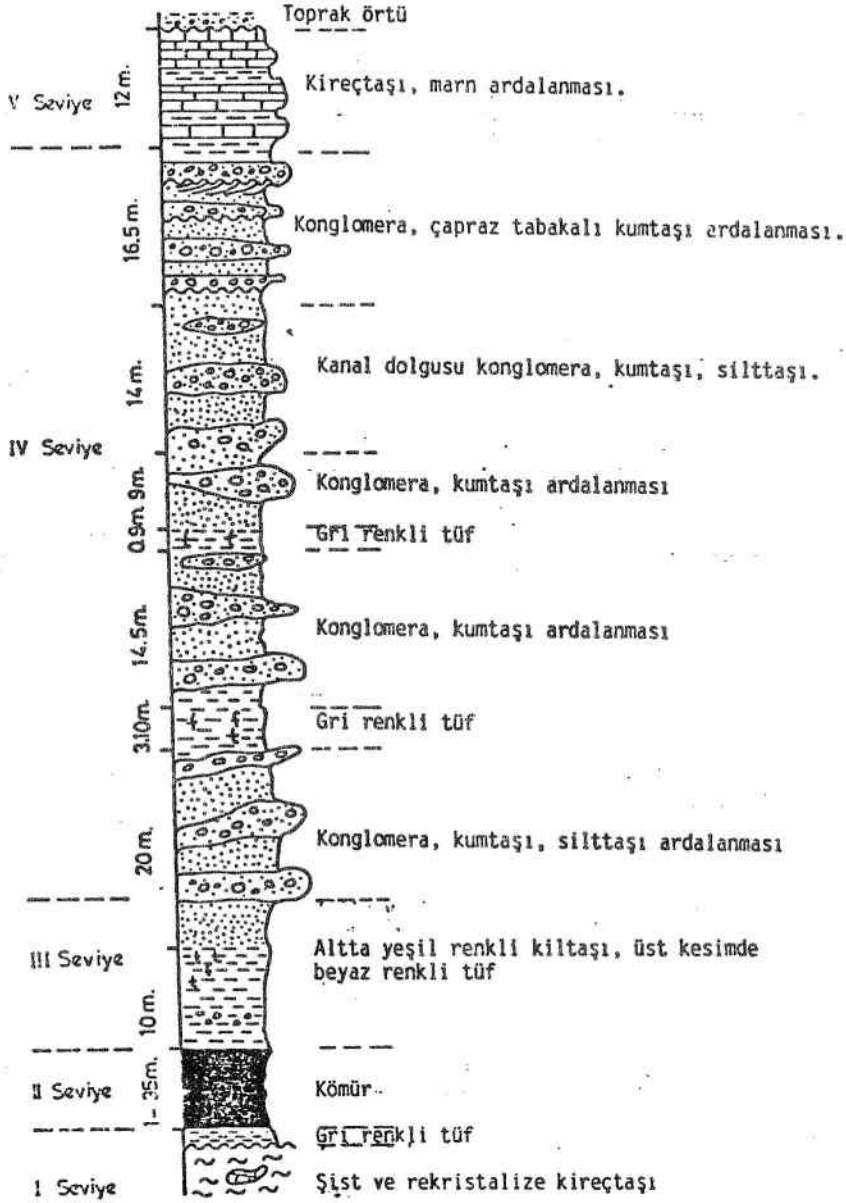
2. İNCELEME ALANININ STRATİGRAFİSİ

Keles Linyit İşletmesi Harmanalanı Açık Ocak yöresinde yüzeylenen litolojiler arazi gözlemlerine dayanılarak beş seviyeye ayrılabilmiştir (Şekil 2).

I. Seviye: Kömür havzasının taban topoğrafyasını oluşturan ve "temel kayaçları" olarak da adlandırılan bu seviye, önceki araştırmalarda Palözoyik yaşı verilen metamorfik kayaçlar (mikaşit ve kurvarsit) ve bunlardan daha genç olduğu belirtilen rekrystalize kireçtaşları ile temsil olunur.

II. Seviye: Miyosen yaşlı olan bu seviye, temel kayaçları üzerine uyumsuzlukla gelir. Tabanda, 0,15-2.0 m kalınlığında, gri renkli bol bitki fosilli kiltası ve linyit izli kumtaşları ile başlar. Bu seviye daha sonra ince kiltası arakesmeli, 1-35 m kalınlığındaki kömür zonu ile III. seviyeye geçer.

III. Seviye: Yaklaşık 10 m kalınlığındaki bu seviye, kömürün üstünde, yer yer gevşek, polijenik çakıllar içeren bol serisitli, yeşil renkli kiltası ile başlar. Üst kesimlere doğru ince tabakalı, beyaz renk-



Şekil 2. Keles-Bursa bölgesi Harmanlı açık ocak genelleştirilmiş stratigrafi kesiti.

li tüflerle IV. seviyeye geçer. Beyaz renkli bu tüflü seviye, güneydeki açık ocakta Harmanalanı açık ocağında gözlenenden daha kalındır.

IV. Seviye: Harmanalanı açık ocak işletmesinde ölçülen kalınlığı 78 m olan bu seviye, tabanda az pekişmiş konglomera, kaba kumtaşı ve silt-taşı ardalanması ile başlar. Bu zon üzerine, havzada anahtar (kılavuz) seviye olarak da izlenebilen yaklaşık 3.0 m kalınlığında gri renkli tuf seviyesi gelir. İstifin orta seviyeleri, yaklaşık 1.0 m kalınlığındaki gri renkli bir tuf bandı ile ikiye ayrılabilen kirli sarı renkli, az pekişmiş konglomera, kumtaşı ardalanması şeklinde devam eder. IV. seviyenin son 30 m'si, altta çatlaklı, su taşıyan, iyi pekişmiş kanal dolgu-su konglomeralar içeren kumtaşı-silttaşı şeklinde, üste doğru ise; tabaka kalınlıkları 0.5-3.0 m kalınlıkta, yanal devamlı, erozyonal tabanlı, iyi pekişmiş, boyutları cm-dm arasında değişen, yarı yuvarlak serpantin, kuvarsit, kireçtaşı, şist çakıl bileşenli konglomera ve çapraz tabakalı kumtaşları ile son bulur.

V. Seviye: Harmanalanı açık ocak işletmesinde yüzeylenen sedimanter/volkanosedimanter istifin son 12 m'si bol çatlaklı, sarı, beyaz renkli, orta-ince tabakalı kireçtaşı, gri-yeşil renkli marn ardalanması ile son bulur.

Sırt ve yamaçlarda gözlenen toprak örtüsü ile küçük dere yataklarındaki ince alüvyon örtüsü ise, daha yaşlı birimleri uyumsuz olarak örter.

3. YAPISAL JEOLJİ

Keles - Harmanalanı kömür havzasının 1/500.000 ve 1/5000 ölçekli jeoloji haritalarında kömür seviyelerinin de içinde yer aldığı Neojen yaşlı sedimanter birimlerin olduğu havzayı, Paleozoyik yaşlı Temel Kayaçları (Metamorfik şistler, kristalize kireçtaşları ve Serpantin) sınırlamaktadır. Yaklaşık NEE-SWW doğrultusunda uzanan bu havzanın gelişiminde, Batı Anadolu'da etkili olan gerilme tektoniği sonucunda gelişen grabenleşme etkili olmuştur. Temel kayaçları ile Neojen yaşlı birim arasındaki diskordans, başlangıçta havzanın gelişiminde rol oynayan düşey fay olarak aktivite göstermiş olmalıdır. Ayrıca, yaklaşık 170 m. kalınlığa sahip olan Neojen yaşlı sedimanter kayaç istifinin sedimentasyonunda, havzanın gelişiminde etkili olan bu fayların, sedimentasyonla çağdaş olarak aktivitelerini sürdürmüş olmaları gereklidir.

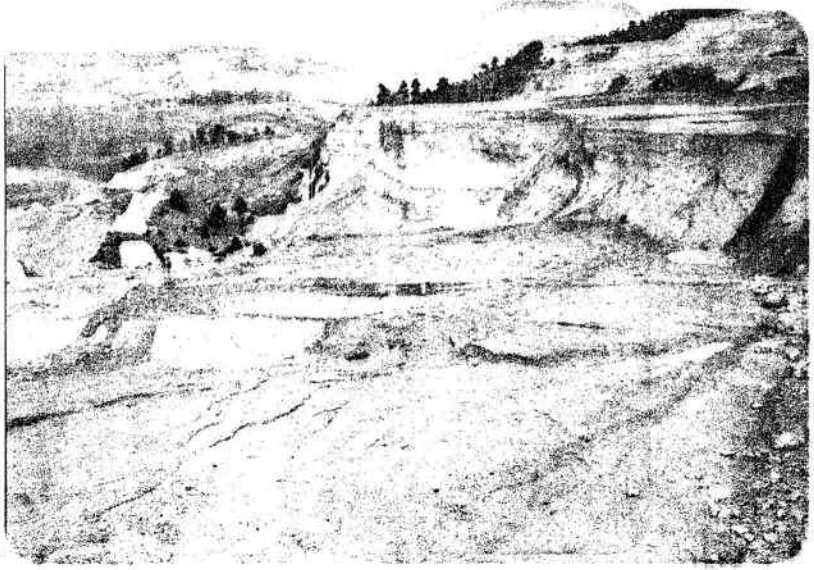
Bölgede yapılmış önceki jeolojik çalışmalara göre, bölgedeki sedimenter istif, havzada genel olarak NE-SW eksen doğrultusuna sahip bir senklinal oluşturmaktadır. Bu yapı içerisinde genel tabaka doğrultusu NE-SW, eğim yönleri NW ve SE, eğim açıları da kömürlü zonda 25° , diğer tabakalarda ise 5° - 15° arasında değişmektedir. Keles-Harmanalanı bölgesinde sürdürülmekte olan madencilik faaliyetlerini etkileyen heyelanların nedenlerinin ortaya konulabilmesi amacıyla, bu bölgede yeralan kayalarda gelişmiş olan süreksizlik düzlemleri (çatlak, fay, tabaka vb.) ayrı ayrı ve değişik kesimlerde ölçülmüştür. Bu süreksizlik düzlemlerinden çatlak sistemleri istatistiksel olarak değerlendirilmiş, faylar ise jeoloji haritasında ayrı ayrı gösterilmiştir.

3.1. Kıvrımlar: Keles-Harmanalanı bölgesinde yapılmış olan sondajlardan yararlanarak oluşturulmuş kömür üst düzeyinin yapı-kontur haritasından bölgede eksenini NE-SW doğrultusunda uzanan, ancak yüzey verileri ile tam olarak belirlenemeyen, düşük kanat eğim açısına sahip bir senklinal yeralmaktadır.

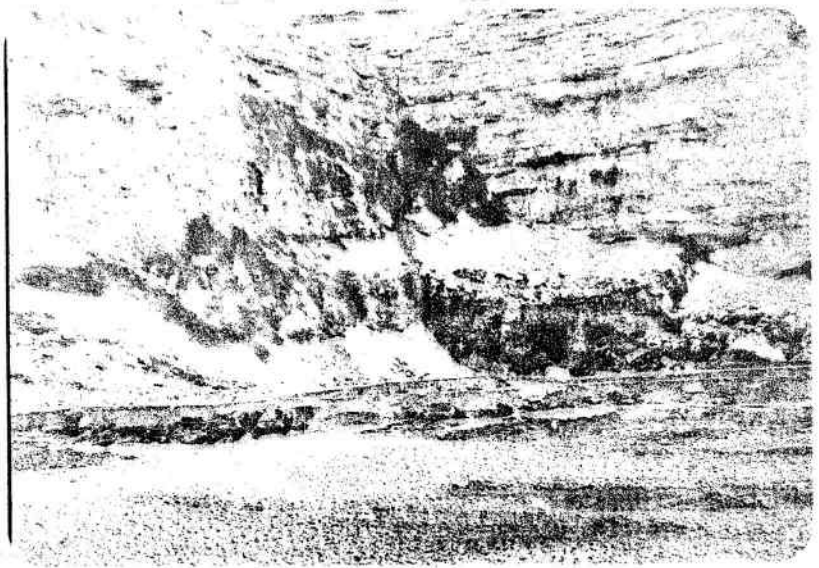
3.2. Faylar: Keles-Harmanalanı bölgesinde yapılan arazi çalışmaları sonucunda, açık ocak şevlerinde, bölgedeki kütleli hareketlerin (heyelanların) oluşumunda etkili olan değişik özelliklere sahip faylar gözlenmiştir. Bu faylar, ilgili lokasyon noktalarında jeoloji haritasında gösterilmiş olup, bu bölüm içinde A (Doğu kesim), B (Orta kesim) ve C (Batı kesim) alt bölgeler şeklinde ayrı ayrı incelenecektir (Şekil 1).

A Bölgesi Fayları: Bu bölgede açık ocak şevlerinde gözlenen faylar, genel konumlarına göre NW-SE ve NE-SW doğrultulu faylar olarak gruplandırılabilir. Bunlardan NW-SE doğrultulu faylar çoğunlukla NS55SW doğrultusuna sahip olup, eğim açıları da 90° 'dir (F-12 ve F-13). Bu faylar genellikle 15-70 cm genişlikte ve dolgulu bir fay düzlemine sahiptirler. Ayrıca bu kesimde F-14'de gözlenen fayında konumu N20W/85NE'dur. NE-SW doğrultusundaki fayların doğrultuları N10E-N40E olup, eğim açıları 75° - 90° arasında değişmektedir (F-15). Söz konusu bu fayların birbirleri ile kesiştikleri bölgelerde kütleli hareketler yoğun olarak yeralmaktadır.

B Bölgesi Fayları: Büyük boyutlu kütleli hareketlerin geliştiği bu kesimde de A bölgesi faylarına benzer özellik gösteren daha büyük ölçekli faylar gözlenmiştir (Şekil 1). Bu faylardan F-9 da gözlenen faylar N40E/90 ve N55W/90 konumuna sahip olup, F-10'da izlenen N70E/85SE konumlu eğim



Şekil 3. A-B Bölgesi geçişinde kama tipli kaymalar



Şekil 4. B1 bölgesinde kama tipli kayma ve su geliri

atımlı ters fay ile birlikte, bu kesimdeki kama tipi heyelanların gelişiminde rol oynamaktadırlar (Şekil 3 ve Şekil 4). F-5, F-6, F-8 ve F-11 de gözlenen faylar ise genel olarak N40-60W/90 konumuna sahip olup, diğer bölgelerdeki genel fay konumları ile uyumluluk göstermektedir. F-7 de ise, F-9 da kama tipli heyelan oluşumuna neden olan faylara paralellik gösteren, N25E/90 konumlu fay gözlenmektedir. Tüm bu faylar genel olarak 10-30 cm genişlikte kil dolgulu fay düzlemine sahiptir.

C Bölgesi Fayları: F-1, F-2 ve F-3 de saptanan faylar genel olarak birbirlerine paralellik göstermektedir. Konumları N50W/70SW, N30W/70NE ve N15W/80NE olan bu faylar eğim atımlı normal fay özelliğinde olup atımları 1-5 m arasında değişmektedir.

3.3. Çatlak Sistemleri: Keles-Harmanalan bölgesinde, yukarıda belirtilen ve jeoloji haritasında gösterilmiş olan fayların dışında, bölgenin tektonik gelişiminde etkili olan tektonik hareketlere bağlı olarak gelişmiş çatlakların konumları, çatlak sıklığı, çatlak aralıkları vb. özellikleri açık ocak şevlerinde değişik noktalarda ölçülmüştür. Çatlak ölçümleri, bölgenin genelleştirilmiş stratigrafik istifinde ayırtlanan I, II, IV ve V seviyeleri oluşturan kayaçlarda ölçülmüş ve ölçülen çatlak konumları dört ayrı şekilde istatistiksel olarak değerlendirilmiştir. Bu değerlendirmeye göre;

Temel kayaçlarda üç yönlü çatlak sistemi gelişmiş olup, bunlardan N20-30E doğrultusunda egemen olan çatlak sisteminin eğim açısı da genellikle 90°'dir. Ayrıca ikinci egemen çatlak sistemin genel doğrultuları N80W-EW ve eğim açıları da yaklaşık 90° dir.

Kömürlü seviyede ise çatlaklar belirgin iki doğrultuda yoğunlaşmaktadır. Bunların konumu N20-30W/90° ve N30-40E/90° dir. Bu çatlaklar kömürde ölçülen genel tabaka konumuna göre (N20W) egemen çatlak türü doğrultu çatlağı olup, kısmende diyagonal çatlaklarda bulunmaktadır.

IV nolu seviyeyi oluşturan konglomera-silttaşı-kumtaşı seviyesinde gelişmiş olan çatlaklarda, belirgin iki sistem oluşturmaktadır. Bu çatlakların genel konumu N50-60W/90°, N60-70E/90° olup, diğer doğrultularda da çatlaklar bulunmaktadır. Ortalama çatlak aralığı 5-85 cm arasında, çatlak mesafesi mm-dm mertebesinde değişmekte olup, çatlaklar genellikle dolgusuz yada çok az bir bölümü kil ve karbonat dolgudur.

V nolu seviyeyi oluşturan kiltası-marn ardalanmasında gelişen çatlakların konumları çoğunlukla N20-40W doğrultusunda olup eğim açıları da genellikle 90° dir. Ayrıca N20-30E doğrultusunda da çatlaklar yer almaktadır. Bu seviyede gelişmiş olan çatlakların genişliği 1-10 cm arasında, çatlaklar dolgunsuz olup, çatlak aralığı 30-300 cm arasında değişmektedir. Genel tabaka doğrultusu N40W ve N65E olduğuna göre, bu çatlaklar doğrultu ve eğim çatlaklarıdır.

3.3.1. Süreksizliklerin Özellikleri: Süreksizlik düzlemleri (çatlakların) süreksizlik aralıkları: İnceleme alanında çatlakların aralıkları ve eklem sıklığı, litolojilere ve tabaka kalınlıklarına göre değişmektedir. Sert ve orta sertlikteki, kalın tabakalı kayalarda, süreksizlik aralığı orta ve geniş aralıklıdır (2 m-0,2 m). Ayrıca bir metredeki eklem sıklığı üstteki kireçtaşında (3-10) breşik kireçtaşında çatlak sıklığı az çatlaklı-kırıklı, kanal dolgusu tipli konglomera kumtaşlarında az çatlaklı veya masif, kömürdeki çatlak sıklığı masif ile az çatlaklı kaya tanımı içinde yer almaktadır.

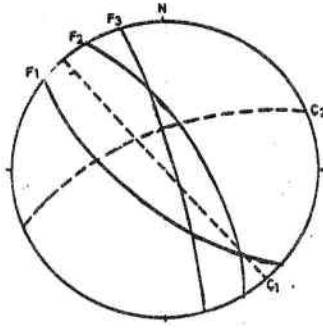
Süreksizliklerin iki yüzeyi arasındaki açıklık 0-200 mm arasında değişmektedir. Dolgu malzemesi ise kil, silt, kum ve breş şeklindedir. Kayacın cinsine bağlı olarak da süreksizliklerin pürüzlülük durumu pürüzlü, az dalgalı düzlemseldir.

Süreksizliklerin devamlılığı ise, saha gözlemlerine göre çok düşük devamlılık ile düşük devamlılık tanımına girmektedir. Bu çalışmadaki tanımlamalar ve sınıflamalarda ISRM 1978 tanımlamaları kullanılmıştır.

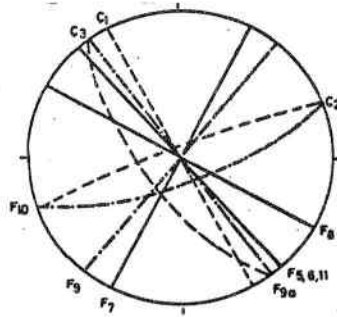
4. GRAFİKSEL YÖNTEMLE ŞEV ANALİZİ

Arazide gözlenen kama tipli kaymalar temel alınarak, bu çalışmada kama tipi grafik analiz yöntemi kullanılmıştır (Hock & Bray, 1977). Mli-Keles açık ocak işletmesi (Şekil 1) kuzey şevi, "C" Bölgesinde süreksizliklerin hemen tümü kama tipi kaymayı başlatacak konumdadır (Şekil 5). Bunların tercihli kayma yönleri ise güney-güneydoğu ve kuzey-kuzeydoğu doğrultusundadır. Dolayısı ile burada kama tipi kaymaların, fay ve gerilme çatlaklarının kontrolü altında gelişmesi muhtemeldir.

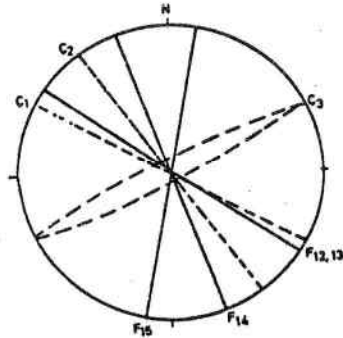
Açık ocak işletme sahasındaki B1 bölümünde, F9, F9a faylarının ve Ç1 çatlak sistemine ait düzlemlerin kesişmesi ile kuzeye doğru kama tipli kaymanın gelişeceği görülmektedir. Mevcut arazi gözlemleri bu verile-



Şekil 5. MLİ-Keles İşletmesi Kuzey Şevi C-Bölgesi
Schmidt Ağında Grafikselsel Kama Tipi Kayma
Analizi



Şekil 6. MLİ-Keles İşletmesi Kuzey Şevi B-Bölgesi
Schmidt Ağında Grafikselsel Kama Tipi Kayma
Analizi



Şekil 7. MLİ-Keles İşletmesi Kuzey Şevi A-Bölgesi
Schmidt Ağında Grafikselsel Kama Tipi Kayma
Analizi

ri desteklemektedir. Diğer taraftan F10, F9 ve F9a fayları ile Ç1, Ç3 çatlak sistemlerinin düzlemlerinin kesişmesi sonucunda kuzeydoğu-kuzey batı doğrultusunda kaymaların gelişebileceği görülmektedir (Şekil 6). F9 ve F9a fayı ile Ç1 ve Ç2 çatlak düzlemlerinin kesişmesi sonucunda da kuzey-kuzeybatı doğrultusunda kama tipi kaymaların gelişme olasılığı büyüktür. Arazi gözlemlerine göre, egemen kama tipi kayma yönü kuzey-kuzeybatı yönündedir.

B2 alt bölgesinde, F5, F8 ve F7 faylarının Ç3, Ç2 ve Ç1 çatlak sistemlerine ait düzlemlerle kesişmesi sonucunda oluşacak kama tipli heyelanlar, güneybatı doğrultusunda gelişecektir. F8-F5 fayı Ç2 çatlak sistemleri ile kuzeybatı yönünde kaymayı geliştirecek, özellikle basamak doğrultuları doğu-batı yönünde açılırsa kaymayı başlatabilir.

A Bölgesinde, F14, F15 fayları EW yönünde açılacak olan basamaklarda N yönünde hareketi başlatacaktır (Şekil 7). F15 fayı, NS yönünde açılacak basamaklarda S yönünde kayma hareketini başlatma olasılığı vardır. F12, F13, F15 fayları, EW yönünde açılacak basamaklarda NW yönünde harekete neden olababilir. Ç3 çatlak sistemi, A bölgesindeki tüm faylarla N-NW yönünde hareketi başlatabilir. Ç1, Ç2 çatlakları, ise eğer basamaklar EW yönünde açılacak olursa NNW yönünde harekete neden olabilecektir.

5. HEYELANLARIN YAPISAL ELEMANLARLA İLİŞKİSİ VE NEDENLERİ

Açık ocak işletmesi sahasında litolojik birim-heyelan ilişkileri şu şekilde gözlenmiştir.

a) Heyelanlar stratigrafik istifde IV. seviye olarak tanımlanan birimlerin altında gevşek malzemeli, az pekişmiş veya pekişmemiş konglomera-kumtaşı-çakıl ardalanmalı ve karmaşığında, altere tuf tabakalarının da ve kömür üstü veya altında serisitli, siltli kiltasında yapısal elemanlarda birlikte litolojik özelliklere bağlı olduğu gözlenmiştir.

b) Gözlenen bu heyelan bölgesinde üç ayrı ve/veya aynı düzlemde birleşen kayma düzlemleri bu litolojilerde yer almaktadır.

c) İşletme Metodunun Heyelanlara Etkisi: Mevcut heyelanların çoğunluğu işletme metodunun çalışma düzeni ve yönüne göre de geliştiği göz-

lenmiştir. Özellikle ocak içine dalımlı seride, destek olan eğimli serinin tabanı alınarak kütlelerinin yenilmesine sebep olmaktadır.

d) Heyelanlara suyun etkisi ve yeraltı su seviyesi ölçümleri gözlemlene devam edilmekte olup, ileride detaylı olarak verilecektir. Yalnız şunu belirtmeden geçemeyeceğiz. Sonbahar sonu ve kış yağışları sonucu çatlaklara ve gözeneklere inen su her ne kadar gözenek suyu basıncını artırıp yenilmelere sebep olmaktaysada kışın donma sonucu donan su bağlayıcı rolü de görmektedir. Mevsim sonunda çözünen donan kısımlarda yukarıda belirtildiği gibi su basıncı ile heyelan hızlanmaktadır (özellikle Nisan sonu, Mayıs, Haziran başı).

5. SONUÇ VE ÖNERİLER

1) İnceleme bölgesinde gerek yapısal jeoloji verileri gerekse litojik özellikler ve yapılan gözlemler sonucu üç ayrı (A, B, C) sektörüne ayrılan açık ocak işletme alanında genelde iki çatlak sistemi ile fayların birbirleriyle kesişmesiyle oluşturdukları ortak kesişme düzlemleri Şekil 1'de verilmiştir.

Buna göre: A ve C sektöründe özellikle iki farklı doğrultulu faylarla çatlak sistemlerinin olduğu, Şekil 1'den de görüldüğü üzere kama tipi kaymaların gelişeceği beklenilmektedir. Diğer yönden sahada bu iki sektörden su geliri de bulunmaktadır. C sektöründe ayrıca batıda meydana gelen düzlemsel kaymaya havza kenarı olması, paleotopoğrafyanın yaklaşık ocak içine 20-25° eğimli bulunması, buna bağlı olarak tabaka eğimlerinin 20°-30° ocak içine dalımlı olması (Ocak geometrisi ve işletme ilerleme yönü nedeniyle) düzlemsel kaymaya neden olmaktadır.

2) B sektöründe ise yine iki farklı yönlü fay ile çatlakların meydana getirdiği kesişme düzlemleri kama tipi kayma ile buna bağlı olarak devrilme türü heyelanları meydana getirecektir. Gerilme türü çatlaklarla başlayan kayma daha sonra düzlemsel kaymaya dönüşmektedir. Burada altta bulunan gevşek malzemeli seviyede kaymayı hızlandırmaktadır.

3) Bölgede zemin ve kaya mekaniği çalışmaları Hacettepe Üniversitesi Maden ve O.D.T.Ü. Maden bölümlerince ortaklaşa yürütülmekte olup alınan nihai sonuçlarla birlik sağlamak açısından burada ocak genel şev açısı analizi değeri verilmemiştir.

4) Yapılan diğler bir gözlem ise yağışlarla birlikte çatlaklarda biriken yeraltı suyu gözenek basıncı artmakta, donma durumunda ise çatlaklar genişlemektedir. Donmanın çözünmesi ve ilkbahar sonu yağışlarla artan gözenek suyu basıncı kaymalar hem hızlandırmakta, hem de neden olmaktadır.

5) Tüflü ve gevşek yığışımli birimde kaymalar genelde daha hızlı, aynı zamanda basamak şev yüksekliğı fazla olduğunda devrilme şeklinde gelişen kayma daha sonra düzlemsel kaymaya dönüşmektedir. Bu nedenle bu kısımda basamak yükseklikleri düşürölmesi önerilir.

Yukarıda yapısal değlerlendirmeler sonucunda ocak geometrisi ile kazı ilerleme yönleri, verilen yapısal analiz yönlerine göre yönlendirilmesi önerilir.

TEŞEKKÜR

Bu bildiri kapsamında çalışmaların yapılmasına olanak sağlayan TKİ Genel Müdürlüğü, MLI Müessesesi ve Keles İşletme Müdürlüklerine teşekkürü borç biliriz. Bu bildiride yazılanlar yazarların kendi görüşleridir.

KAYNAKLAR

- Crawford, J.T., Hustrulid, A.W., 1979; Open Pit Mine Planning Design Society of Mining Engineering AIMME, Newyork, 367 s.
- Hook, E. & Bory J.W., 1977; Rock Slope Engineering, Institution of Mining and Metallurgy, Stephan Austion and Sons Ltd. 402 s. USA.
- ISRM, 1978; International for Rock Mechanies Comission on Suggested Methods for the Quautitive Description of Discontinuities in Rock Masses Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech Abstr Vol. 15, pp 319-368.

Menekşe Land Slides and Land-Use Conditions, İstanbul.

Ahmet ERCAN^{1,2}

F.Y. OKTAY³

ÖZET

Bakırköy, Menekşe semtinde yerduraylılığını inceleyerek yapılaşma durumunu belirlemek üzere yeraltı araştırmaları; jeofizik, jeolojik, Jeoteknik ve jeomorfolojik yöntemler kullanarak yapılmıştır.

Deniz kıyısında, 200 m. genişlik, 1500 m. boyda uzanan alanda Jeolojik birimler; Üst Miyosen yaşlı Bakırköy, Geçiş Kuşağı Güngören Formasyonlarıdır. Yerkaymaları, Güngören içindeki kumlu ve killi, yüzeyin ve yeraltı katmanlarının yüksek eğimli olduğu kuzey ve batı kesimlerde gelişmiştir. Yörede heyelanlar, KG doğrultulu bir normal fayla kazanılan yüzey eğimi, kil ve yeraltısuyu varlığı denetimindedir. Alanda ortalama topoğrafik eğim %20+5 ve katmanların eğimleri %20 ile %40 ile denize doğrudur. Duraylı kesimler 10 ohm-m den büyük elektrik öz direnc ve -10 ile +5 mV'luk doğal uçlaşma gerilimi içindedir. Kaymaya neden olan sulu kesimler 5 ohm-m'lik ve +20 ile 30 mV'luk doğal uçlaşma kapasiteleri içinde kalmaktadır. Alanda kaymaları geliştiren yeraltı suları 3 ile 20 m. derinlikte olup başlıca 4 ayrı kesimde toplanmaktadır. Kayma düzlemi derinlikleri 3 ile 6 m. arasındadır. Zeminin doğal salınım periyodu $T=0.2$ ile 0.3 saniye sarsıntıyı büyütme çarpanı 3 ile 6 dir. Yersarsıntısı katsayısı $C_0=0.06$, deprem riski değeri %7 dir. $d=3$ m. de zemin gerilmesi 0.7 ile 4 kg/cm^2 zemin türü OH ve CI, $\%WLL=40-77$, $\%WPL=20$ ile 30 , $\%WN=14$ ile 34 , kohezyon değerleri $C_{uu}=0.35$ Vs- makaslama sismik dalga hızı 120 ile 230 m/sn , $V_p=180$ ile 330 m/sn dir. Dinamik esneklik değerleri E-Young 6.10^4 , S- Kesme 3.10^4 , k- sıkışmazlık 2.10^4 kg/cm^2 , σ - Poisson oranı 0.3 ± 0.1 ve m_v - hacimsel sıkışma katsayısı $5.10^{-5} \text{ cm}^2/\text{kg}$ bulunmuştur.

Toplam alanın %22 sağlam ve yapılaşmaya, %7 si, duraylı hafif yapılaşmaya %28'i yarı-duraylı olup önlemler alınarak sınırlı yapılaşmaya uygundur. Geri kalan alanın %31'i duraysızdır. Ancak, ağır önlemler alınarak yerleşime açılabilir.

Prof.Dr. (1) İTO Jeofizik Mühendisliği Bölümü, Maslak-İST.

(2) YERALTI ARAŞTIRMALARI Bil.Ar.Kur. Beşiktaş-İST.

(3) İTO Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Maslak-İST,

ABSTRACT

Using the combined geoenengineering methods, such as, geophysics, geology, geotechnic and geomorphology, landslides were studied to determine land stability to enlighten land-use conditions, at Menekşe province of Istanbul.

Miocene aged formations, named as Bakırköy, Transition Zone and Güngören were observed to be extending parallel to the shore line, in the slides developed in the sandy and clayey layers of Güngören formation and where the surface slopes exceeds critical stability angle at northern and western sites. Both of surface and formation, slopes inclined to the sea side with slopes of $20 \pm 5\%$ and $30 \pm 10\%$, respectively. Stable region in the area happen to be represented with electrical resistivity greater than 10 ohm-m, coinciding with self potential values between -10 to 5 mV. However, oversaturated regions which is main cause of unstability take place in 5 ohm-m contour line, coinciding with self potential anomaly of +20 to 30 mV, in magnitude. Groundwater, which is responsible for landslide growth, located to be accumulating in four subregions at depth of 3 to 6 meters. However, sliding surface depth is shallow and is between 3 to 6 meters.

Natural oscillation period of the soil $T = 0.2$ to 0.3 second, shake enhancement factor is between 3 to 6. Earthquake coefficient $C_0 = 0.06$ and risk is 7 %. Soil security strength varies between 0.7 to 4 kg/cm²

type OH and CI, Attarberg coefficients $W_{LL} = 40-77\%$, $W_{PL} = 20\%$, $W_{11} = 14$ to 34% , cohesion values $C_{uu} = 0.35$ kg/cm², shear wave velocity V_s is 120 to 230 m/sec, compressional wave velocity V_p is 180 to 330 m/sec and dynamic elasticity parameters are such that; E-Young's modulus is $6 \cdot 10^4$ kg/cm², μ - shear modulus is $3 \cdot 10^4$ kg/cm², k- incompressibility is $2 \cdot 10^4$ kg/cm², σ -Poisson's ratio is 0.3 ± 0.1 and mv-volume subsidence coefficient $5 \cdot 10^{-5}$ cm²/kg, at the depth of 3 meters.

As a result of these studies we concluded that 22 % of the area is highly resistive and 7 % is stable, then is permissible for light construction, 28 % is semi-stable, then is permissible after some soil improvements and 31 % is unstable and not recommended to be used without taking heavy precautions before construction.

1. GİRİŞ

1.1. Çalışma Alanının Yeri

Çalışma alanı, İstanbul ili, Bakırköy ilçesi, Menekşe-Zümrütyuva Mahallesiindedir. Kuzeyinde E5 karayolu, doğusunda Basın Sitesi, batısında Marmara Denizi, güneyinde Vali ve Cumhurbaşkanlığı Konutu yer alır. Alanın batı sınırı boyunca demiryolu ve Florya kıyı yolu geçer. (Görüntü 1).

Doğudaki sınırı 4-5 metrelik bir şevle sınırlanan alanda eğim yönü denize doğrudur. Demiryolunu olası bir yerduraysızlığına karşı korumak üzere T.C.D.D.Y. ca; drenaj kuyuları açtırılmış, demiryolu boyunca ankaraj görevi ve engelleme yapacak ağaçlar dikilmiş, demiryolu raylarından oluşan ankarajlı durdurucu perde, yüzey sularını toplamak üzere drenler ve şev stabilitesi sağlamak üzere şev açısı yumuşatma çalışmaları yapılmıştır.

1.2. Çalışma Yöntemleri

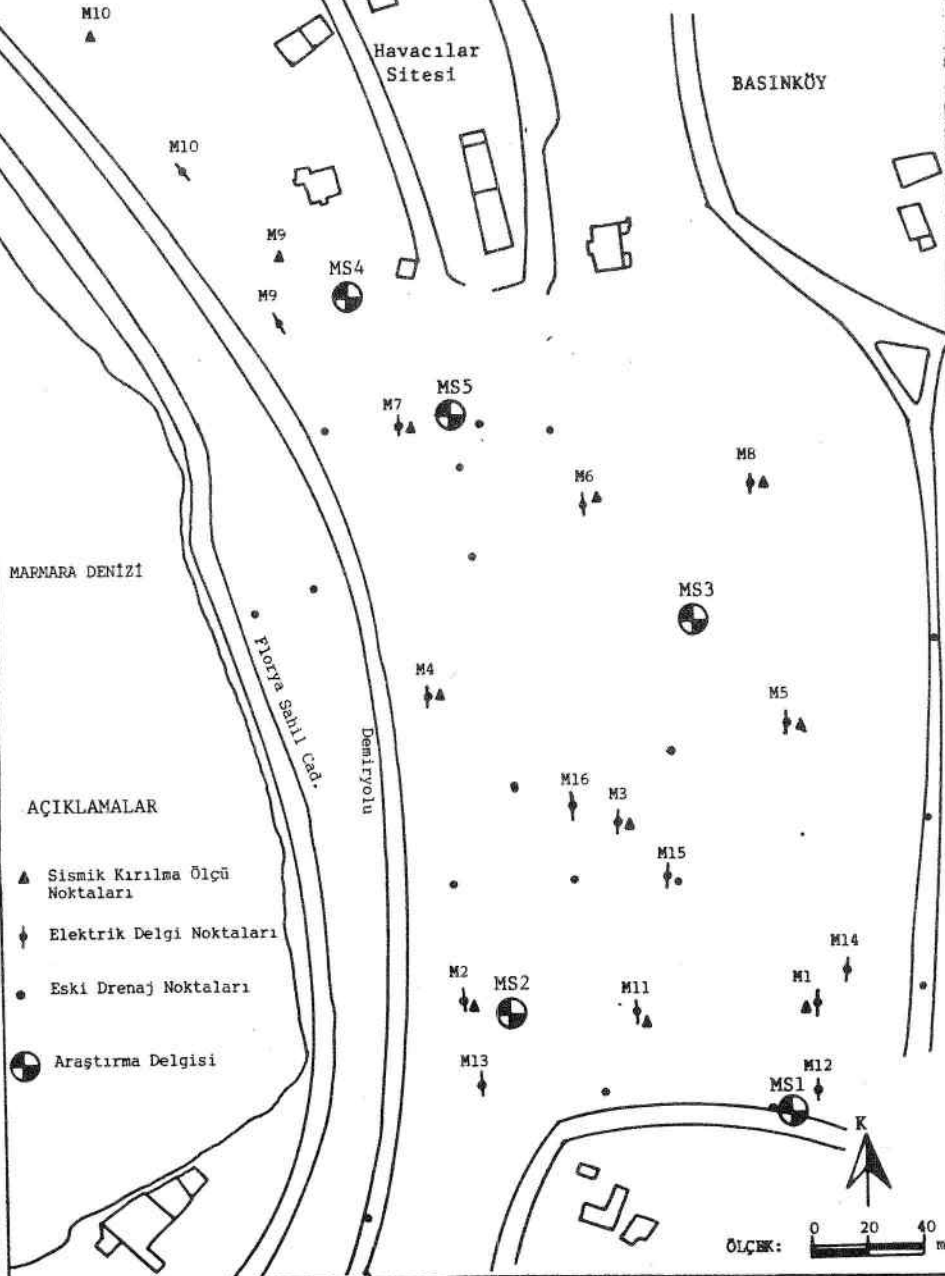
Yermühendislik özelliklerini ve yapılaşma koşullarını belirlemek üzere beş yöntem (Jeoloji, Jeofizik, Jeoteknik, Jeomorfoloji ve Jeomekanik) birlikte kullanılmış ve yorumlanmıştır.

a- Jeolojik Çalışmalar. Önce Trakya yarımadası ve Küçük çekmece gölü dolayının genel jeolojisi ve bölgenin jeolojik evrimi incelenmiştir. Daha sonra E5 yolu ile Vali Konağı aasında kalan alanın araştırma sondajlarından da yararlanarak yüzey ve yeraltı jeolojisi, stratigrafi ve tektoniği, heyelan ve mühendislik jeolojisi çalışılmış, gözlem ve sondaj noktaları haritada belirtilmiş, kesitler çıkarılmıştır.

b- Jeofizik Çalışmalar. Bu kapsamda alanda, i- Elektrik, ii- sismik ve iii- sismolojik çalışmalar sürdürülmüş, 16 noktada elektro çekimi yapılmış, böylelikle yeraltısuyu ve olan kayma düzlemi ve temel birim derinliği, formasyon ayrımlılığı ve süreksizlikler, yeraltı kesitleri, drenaj havza ve derinlikleri belirlenmiştir. (Görüntü 2.2). Sismik çalışmalar, 11 noktada kırılma (refraksiyon) biçiminde sürdürülmüş, yerin dinamik elastisite modülleri, doğal salınım periyodu, dayanıklılık, toprak örtüsü ve sağlam temel derinliği belirlenmiştir. Sismolojik çalışmalarda sivilaşma ve deprem riski incelenmiştir.

c- Jeoteknik Çalışmalar. Zemin ve kaya mekaniğine yönelik arazi (yerinde) ve alınan örnekler üzerinde içerir. Bu amaçla arazide 20 metre derinliğinde, 5 tane araştırma delgisi 10 deney çukuru açılmış delgi içinde killi katmanlarda vane ve SPT deneyleri yapılmış, bozulmuş ve bozulmamış zemin örnekleri alınmış, Şelbi ve kavanoz örnekleri üzerinde zemin tanımlama, dayanıklılık ve kayma deneyleri yapılmış, bunlar yapılaşmaya yönelik olarak yorumlanmıştır (Görüntü 2).

BAKIRKÖY
MENEKŞE ZÜMRÜYUVA
YERMÜHENDİSLİK PROJESİ



Görüntü 2 - Çalışma alanı ve arazide yeraltı gözlem noktaları.

d- Jeomorfolojik Çalışmalar. 1/1000 ölçekli topoğrafik harita örneklenmiş, her örnekleme noktasında yüzde ve açısal eğim hesaplanmış yöneliş, eş eğim haritaları çıkarılmış, bunların arazi duraylılığı üzerinde etkileri incelenmiştir.

1.3- İklimin Jeolojiye Etkisi

Ekim-Kasım aylarında yağışın buharlaşma terlemeye geçmesi nedeniyle toprağın yedek su miktarı artmaktadır. Bu su nedeniyle taneli zeminlerde gözenekler su ile dolmakta, gözenek basıncı ve kütle ağırlığı artmaktadır. Bölgede, kritik eğimli arazinin olduğu Güngören formasyonu ile örtülü kesimlerde yağışla kazanılan bu özellik, kayma dayanımını azaltmakta kumlu zeminlerde sıvılaşma potansiyelinin artmasına ve heyelanların gelişmesine neden olmaktadır. Önlem almadıkça kıyı kuşağı boyunca heyelanların güz ve kış aylarında kıyı kuşağı boyunca etkinlik kazanması beklenir.

Yağışla kazanılan bu olumsuzluk yedek suyun kullanıma geçtiği Nisan ayı ortalarına dek sürer.

Hazirandan Ekime dek toprakta su azalmağa başladığından heyelanların en hareketsiz olduğu aylar yaz mevsimi içinde ve güz başlangıcındadır.

Bu nedenlerle, kütle hareketlerinin görüldüğü kesimlerde, gözenekliği ve ek yükleri arttıracak hafriyat, kazı ve yapılaşma işlerinin yaz aylarında yapılması ve yazın yapılan hafriyat yüzeylerinin kış aylarının yağışlarına açık bırakılmaması önerilir.

Bakırköyde egemen rüzgarı gözönünde bulundurularak hava kirlenmesine neden olabilecek merkezi ısıtma gibi dumanlı birimler konutları etkilemeyecek yerlere planlanmalıdır.

Basıncköy-Florya düzlüğünde heyelan gözlenmemesine karşın, kıyı kuşağı boyunca gözlenen duraysızlıkların önlenmesi için atık suların sızdırmadan araziden iyi bir kanalizasyon sistemi ile atılması ve foseptik kullanılmaması önerilir.

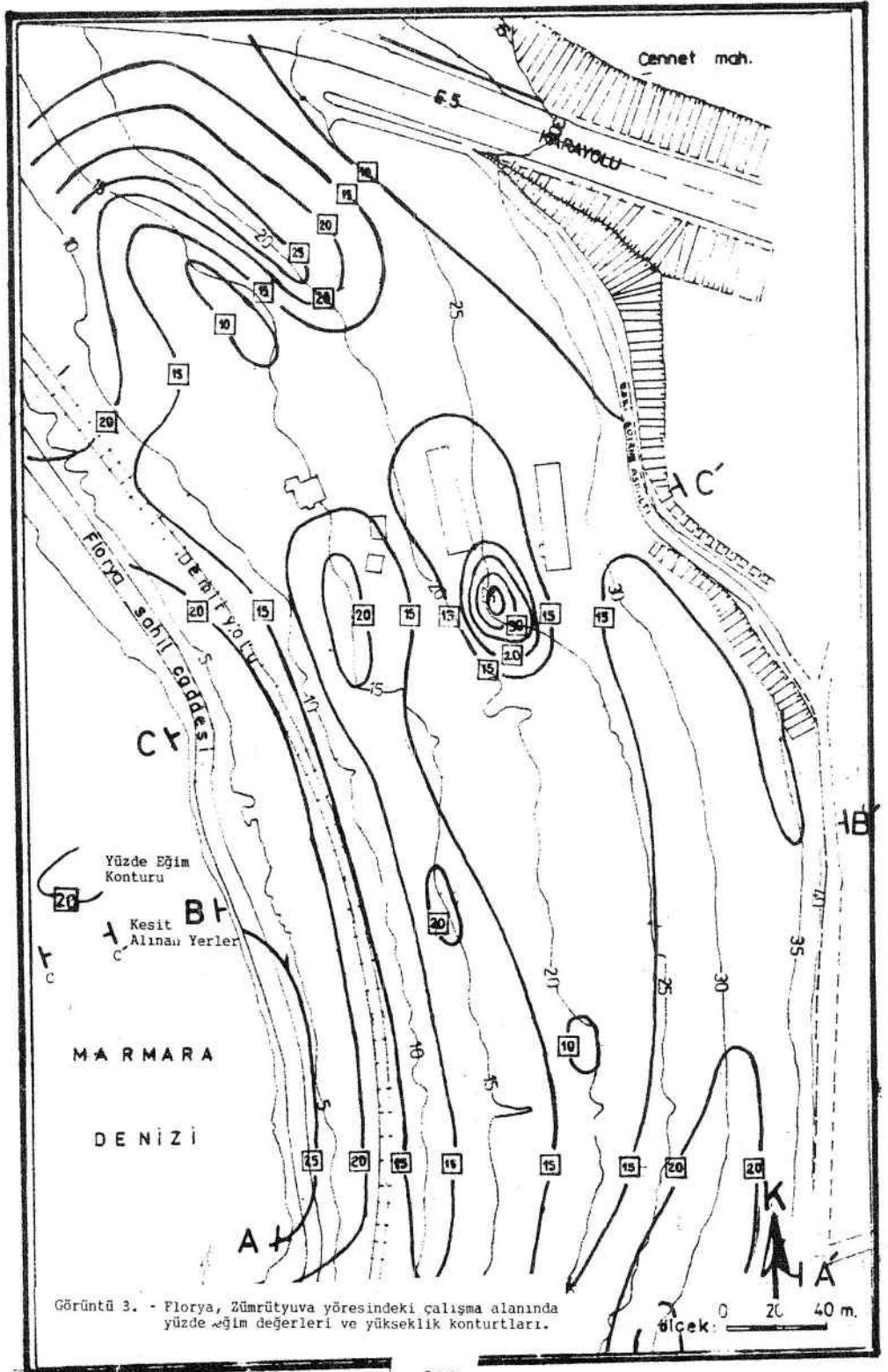
Sıvılaşma potansiyelin Ekim-Nisan aylarında en yüksek noktaya erişmesi, özellikle duraysız ve kumlu kesimlerde sarsıntılı makinaların kullanımını gerektiren işlerin ve yapılaşmanın yaz aylarına kaydırılmasını zorunlu kılar.

2- MORFOLOJİ

Çalışma alanı, demiryolunun Menekşe istasyonundan Küçükçekmece yönünde çizdiği yay içinde kalır. Genel olarak eğimler B ve GB yönlüdür.

2.1- Yüzey Yükselti Haritası

Çalışma alanında gözlenen en yüksek kod 43 m ile alanın doğu kesimindeki düzlükte yer alır. 9 metrelik en düşük yükseklik kodu ise demiryolu boyunca izlenir (Görüntü 3). Eş yükseklik kapanımları demiryolunun çizdiği yaya koşut olarak uzanmaktadır. Doğu kesimde yer alan düzlük dışında ortalama 15 lik bir eğim izlenir. Bu alanda alanın duraylılığı kısmen yüzey



eğiminin kohezyon açısıyla olan ilişkisine bağlıdır. Kohezyon açısı $\phi_{\min} = 20^\circ$ olması ve bunun yüzey eğiminden büyük olması kaymaya karşı bir güvencedir.

2.2- Yüzde Eğim.

Çalışma alanında değişik eğim değerleri ile karşılaşılır. Alanın kuzey kesiminde eğim değerleri %10'dan daha küçük değerler alır. Havacılar üzerinde sadece bir yerde eğim %30 lara ulaşır. Ancak alanda ortalama eğim %15 ençok eğim %20-%25 dolayındadır. Buda 11 ile 14° açığa denk gelir. Yer kaymaları büyük ölçüde eğime bağlıdır (Görüntü 3). O nedenle eğimin yüksek olduğu yerlerde şev düzenlemesine gidilmelidir.

3. JEOLOJİ

3.1. Genel Jeoloji

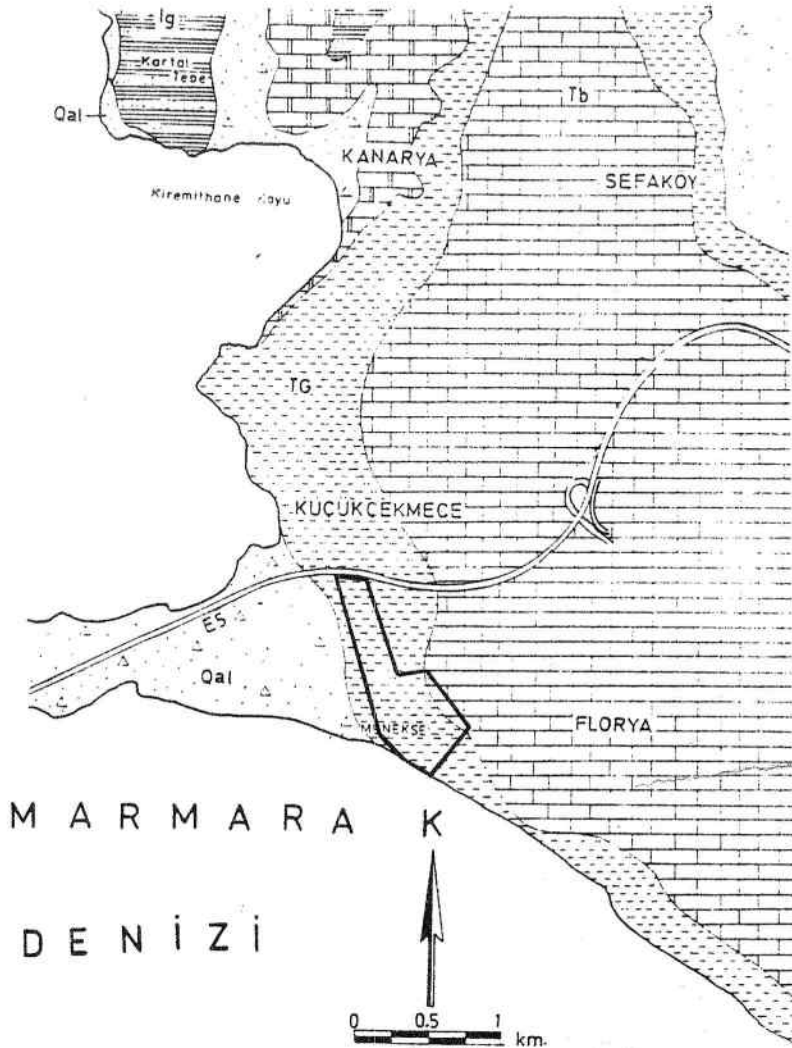
Bakırköy Belediyesi mücavir alanı içindeki inceleme bölgesi İstanbul ilinin Trakya kesiminde, Küçükçekmece Gölü'nün güneydoğusunda yer alır (Görüntü 4).

Bölgede İstanbul ve çevresinde temel kayaları olan Kocaeli Paleozoyik istifine ilişkin tortullar ile Trakya havzasının temeli olan çeşitli metamorfitle ve ilişkin magmatikler. Küçükçekmece Gölü kuzeyinden başlayarak kuzeybatıya doğru Çatalca çevresinde yüzeylerler. Temel kayaları inceleme alanına en yakın olarak Küçükçekmece Gölünün kuzeyinde İkitelli ve Damlar köyleri çevresinde yüzeylerler. Güneye ve Kuzeydoğuya doğru, inceleme alanının da içinde bulunduğu Senozoyik yaşlı Karbonifer yaşlı şeyl, türbidit kumtaşı ve çakıllı kumtaşı ardışımından yapılmıştır. literatürde Trakya Formasyonu olarak bilinen bu formasyon (Sayar,1976, Kaya, 1978, Ünalan, 1982) içindeki baskın litoloji olan şeyller, yeşilimsi koyu gri renkli, ince katmanlı ve paralel laminalıdır. Bunlar içersinde katmanlaşmaya göre değişik konumda yapraklanma gelişmiştir. Türbidit kumtaşı arakatmanları sarımsı kahve renkli olup alt yüzleri keskin ve çoğu aşınmalıdır. Bunlar içinde derecelenme, paralel ve akıntı ripil laminalanması olağan ve yaygın iç yapı olup üstten şeyllere geçişlidir (Görüntü 5).

İstanbul-Kocaeli Paleozoyik istifi Karbonifer sonunda Hersiniyen dağ oluşum hareketleri ile kıvrılıp kırılarak tektonize olmuş ve bölge karalaşmıştır.

Yöre karasal durumunu Orta Eosen başlarında izlenen blok faylanma türü tektonik etkinlik ile yitirerek havzalaşmıştır. Çökme olayına koşut olarak denizle kaplanan bölgede horstlar üzerinde resifal karakterli karbonatlar (Soğucak Formasyonu) graben alanlarında ise, havza içi koşullarında kırıntılı karbonat (kalsitürbidit) arakatmanlı çamurlar (Ceylan Formasyonu) Üst Eosen sonuna kadar transgresif olarak gelişmiştir.

Üst Eosen sonrasında yine düşey hareketler sonucu denizel koşulların bölgeyi terk etmesiyle inceleme alanı ve çevresi karalaşmış ve aşınma başlamıştır.



Güncel Alüvyon

(Seyrek kum silt'li, seyrek çakıl)



Belgrad Formasyonu

(Çakıl, kum silt'li ve çamurlu çimenli)



Bakırköy Form.

(Tebeşirimsi kili, kireçtaşı, yeşil kili)



Güngören Form.

(Yeşilimsi, kili seyrek kum silt'li mercerleri)



Çukurcesme Form.

(Çakıl, sarı kum silt'li ve kili mercerleri)



Gürpınar Form.

(Kum silt'li bantlı kili)



Ceylan Form.

(Kireçtaşı, arakazmanlı gri seyl'li ve marnlı)



Kırklareli Kireçtaşı

(Beyaz, sert, dayanımlı resit kireçtaşı)

KUCUKCEKMECE JEOLJİ HARİTASI

YERALTI ARAMACILIK

BİLİMSEL ARAŞTIRMA KURULUSU

1989

48

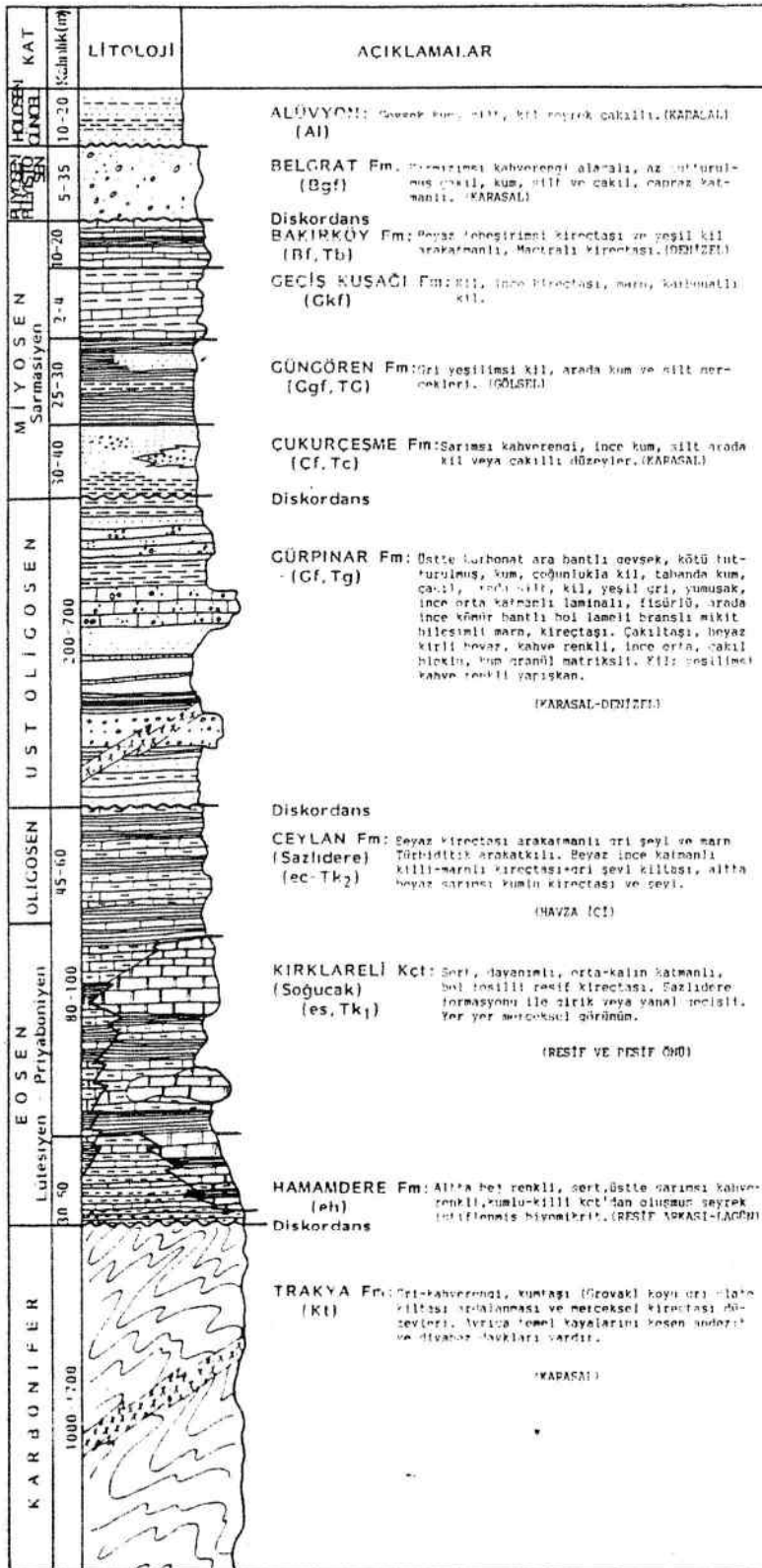
49

50

51

52

Görüntü 4 - Çalışma alanı ve yakınının yerel jeolojisi.



Börsentü 5 - Çekmece gölleri arasının geliştirilmiş stratigrafi kesiti (Yeraltı, 1989).

Üst Oligosen-Alt Miyosen evresinde bölge ve özellikle çalışma alanında içinde bulunduğu Küçükçekmece gölü batısı bir karasal çökelim alanı durumuna dönüşmüş ve genelde menderesli akarsu niteliğindeki bu ortam içinde, çeşitli karasal kırıntılılar, devresel olarak, kalın bir istif biçiminde gelişmişlerdir. Bu istifin Reşitpaşa Çiftliği çevresindeki yüzleklerinde linyit türü kömür düzeyleri ve çeşitli klastikler ile lümaşel depoları şeklinde karbonat düzeyleri biçiminde ve kısmende sığ denizel (kıyı) koşullarda geliştiğini ortaya koymaktadır. Literatürde Gürpınar Formasyonu olarak bilinen Üst Oligosen-Alt Miyosen istifinin (Sayar,1976), kalınlığı 400 m.nin üstündedir.

Bölgede bu birim üzerinde açılı uyumsuz olarak Üst Miyosen yaşlı bir çökel devresi daha izlenir. Bu devre, altta akarsu koşullarında ve devresel gelişmiş çeşitli kaba kırıntılılar (Çukurçeşme Formasyonu, 1976) ile başlar. Bu birimi uyumlu olarak gölsel koşullarda gelişmiş gri-boz renkli, yerel ince kum mercekli ve paralel laminalı killer (Güngören Formasyonu) izler. Söz konusu çökel devresi gölsel koşullarda gelişmiş gri-boz renkli, yerel ince kum mercekli ve pararell laminalı killer (Güngören Formasyonu) izler. Söz konusu çökel devresi gölsel ince kırıntılılar üzerinde uyumlu olarak ve acısu fasîyesinde çökelmiş sarımsı yeşil renkli kil, marn ve Mactra'lı kireçtaşı ardışımından oluşmuş Bakırköy Formasyonu ile son bulur (Görüntü 4).

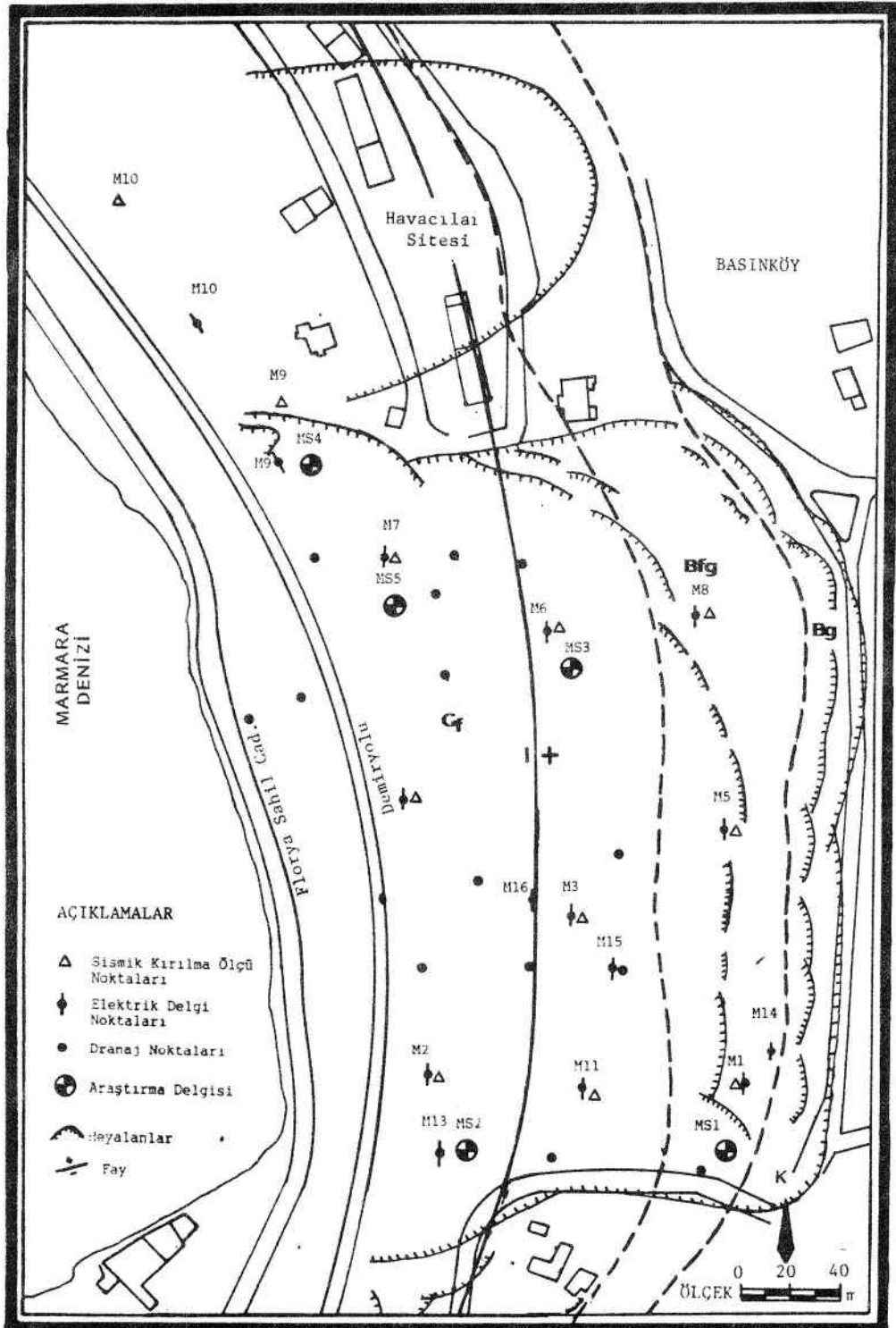
Pliyosen'den beri bölgede etkin olan normal faylanma türü tektonik hareketler sonucu, yöre yeniden yükselerek bir aşınma alanı niteliği kazanmış ve deniz aşındırmasının da önemli katkısıyla doğudan batıya doğru hızla aşınmaya başlamıştır. Günümüzde de bu niteliğini sürdürmektedir.

Küçükçekmece gölü dolayında Eosen kireçtaşları üzerinde 30m düzeyinde fosilli deniz taraçalarının varlığı dördüncü zamandaki epirojenik hareketler sonucu sözü edilen bölgenin 30-40 metre yükseldiğini göstermektedir (Sayar,1976). Bu yükselme Küçükçekmece lagününün oluşumunu hızlandırmış olabilir (Gül,1970)

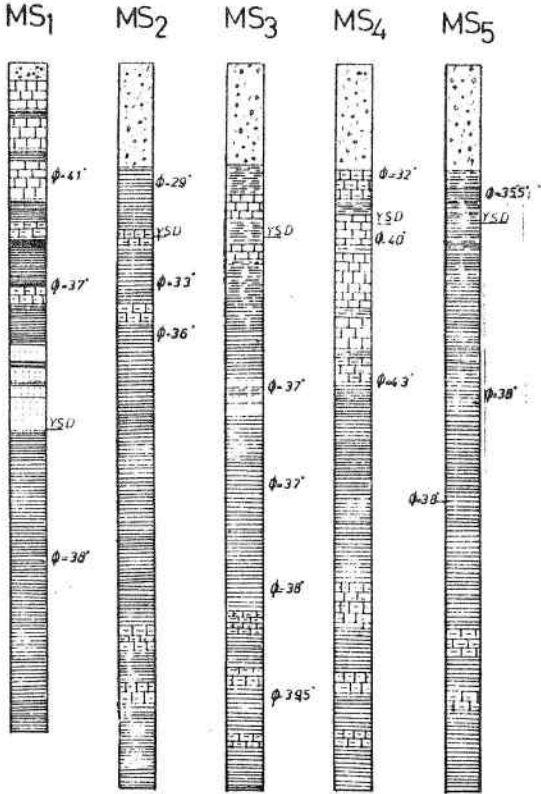
3.2. İnceleme Alanının Jeolojisi

3.2.1. Stratigrafi ve Sedimentoloji

İnceleme alanı ve yakın çevresi İstanbul'un özellikle Trakya kesiminde (Topkapı-Büyükçekmece arası) yaygın olarak yüzeyleyen, Üst Miyosen (Sarmasiyen) yaşlı çeşitli tortullardan oluşmuştur. Alanda izlenen stratigrafik istif, altta yeşilimsi koyu gri killer ile başlar, sarımsı yeşil kil-mikritik kireçtaşı



Görüntü Sb- Araştırma alanı mühendislik jeolojisi haritası. Bg-Bakırköy formasyonu, Bfg- Bakırköy peçiş kuşağı birimi, G- Güngören formasyonu.



Görüntü 5c- Araştırma alanında yapılan sondajların kütükleri ve içsel sürtünme açıları.

ardışımı ile sürer ve Mactra'lı kireçtaşı-sarımsı kil-marn ardışımı ile son bulur (Görüntü 5). Alanın güneybatı kesiminde bu tortullar üzerinde, değişken kalınlıklı bir yapay moloz örtü izlenir.

Üst Miyosen yaşlı tortullar Sayar (1976) tarafından İstanbul ve çevresinde Güngören ve Bakırköy Formasyonları olarak adlanmıştır.

3.2.1a- Güngören Formasyonu; Çalışılan alanın doğusunda kireçtaşı falezinin batısındaki ve alanın güneyindeki gecekondü bölgesi ile demiryolu arasında yüzeyleyen bu formasyon koyu yeşilimsi gri renkli, milimetre-santimetre kalınlığında katman kalınlıklı, kil-karbonatlı kil, ardışımından oluşmuştur. Birime ilişkin en güzel ve açık yüzlekler, gecekondü alanı batısındaki yarmalarda gözlenir. Formasyonun görünür kalınlığı 15 m kadar olup, yaşı eski çalışmalara göre Üst Miyosen'dir.

3.2.1b- Bakırköy Formasyonu; Güngören Formasyonu'nu düşey geçişle izleyen bu birim genelde kireçtaşı-sarımsı yeşil kil ardışımı biçimindedir. Birim Güngören Formasyonu üzerinde sarımsı yeşil killer içinde, kalınlıkları ve sayıları giderek artan mikritik kireçtaşı ara katmanları ile başlar. Yaşlaşık 8-10 m. kalınlıkta olan bu geçiş zonu üzerinde orta kalın katmanlı ve beyaz-bej renkli Mactra'lı mikritik kireçtaşları egemen litoloji durumundadır. Bunlar arasında, sarımsı yeşil renkli, milimetre-santimetre katman kalınlıklı kil-karbonatlı kil arakatmanları izlenir. Kireçtaşlarının egemen olduğu kesim yaklaşık 4m. kalınlıkta olup kireçtaşları içinde çatlaklar boyunca gelişmiş, küçük-büyük ölçekli karstik boşluklar yer alır. Birimin yüzlekleri, inceleme alanı doğusundaki düzlük alanı sınırlayan şevler boyunca izlenir. Ayrıca birim, normal faylanma nedeniyle, Menekşe tren istasyonu ile Basınköy asfaltının ilk çatallandığı 1120 nolu poligon noktası arasındaki alanda, bina yapımı için tesviye sonucunda ortaya çıkmış şevlerde de yüzlek vermektedir. Formasyonun incelenen bölgede 14-18 m. lik bir kesimi izlenir. Ancak, faylanma nedeniyle alanın deniz yakasındaki kesiminde daha kalın olması beklenir. Genel geometrisi örtü şeklinde olan formasyonun yaşı yine Sayar (1976) tarafından Üst Miyosen olarak verilmiştir.

3.2.1c- Yamaç Molozu; İncelenen bölgenin güney batı ve kuzey kesiminde, kalınlığı 1-5 metre arasında değişen bir yapay moloz örtü ile kaplıdır. Yapay örtü genellikle sarımsı yeşil kil matriks içinde gelişigüzel dağılmış çeşitli boyuttaki Mactra'lı kireçtaşı parçaları ile kiremit ve tuğla kırıntılarının oluşmuştur. Bu durum, diğer bir deyişle, moloz örtüsünün yapay oluşu hem yüzey incelemesi ve hemde bozulmamış zemin örneği almak amacı ile açılan 1,2,3 ve 5 no.lu çukurlarda gözlenmiştir.

3.3. Yapısal Jeoloji

3.3.1. Kıvrımlar

İnceleme alanında yüzeylenen Bakırköy ve Güngören Formasyonlarının yapısal gidişi Kuzey-Güneydir. Yalnız, özellikle Güngören Formasyonunun plastik olması, üzerindeki daha dayanımlı Bakırköy Formasyonu içerisinde Doğu-Batı yönlü küçük kıvrımlar gelişmesine neden olmuştur. Bu durum, Bakırköy Formasyonu içerisinde ölçülmüş katman konumlarından açıkça görülmektedir. Kireçtaşı-marn-kil ardışımı biçimindeki Bakırköy Formasyonu içinde kil ve marnların kalın olduğu (0.5-1 m) kesimlerde yine katılık ayrılığı nedeniyle genlikleri 1.5-2 m olan ikincil kıvrımlar gelişmiştir. Bakırköy Formasyonunda inceleme alanının Doğu kıyısı boyunca ve normal fayın doğusunda katmanlar 8° - 14° ile eğimli oldukları saptanmıştır. Fayın batısında ise katmanlar Doğuya 30° - 48° arasında eğimlidirler.

3.3.2. Yerkırıkları (Faylar)

Bölgede Bakırköy ve Güngören Formasyonları arasında yaklaşık kuzey-güney gidişli bir basamaklı yapı oluşturan normal kırılma saptanmıştır (EK-1) İki kademe biçimindeki kırılmadan batıda yer alan Güngören ve Bakırköy Formasyonlarını sınırlarında kayma oluşturduğu için haritalanabilmiştir. Ayrıca, fay izinin batısında Bakırköy Formasyonuna ilişkin yüzleklerde katman eğimlerinin, doğuya doğru 30° - 48° gibi değerlere ulaşması istifin bu kesimde faylanmış olduğunu belirten bir diğer kanıttır. Bu fayın, düzlemi batıya eğimli olup, atımı 15 m'nin üzerindedir.

İkinci ve daha doğudaki fay, Bakırköy Formasyonu içinde kalmaktadır ve inceleme alanı doğusundaki düzlükten başlayarak bu kesimde Bakırköy Formasyonunun kireçtaşlarının sürekli yüzeylemesi, diğer bir deyiş ile formasyon kalınlığının artmış gibi görünmesi fay olasılığını vurgulamaktadır. Yapılan jeofizik çalışmalarda bu kırık saptanmıştır. Kırık düzlemi yine batıya eğimli olup atım yine 15-20 m. mertebesindedir. Faylanmanın yaşı Üst Miyosen sonrası olup olasılıkla Erken Kuvaternerdir (Ercan, 1989; Oktay, 1989).

3.4. ÇALIŞMA ALANINDA KÜTLE HAREKETLERİ

Alanda yapılan jeolojik gözlemler geçmişte kütle hareketleri olduğunun işaretlerini vermektedir.

Çalışma alanının güneyinde arazi dışında kalan gecekondü alanında, yer-kayması şevinin batısındaki evlerin bahçe duvarlarında yüzeysel akma nedeniyle gelişmiş küçük ölçekli çatlamlar izlenmiştir. Ancak, özellikle (yaşlı-geç) ağaçlarda zemine ilişkin büyük ölçekli yamulma gözlenmemesi, kaymaların yüzeysel olduğunu vurgulamaktadır. Evler ile demiryolu arasındaki alanda ise küçük aynalar biçiminde ve kademeli gelişmiş yerkaymaları saptanmıştır (Görüntü 5b). Bu yerkaymalarının ayna ve topuklarının iyi gelişmiş olması ve bazılarında zeminde çatlamlar izlenmiş olması, çalışma alanının dışında kalan bu kesimde kütle devinimlerinin günümüzde de sürmekte olduğunu göstermektedir. Bölgeyi güneyden sınırlayan yolun kuzey batısındaki ilk yerkayması aynası içindeki ağaçların eğik büyümüş olmaları hareketliliği etkinlik göstermesi bakımından önemlidir. Bu kütle devinimleri Güngören Formasyonu killeri içerisinde gelişmiştir.

Basıncıköy E5 karayolu, demiryolu, gecekondü alanı ile çevrelenen inceleme alanında, günümüzde yerel ölçekte akmalar dışında durgun bir kayma bölgesidir. Haritada da belirtildiği gibi, ana kayma aynası Cami yeri batısında jeolojik uzanıma uyumlu biçimde kuzey-güney yönlü olarak gözlenir. Ayna şevinde 8-10 m. lik bir kot farkı meydana gelmiştir. Ana kayma aynasının altı su otlarında gösterdiği gibi çok sulu bir bölgedir. Bu bölgede günümüzde etkin küçük çaplı yerkaymaları gelişmektedir (Görüntü 5). Ancak asıl yerkayması alanının batı ucunda dikilmiş ağaçların herhangi bir hareketlilik belirtmemeleri ana kayma yüzeyinde, oluşumundan günümüze dek önemli bir hareket olmadığını göstermektedir.

Bu alanın büyük bir kesimi Güngören Formasyonu ile kaplı olup, zemin olarak sulu, plastiktir. Bu yörede zemin sınıfı OH, qa-zemin güvenlik gerilmesi 1 ile 2 kg/cm² yüzey eğimi %20-%30 kurutma kuyusu derinliği 5-15 m, drenaj derinliği 3m, birim hacim ağırlığı γ_n 1.5-1.8 gr/cm³, limit $\%W_{LL}$ %40, $\%W_{PL}$ %19.6 $\%IP$ %33.75, $\%w_h$ 14.2, rötire (şişme) yüksek, ortalama kalınlığı 15, taşıma gücü q_d 0.3-1.82 kg/cm², en küçük kayma dayanımı açısı ϕ 20°, C_{uu} kohezyon değeri 0.35 tir. Bölge yapılması önerilen ayrıntılı stabilite projesi sonucu önerilerek, özel tutturma, durdurma, kurutma önlemlerinden sonra yapılaşmaya açılabilir.



BAKIRKÖY

MENEKŞE ZÜMRÜTYUVA

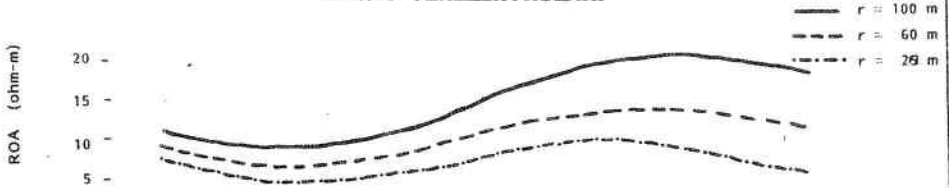
JEOFİZİK KESİTİ



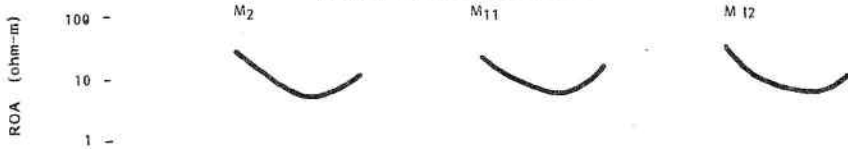
YÜZDE EĞİM



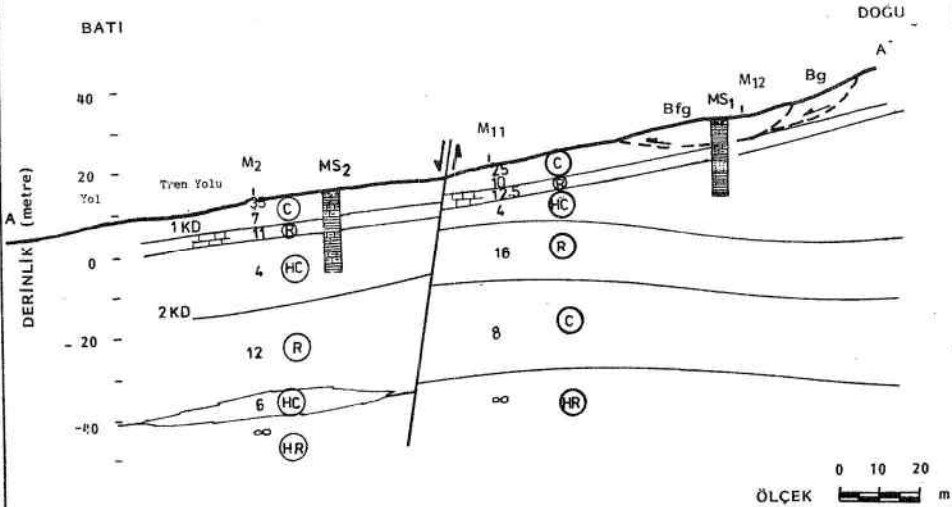
YATAY YERELEKTROLARI



DÜŞEY YERELEKTROLARI



YERALTII YAPISI



Görüntü 6- Bakirköy Menekşe Zümrütyuva jeoloji, jeofizik ve sondaj korelasyonlu yeraltı kesitleri AA' doğrultusu.

3.4.1.Kütle Hareketlerinin İşleyiş Özellikleri

Alanda yer yer gözlenen kütle hareketlerinin,

- 1- Stratigrafi ve tektonik ile ilişkisini
- 2- Yeraltısuyu varlığı, derinliği ve toplanma özelliği ile olan ilişkisini
- 3- Jeolojik yük ve katman süreksizlikleri ile,
- 4- Katman ve süreksizliklerin yeraltındaki eğimlerinin, hareketlerin yüzey davranışına olan etkisini

5- Yerin makaslama, sıkıştırma ve saran basımlar altında esneme özellikleriyle olan ilişkisini,

belirlemek üzere, yüzey jeolojisi bilgileri yeraltı jeofizik bilgileri (elektrik-sismik) ve araştırma delgilerinden elde edilen litolojik ve zemin mekaniği bilgileri ile birlikte doğrularak yorumlanmıştır.

Bunların sonucunda,

- a- Görülen jeolojik katman uzanımlarına dikey kesen, jeoloji uyumlu jeofizik kesitler
- b- İki boyutlu yeraltısuyu derinlik haritaları.
- c- Olası kayma düzlem ya da düzlemleri derinlik haritaları çıkarılmıştır.

3.4.2. Duraysızlık Oluşumu

Yörede duraysızlık Güngören'in killi birimleri için oluşur. Alandan KG doğrultusunda geçtiği kanıtlanan normal fayın yüzeyde oluşturduğu şev boyunca (Gül,1970; Özküçük ,1986; Ercan,1988 ve Oktay,1988) gelişen akma ve kayma biçimindeki kütle hareketlerinin oluşumunda temel etmen, yöredeki aşırı su varlığının kilin kayma dayanımını küçültmesidir. Arazinin, KG doğrultusunda yaklaşık ortasından geçen fayın doğusunda katman eğimlerinin 5° ile 12° doğuya, batısında ise 7° ile 10° batıya ve bunun yüzey eğimi ile uyumlu olması kaymaları tetikleyen jeolojik ve hidrojeolojik olgulardır.

3.4.3- Yeraltı Kesiti

Jeoloji ve yüzey morfolojisi uyumlu yeraltı kesitleri (Görüntü 5) yaklaşık DB doğrultusunda 1/1000 ölçekte çıkarılmıştır. Elektrik öz-direnç ayrılıklarına göre belirlenen süreksizlikler, araştırma sondajından elde edilen jeolojik-hidrojeolojik bilgilerle birleştirilerek jeofizik uyumlu biçime dönüştürülmüştür. Kesitlerde, yer alan simgeler, aşağıda açıklanan anlamda kullanılmıştır.

C- Conductive (iletken) (kil, nem v.s.)

HC- Highly Conductive (çok iletken) (su, kil, sulu mercek v.s)

R- Resistive (Dirençli) (Marn, kum-çakıl, kireçtaşı)

HR- Highly Resistive (Çok Dirençli) (Kireçtaşı kayası, geçirimsiz katman v.s).

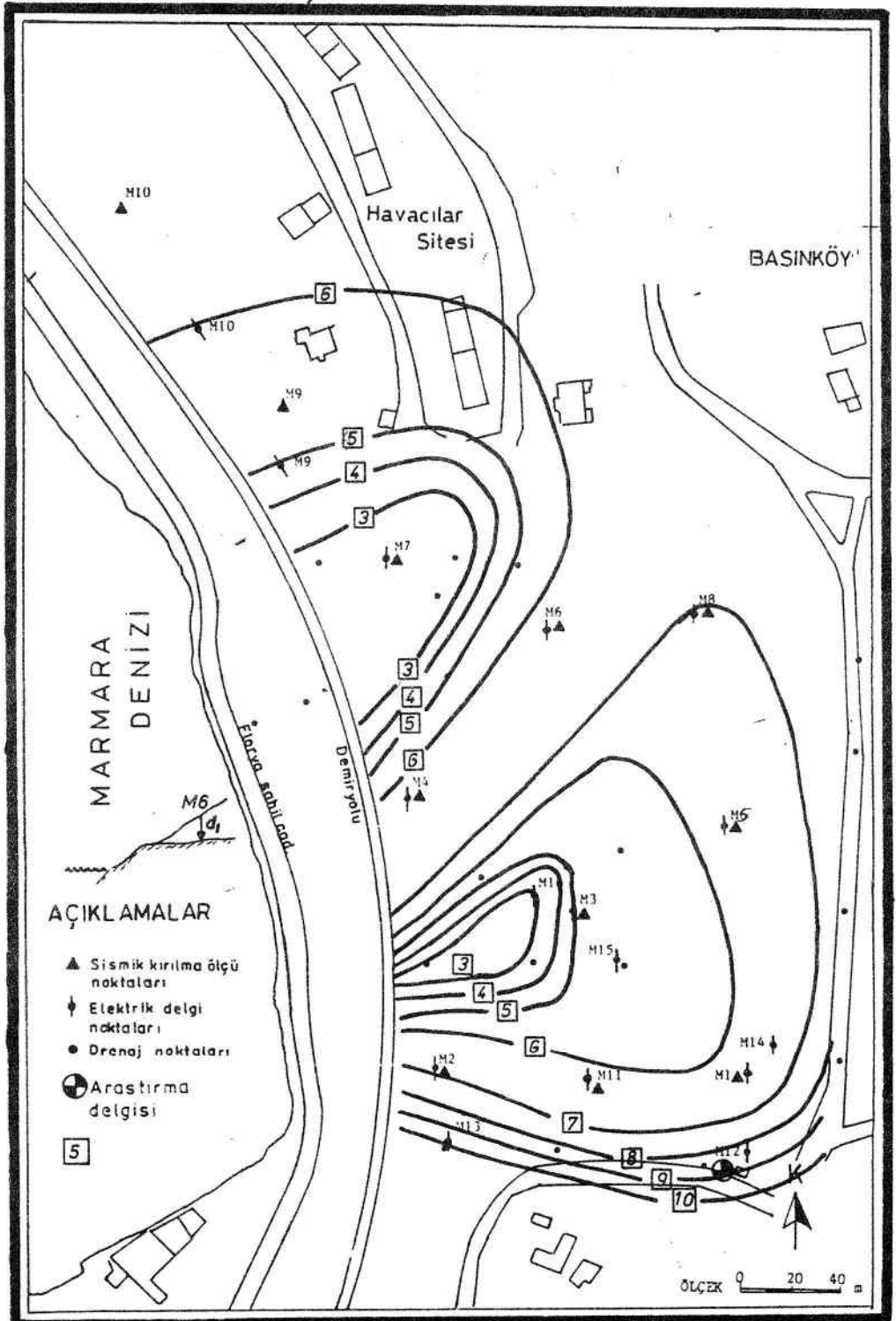
Güneyden kuzeye doğru ve doğu-batı yönlü kesit AA' doğrultusunda çıkarılmıştır. En üstte yüzde eğim (%E), altında jeolojik süreksizliklerin yanal değişimini simgeleyen yatay elektrolar $r = 25, 60$ ve 100 metreler için, alt ortada süreksizliklerin düşey gidişini simgeleyen düşey yerelektroları ve en altta, bu anomalilerden çıkarılan yeraltı kesitlerine yer verilmiştir.

Alanda ortalama %E eğim değerleri %15 dolayındadır. Eğimin yüksek olduğu kesimlerde bu değer %20-%25'e ulaşmaktadır. Kaymanın başladığı kritik eğim değeri %34-%36 ($\theta = 19^\circ - 20^\circ$) dir.

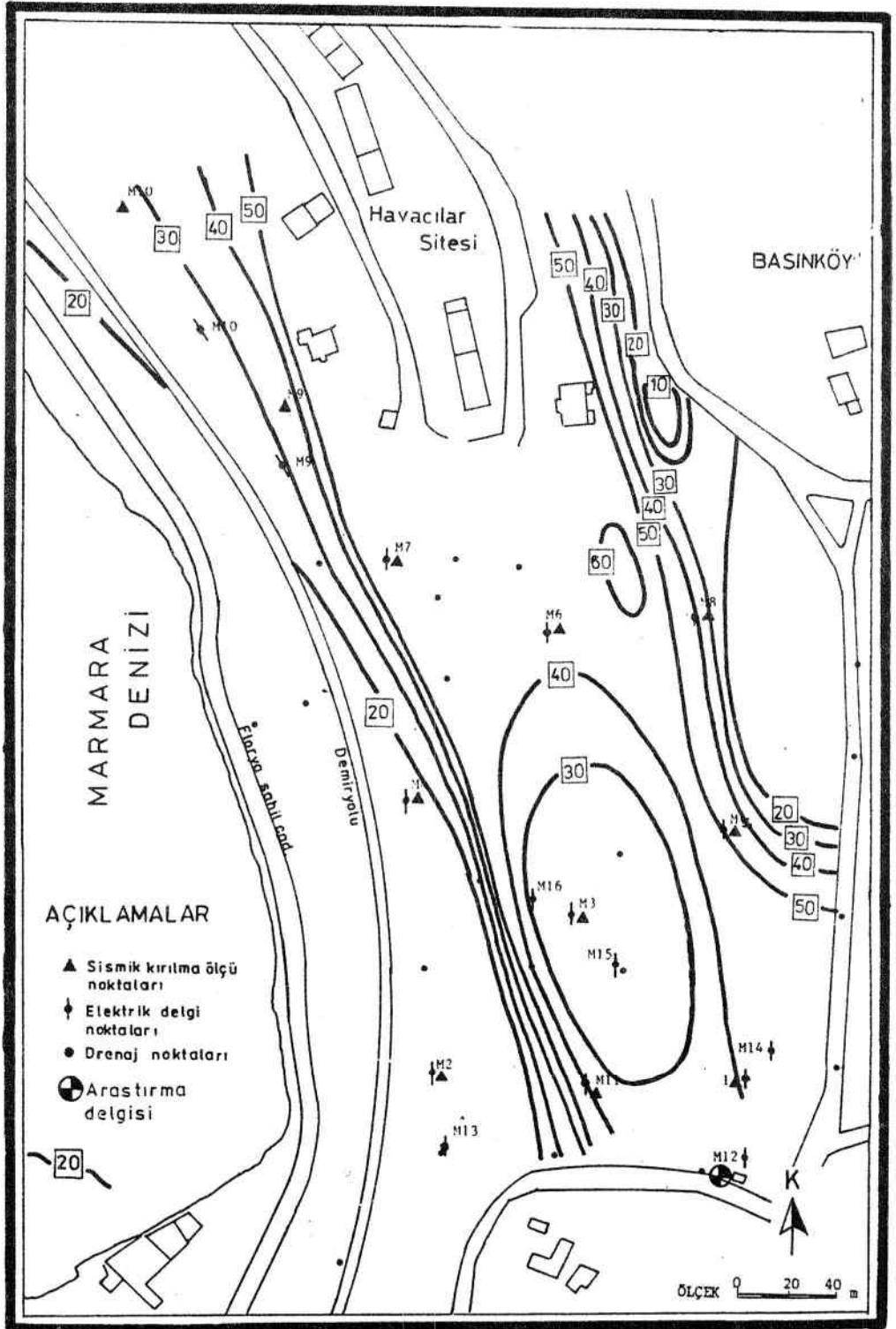
Kesitle ortalama inceleme derinliği 50 metre dolayındadır. Elektrik öz direncin az sulu ve killi kayma yüzeylerinde 8 ile 11 ohm-m, alttaki çok sulu ve killi kesimlerde 4 ile 8 ohm-m olduğu gözlenmiştir. Dirençli kesimlerde öz direnç değerleri; yüzey örtüde 25 ile 50 ohm-m, kireçtaşı-marn 11-15 ohm-m, çok dirençli ve geçirimsiz katmanda > 100 ohm-m'den büyüktür.

50 metre derinliğe dek belirlenen katman sayısı ortalama 7 tanedir. Bunlardan, kayma potansiyeli içerebilecek olanlar C ve HC simgeleri ile belirlenmiş olup, birimin taban derinliği 3 ile 5 metre, diğerinin 10 ile 25 metre arasında değiştiği belirlenmiştir. Katmanlar KG ve DB doğrultularında genelde sürekli, yatay-yataya yakın 5° ile 12° eğimlidir. Eğimler çoğunlukla denize doğru olup, doğudaki şeve yakın kesimlerde 5 ile 10 derece karaya (doğuya) doğrudur. Sözü edilen eğimlerin kıvrımlanma ve kırılma tektoniği ile ilişkili geliştiği sanılmaktadır.

Yeraltı katmanlarının özellikle alanın batı yakasında yüzey eğimi ile uyumlu olması, 2 ve 5 nci katmanların gözeneklerinde kaydırıcı kil üzerinde su içermesi, yörede yer yer gözlenen kütle hareketlerini tetikleyici etmenlerdir. Böylece oluşan kayma hareketlerini denetim altına almak üzere açılacak sığ drenaj derinlikleri 3 ile 5, derin drenaj derinliklerinin ise 10 ile 25 metre olması önerilir.



Görüntü 7 - Bakırköy Menekşe Zümrütyuva üst sulu killi düzey derinlik haritası (d₁)



Görüntü 8 - Bakırköy, Menekşe Zümürtyuva Üst sulu düzey tabanı yüzde eğim haritası.

4.4- Yeraltı Jeofizik Haritaları

Bölgede ana sorun yerduraysızlığıdır. O nedenle, Yer duraysızlığına neden olan killi ve sulu kesimlerin derinliğine ve yanal uzanım olarak belirlenmesi ve incelenmesi önem içerir. Bu amaçla su ve kil varlığına en duyarlı jeofizik yöntem olan iki boyutlu elektrik öz direnç ölçümleri seçilmiştir. Kil ve su, iletken süreksizlikler (C ve HC) oluşturmaktadır.

Alanda biri sığ, diğeri derin olmak üzere iki iletken süreksizlik vardır. Bunlardan ilki sığ sulu-killi, diğeri derin sulu killi kesimi yansıtır. O nedenle, gerek arazi iyileştirmelerinde ve gerekse imar aşamasında bu düzeylerin genel özelliklerinin bilinmesinde yarar vardır.

4.4.1. Üst (Sığ) Sulu-Killi Düzey-Sığ Drenaj Düzeyi

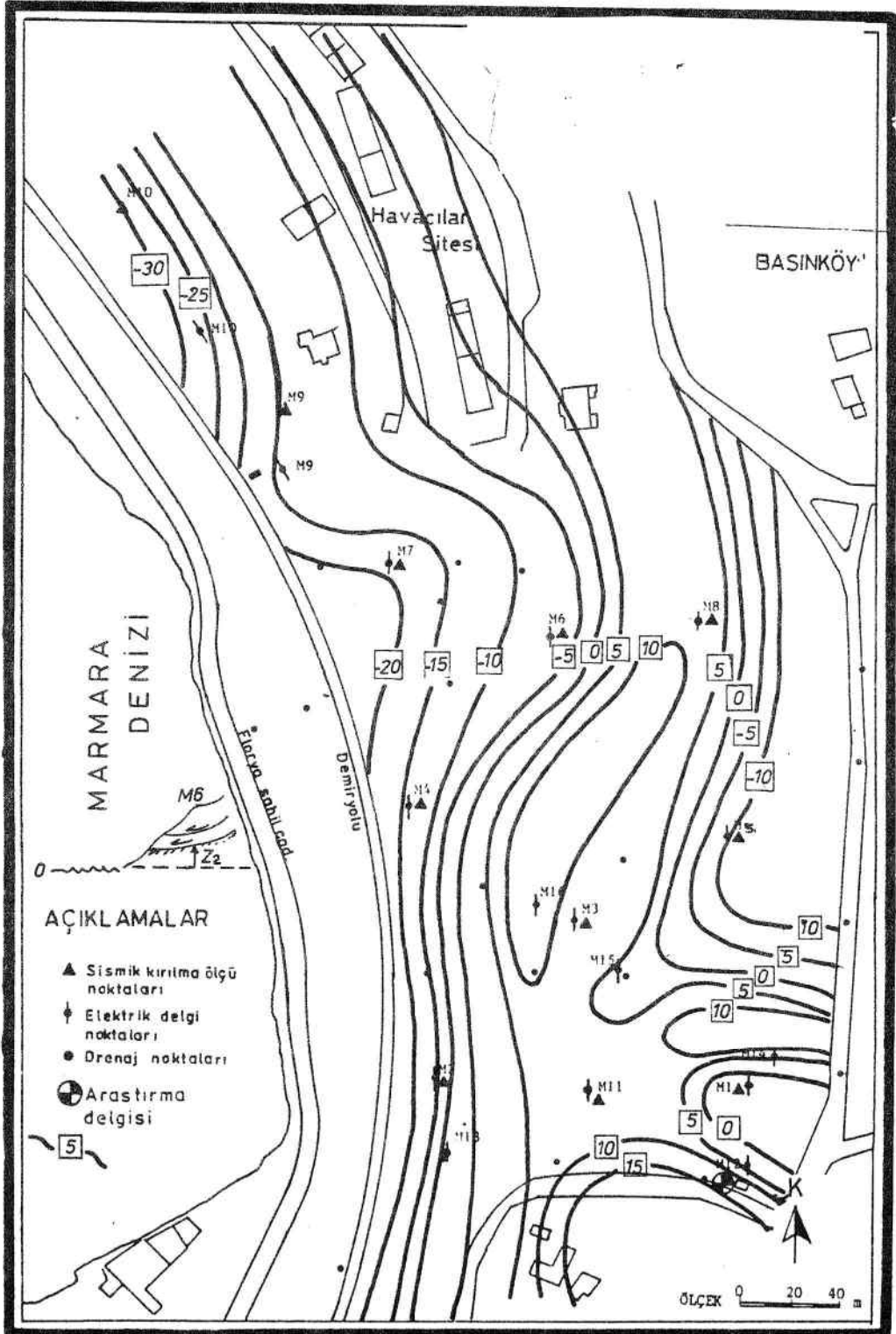
Sığ sulu killi düzey iki ana bölümde belirginleşir. Bunlardan biri Havacılar Sitesi güney batısında, diğeri gecekondu alanının kuzeyindedir. Derinlikler 3 ile 7 metre arasında değişir (Görüntü 7,8). Topoğrafyanın doğudan batıya azaldığı düşünülürse, sözü edilen su düzeylerinin, yüzeyde sızıntı ya da pınarlar oluşturmaları ya da tren yolu boyunca yaklaşık 3-4 metre derinden ulaşılması beklenir.

Arazide gözlenen yerel duraysızlıklar bu iki çanak içinde kalmaktadır. Bu bölgelerde yapılacak drenlerle sözü edilen suların çekilmesi ve araziden uzaklaştırılmasıyla bu alanlar duraylılığa kavuşabilir.

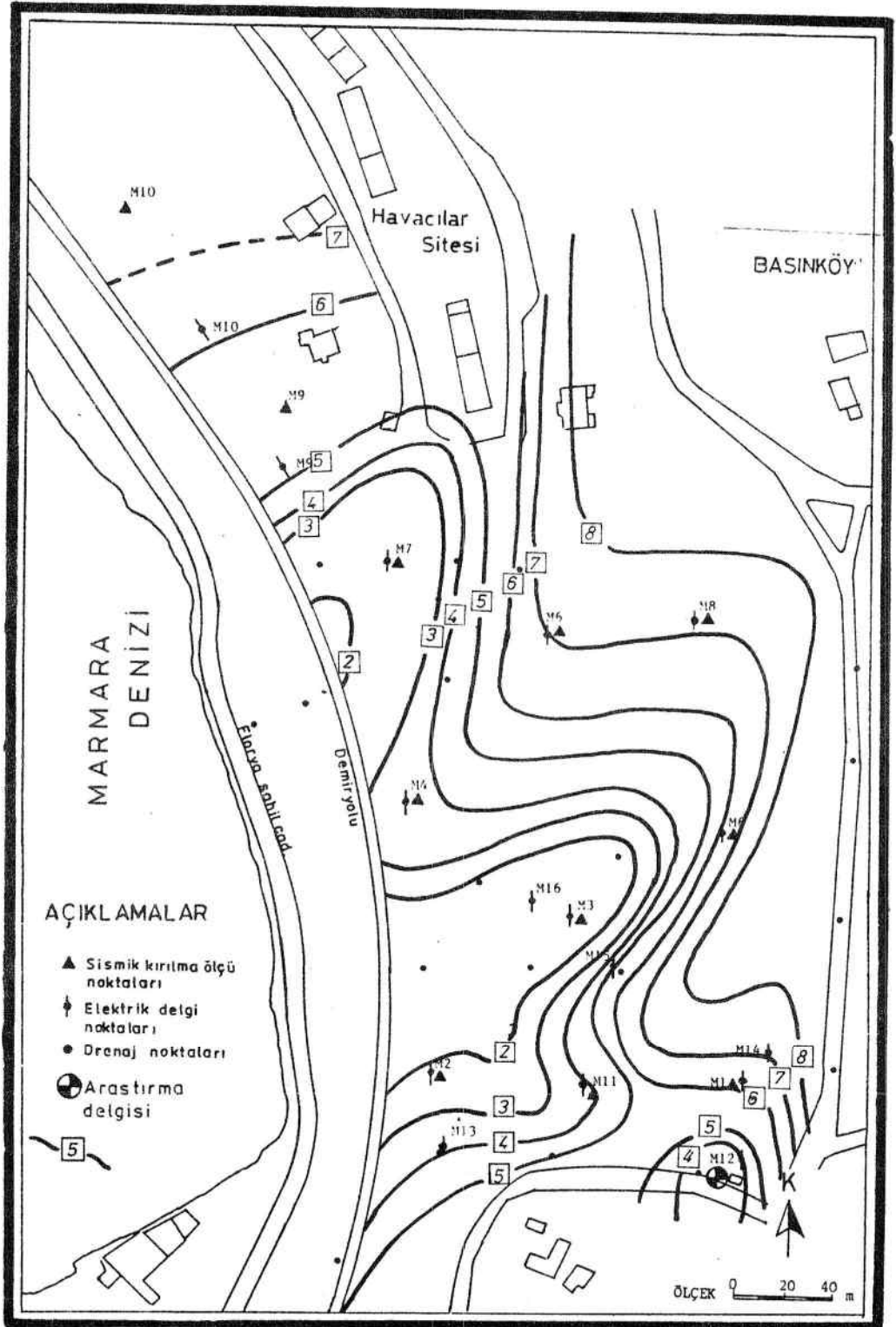
Üst-killi-sulu düzey tabanının denizden yüksekliğine bakıldığında, tren yolu boyunca su düzeyi deniz düzeyine denktir (sıfır kodu) doğruya gittikçe, sulu düzey kodunun 15 ile 20 metreye eriştiği gözlenir (Görüntü 7). Bu durum, yeraltısularının hidrolik eğimlerinin denize doğru olduğunu gösterir. Bu eğim doğudan batıya doğru %40 dan %20 ye (22° den 11° ye) doğru azalır. O nedenle arazinin heyelan potansiyeli içeren kesimi, arazinin simgesel kritik eğimi olan 20° yi geçen %36'lık yüzde eğimden büyük orta kesimdeki alanıdır. Nitekim jeolojik gözlemlerle belirlenen kaymalarda bu kesimlerde yer almaktadır.

4.4.2 - Alt (Derin) Sulu-Killi Düzey (Derin Drenaj)

Derin sulu-killi düzeyde anomaliler üst düzey ile çakışmaktadır. (Görüntü 10 ve 11). Sulu-killi düzey derinliği demiryolu boyunca 20 metre dolayında iken doğudaki şev boyunca ve Havacılar sitesi altında 40 metreye varmaktadır (Görüntü 10). Özellikle demiryolu boyunca ve Havacılar sitesi batısında taban, deniz düzeyi altındadır. O nedenle yer yer karaya doğru denizsuyu girişi düşünülebilir. Nitekim, elektrik öz direncin bu kesimden de 2-3 ohm-m'ye dek düşmesi tuzlu sudan kaynaklanabilir (Görüntü 11).



Görüntü 10 - Bakırköy, Menekşe Zümrütyuva alt sulu- killi düzey yükseklik (kod) haritası (Z2)



Görüntü 11- Bakırköy Menekşe Zümrütyuva alt sulu killi elektrik öz direnc R02 haritası.

Güngören formasyonu içinde su kil dokunağı olarak belirlenen bu süreksizliğin derin kayma düzlemi olması beklenmemektedir.

5- ZEMİN VE KAYA TÜRLERİNİN JEOTEKNİK-JEOFİZİK ÖZELLİKLERİ

Çalışma alanında egemen birim Miyosen Güngören, Geçiş kuşağı ve Bakırköy jeoteknik özelliklerini belirlemek üzere 5 noktada yapılmış 100 metrelik araştırma sondajı 2 deney çukuru ve alınan zemin örneklerinin zemin mekaniği deney sonuçlarından yararlanılmıştır.

Ayrıca zeminin ayrıntılı dinamik elastisite modüllerine ve jeoteknik parametrelerini belirlemek üzere 6 noktada sismik kırılma 12 tane elektro çekimi yapılmıştır.

Sondajlarla SPT, Örselenmiş kavanoz ve Örselenmemiş tüp (Shelby) çukurdan torba örnekler alınarak üzerinde zemin mekaniği laboratuvar deneyleri yaparak yeraltının jeoteknik özellikleri belirlenmiştir. Ayrıca, kuyu içinde yapılan sıkıştırma, darbeli giriş ve tork deneyleriyle yerinde zemin davranış özellikleri belirlenmiştir.

5.1. Zemin Türü ve Sınıfı

Bakırköy formasyonu kireçtaşının olmadığı kesimlerde çoğunlukla kil ve marndan oluşur. O nedenle çoğunlukla plastisitesi yüksek inorganik kilden (CH) oluşur. Şişme (rötre) özelliği yüksektir.

Güngören formasyonunda W_{LL} oldukça büyüktür (%70). Genellikle zemin sınıfı CH, MH, OH dir. Bu tür zeminlerin plastisitesi yüksek, inorganik kil, şişkin kildir.

Bu zeminin kuru dayanımı (eğilme özelliği) yüksek-çok yüksek, genişlemesi yavaş ya da yok, katılığı ya da sağlamlığı, çokaz ile yüksek arasındadır. Bu killerin geçirgenliği 10^{-7} ile 10^{-9} (cm/sn) olup, pratik olarak geçirimsizdir.

Kilin çok yüksek plastisiteli (CH) olduğu kimi yerlerde jeolojik yük altında deformasyonu yapı inşaatlarında gerekli önlemlerin alınması gerekir. Yeraltısuyu kilin doğal yapısını bozarak, kayma dayanımlarını küçültmektedir. Jeolojik yükün kazı ile hafifletilmesi ve kilin suyunu yitirerek kuruması sonucunda fisürlerin açılması ve buradan yeraltısuyunun kil içine girmesi kayma dayanımını azaltabilir. Kilin kabarma özelliği ve bundan doğan basınçlar yapıları olumsuz etkilemesi beklensede, bunun oranı çok küçüktür.

Özellikle diyapir olayının görüldüğü kesimlerde kilin plastiklik özelliği daha çok önem kazanır. Plastiklik, kohezyonlu (içinde-yeter miktarda kil daneleri bulunan zeminler) zeminlerin önemli bir özelliğidir. Plastik-den deformasyonlardan (şekil değiştirme) etkilenmemesini sağlar Menekşenin formasyonunda en çok karşılaşılan zemin türü (CH,MH) dir. (CL) türü zeminlerin C_c sıkışma indisi (CH) türü olanlardan daha küçüktür.

5.2. Zemin Emniyet Gerilmesi- q_a

$d = 3$ metre derinlikte q_a zemin emniyet gerilmesi değerleri 1 ile 5 kg/cm^2 arasında değişmektedir. Özellikle, heyelan alanları gibi özgün biçimi bozulmuş topraklarda bu değer en küçük değerlerini alırken Bakırköy kireçtaşlarında zeminlerde 5kg/cm^2 ye dek yükselmektedir.

Bu olgu, çalışma alanında zemininde taşıma gücünün çok değişken olduğunu, gösterir.

$d = 3$, metre için q_a değerleri gerçek zemin koşullarını yansıtır özelliktedir.

Bakırköy Formasyonu	$q_a = 5 \text{ kg/cm}^2$
Geçiş Kuşağı	$q_a = 3.5-4 \text{ kg/cm}^2$
Güngören Formasyonu	$q_a = 1-2.5 \text{ kg/cm}^2$
Heyelan Alanları	$q_a = 1 \text{ kg/cm}^2$

olarak bulunmuştur.

5.3. Kayma Dayanımı, Taşıma Gücü, Zemin Sınıfı

5.3.1. Güngören Formasyonu

0 ile 25 metre kodları arasında karbonatlı kil, kahverengi yeşil kilden oluşur.

a- Zemin Sınıfı

KATI-ÇOK KATI arasında değişir.

$N_{30} = 10$ ile 26 darbe arası değerler alır.

Ortalama Attarberg Limitleri;

Likit Limit

Plastik Limit

Plastisite Indisi

Sıkışma Indisi

Elekt Analizi Değerleri ise

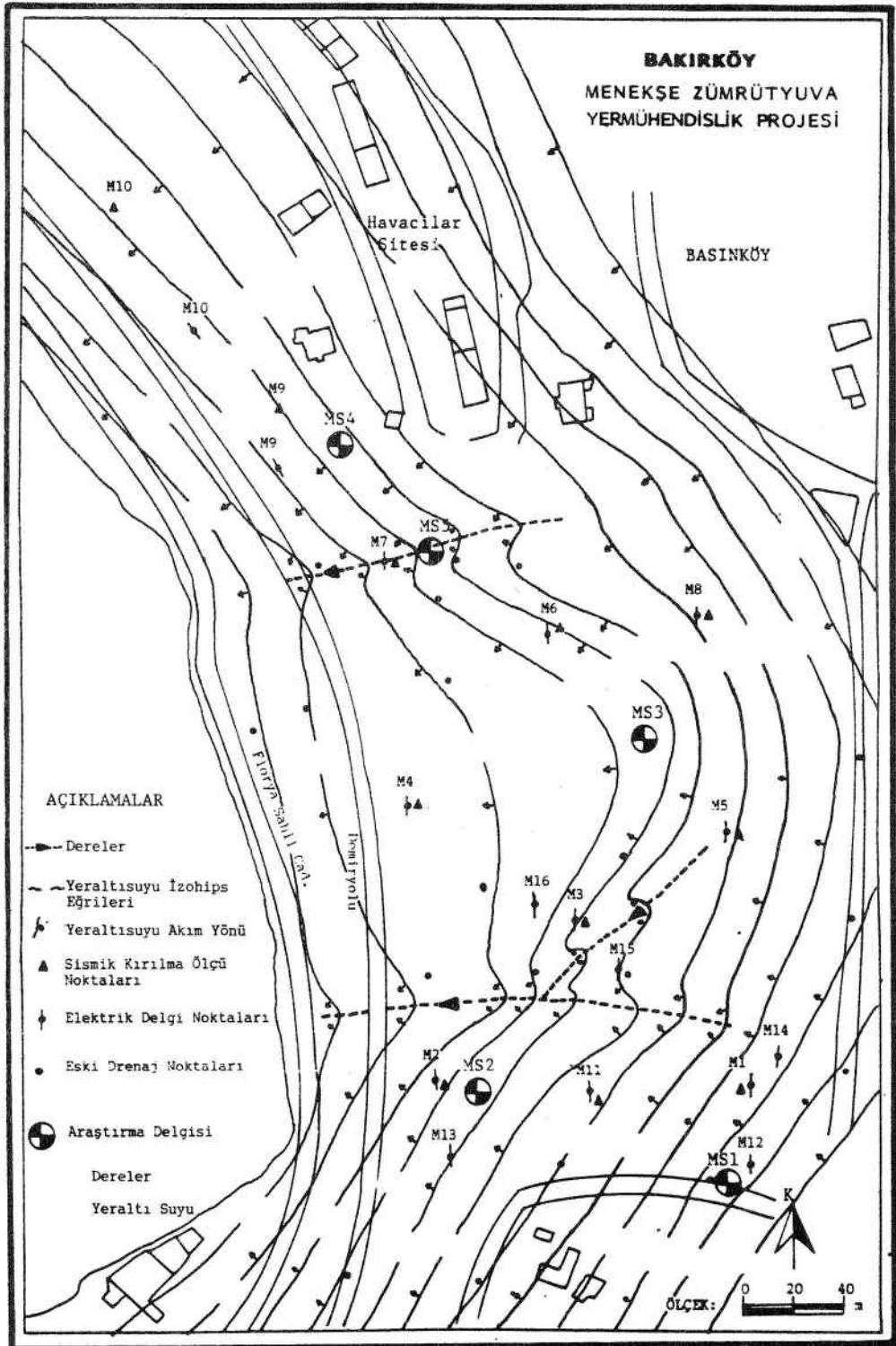
No.4 üzeri = %7

No.4-200 arası = %16

No.200 altı = %77

FORMASYON	BİRİM	ECEMEN ZEMİN SINIFI	KOHEZYON C _c kg/cm ²	• Derece	ZEMİN EMNİYET GERİLMESİ q _a kg/cm ²
BAKIRKÖY FORMASYONU	Yeşil KİL	CH	2	35°+ 10°	> 5
GEÇİŞ KUŞAĞI	Karbonatlı kil	CH	1.3-2	37°-41°	3.5-4
GÜNGÖREN FORMASYONU	Kahverengi yeşil kil	CH MH OH	0.5-0.8	24°-33°	1-25
HEYFELAN ALANLARI	KİL		1	15°-20°	< 1

Döküm 1. Formasyonların simgesel zemin değerleri.



Görüntü 12 - Araştırma dalğılarından elde edilen yeraltısuyu statik düzeyi derinlik (izohips) haritası.

b- Taşıma Gücü;

Doğal su içeriği	$\gamma_{wh} = 27-30$
Doğal birim hacim ağırlığı	$\gamma_n = 1.96-2.12 \text{ gr/cm}^3$
Serbest Basınç Dayanımı	$q_u = 0.6-3 \text{ kg/cm}^2$
Zemin Emniyet Gerilmesi	$q_a = 0.6-2.5 \text{ kg/cm}^2$

c- Kayma Dayanımı

Kohezyon	$C = 0.5-0.8 \text{ kg/cm}^2$
İçsel Sürtünme Açısı	$\phi = 29^\circ-33^\circ$

6. SU DURUMU

Yeraltısuları için akiferler Bakırköy kireçtaşları ve Geçiş Kuşağı içindeki kavkılı kumlu düzey olup, geldiği yöre Basınköy ve doğu yakada yer alan vil-lalar bölgesidir. O nedenle kurutma işlemleri bu yöreden başlamalıdır.

Yapılan jeofizik ölçülerin değerlendirilmesi ile varlığı saptanan derin yeraltısuyu derinlik haritası (Görüntü 5.12) de verilmiştir. Yeraltısuyunun en derin olduğu kesimler, alanın doğusunda yer alır. Buralarda su derinliği 10 metrenin üzerinde olup kimi yerlerde deniz düzeyinin altındadır. Yeraltısuyu-nun sığ olduğu kuzey kesimde, yüzeysel yer kaymaları gözlenmekle birlikte, derin olan güney bölümde bu tür bir işaretle karşılaşilmamıştır.

Yörede yeraltısularının akış doğrultusu, kıyı boyunca uzanan demiryoluna dikey olup, akış yönü karadan denize doğrudur. Yeraltısularının kuşaklar oluş-turduğu kesimler, yerelektrik derinlik kat haritalarında belirginleşmektedir.

Yeraltı yapısal birimlerine göre yönelen ve oluklaşan yeraltısuları ça-lışma alanına dört koldan yoğunlaşarak gelmektedir. Bu su kuşaklarının ortalama genişlikleri 50 m olup, iki ayrı drenaj çanağında yoğunlaşır.

Bu çanaklarda yeraltısuları derinlikleri 3 metreye dek sığlaşmaktadır. Bu derinlik doğuya gittikçe 8-10 metreye dek artar (Görüntü 12).

Yeraltısuyunun çanaklaştığı kesimlerde hidrolik eğim değerleri elde edilmiştir (Görüntü 12). Demiryolu kıyısı boyunca 0.2 (11°) olan bu değer orta kesimlerde 0.3-0.4 (16°-22°) olmaktadır. Buna göre arazinin büyük ke-siminde hidrolik eğim kritik eğim altında kalmaktadır.

7- ÇALIŞMA ALANININ SIVILAŞMA POTANSİYELİ (Liquefaction)

Sivilaşma; kaba taneli ve suya doymuş kum katmanlarında, yinelemeli yükler altında boşluksuyu basıncının sürekli artarak efektif gerilmeyi azaltması ve böylece kayma deformasyonunun oluşması olayıdır (Ansal ve Öngüç, 1981).

Boşluk suyunu artıran olgu, yinelemeli yükler etkisi altında kalan kumlu katmanlar sıkışarak bir hacim azalmasına uğrarken daneler arasında boşluk suyu basıncı artar. Böylece farklı zamanlarda biriken dinamik ve doğal yüklerle gerilme altında kalarak boşluk suyu basıncı gittikçe artan kumlu katmanda zemin daneleri arasında bulunduğu varsayılan etkin çevre gerilmesini azaltarak sıfıra indirir. Böylece, kayma dayanımı yok olan birimde, katmanı oluşturan kumlar sıvı gibi davranarak sivilaşma denilen büyük biçim değişiklikleri gösterirler.

Sivilaşmaya neden olabilecek yinelemeli yüklerin kaynağı doğal ve yapay olabilir. Doğal olan deprem dalgaları, yapay olanlar ise tren ve kara yolları trafiği, titreşimli çalışan makineler (kompresör, dozer v.b.), sürekli patlamaların yapıldığı taş ocakları, nükleer denemelerin yapıldıkları yerler zemin iyileştirmelerinde kazık çakma, gösterilebilir.

İstanbul etkin deprem bölgesinde olup, güneyden geçen Kuzey Anadolu fayına oldukça yakındır. Bu fayın çeşitli kesimlerinde, farklı büyüklüklerde yersarsıntıları olagelmektedir. Farklı konumlardan ve yönlerden, farklı zamanlarda yerleşim alanının farklı şiddetlerde ve frekanslarda gelen deprem dalgaları, zemini yükleyerek boşluk suyu hacmini arttırır ve kayma deformasyonlarını oluşturur. Zeminin deprem dalgasının ardışık yüklemesine karşı dayanımını bulmak için zeminin dinamik ve malzeme özelliklerini, katmanların tür, kalınlık, ardışım ve sayılarını belirlemek gerekir. Malzeme özellikleri olarak zeminler ikiye ayrılır; a-ince taneli (kohezyonlu) ve b-kaba taneli (kohezyonsuz). İstanbul stratigrafisinde Miyosen yaşlı Çukurçeşme kohezyonsuz olup genellikle kaba taneli çakıldan oluşur. Üst Oligosen yaşlı Bakırköy ve Güngören formasyonu içindeki killi kohezyonlu ve Gürpınar formasyonu ise kohezyonlu ve kohezyonsuz katmanların ardışımından oluşur. Bu katmanların zemin türleri kalınlıkları ve sıralanışları yapılan sondajlardan alınan örneklerin jeoteknik özelliklerinden, sayı ve ardışimleri jeofizik çalışmalarla belirlenmiştir.

Zemin türlerinin sivilaşma özelliğini bulmak için, zemin örneği belli bir frekans ve çevresel basınç altında yinelemeli gerilme oluşturarak boşluksuyu basıncını ortalama çevre basıncına eşit oluncaya kadar edindiği davranışın incelenmesi gerekir.

Deneylerin gösterdiğine göre, önceden sivilaşmaya uğramış zeminlerde, yeniden sivilaşmaya karşı gösterdikleri direnç göreceli olarak azdır. Basınç yüklemesinin frekansı arttıkça sivilaşmaya karşı direnç artar.

Araştırmalar, en büyük titreşim ivmesinin yüzeyde (0.03 g) ile (0.1 g) yitmediği yerlerde sivilaşmanın oluşmayacağını göstermiştir. Bu değer şiddetin arazide oluşturacağı etkinin gözlenmesi ile bulunabilir (Carter, ve Seed, 1988).

Gözenek basıncının artış gösterdiği yer kayması (heyelan) alanlarının te-tiklenmesinde ve sivilaşmanın oluşmasında yapay ve doğal yinelemeli basınçların önemi büyüktür. Bunun en son örneği tren titreşim etkisi altında sivilaşarak 1962'de kayan Florya-Menekşe heyelanı gösterebilir. Benzer olgu bir türlü ha-reketi durdurulamayan içinden E5 Karayolu trafiği geçen Büyükçekmece Devebağır-tan heyelan alanında ve Haramidere'de gözlenmektedir.

Çalışma alanındaki heyelanlarda yapay sivilaşma etkisini oluşturacak olay-lar titreşimli iş makineleri ve zemin iyileştirmeleri için kazık çakma işlem-leri olabilir.

Titreşimlerin etkili olabilmesi, inşaat yöresindeki zeminin doğal salınım peryoduna bağlıdır. Çünkü doğal salınım peryoduna yakın peryodu olan o bölge-deki yapay ve doğal hareketler zemin tarafından şiddetlendirilir.

Zemin türlerine göre kabaca simgesel salınım peryodları dolgu için 0.1-0.2 sn, gevşek alüvyon için 0.1-0.2 sn, silt için 0.1, kıl için 0.04-0.07 sn, kum için 0.025-0.03 sn arasındadır. Ancak bu değerler Kanaî bağıntısında kullanılarak çalışma alanının her kesiminde ayrı ayrı bulunmuştur.

7.1 - SPT-Sivilaşma İlişkisi

Sivilaşma direnci ile SPT darbe sayısı $(N_1)_{60}$ ve V_s -kesme dalgası hızı, ROA-elektrik öz direnç arasında bir ilişki vardır. (Carter and Seed, 1988). Bu amaçla magnitüdü $M = 7.5$ olan depremler için $(N_1)_{60}$ (girme direnci) yere girmek için SPT darbe sayısı ile sivilaşma yaratacak dönersel gerilme oranı arasın-daki deneysel ilişki verilmiştir. Böylece girme direnci ile sivilaşma direnci arasında bir ilişki bulunmuştur.

Tüm M -magnitüdü depremler için sivilaşma direnci $M-7.5$ magnitüdünden bulunan değerler (Döküm 10.1)de verilen çizelge kullanılarak bulunabilir.

M	(n)	τ_{av}/σ'_0 $M = M$	orani
Deprem Magnitüdü	0.65 τ max'da Simgesel dönersellik sayısı	τ_{av}/σ'_0 $M = 7.5$	
8.5	26	0.89	
7.5	15	1	
6.75	10	1.13	
6	5-6	1.32	
5.25	2-3	1.5	

Döküm 1- Sivilaşma direnci üzerinde deprem magnitüdü için düzeltme faktörü (Seed et al., 1983). ve dönüştürme sayısı.

Sıvılaşma-girme direncini gösteren eğri alanın 7.5 manyitüdünde bir deprem etkisine uğradığında, kumlu zeminin sıvılaşmamasının alt sınırını (ya da sıvılaşmasının başladığı üst sınırı) gösterir.

Böylelikle alanın uğrayabileceği çeşitli deprem büyüklükleri için sıvılaşma dirençleri bulunabilir.

Menekşe alanında SPT girme direnci değerleri sondajların çoğunda 1-6 metre derinliklerinde 10-20 darbedir. Ancak, hemen hiç kum ya da çakıl kesilmemiştir.

Arazi halihazırda kısmen yapılaşmıştır ve çoğunlukla 20 metrelik sondaj derinliklerine kadar bol yeraltısuyu içerir. Temel derinlikleri $D_f = 2.5$ m ya da daha büyük ve $N = 10-20$ olduğundan sıvılaşma direnci küçüktür. Ancak, söz konusu olmasada, sadece yukarıdaki iki sondajın sığ derinlikleri için ve $M = 7.4$ için,

N- Girme Direnci	τ_{av} / σ_0 - Sıvılaşma Direnci
10	0.23
20	0.56

olarak kestirilmiştir.

8. SONUÇLAR

8.1. Yermühendislik Bilgileri

1. Bölgede stratigrafik kolon, alttan üste; İstanbul çevresinde yapılmış olan çalışmalarla tanımlanan, Üst Miyosen yaşlı Güngören ve Bakırköy formasyonlarından oluşmuştur. Bu birimlerin üzerinde, alanın kuzey kesiminde, kalınlığı 1-5 m. arasında değişen yapay bir yamaç molozu örtüsü ile şevler dışındaki alanlarda 0.5-1 m kalınlıkta bir toprak örtü vardır. Bakırköy ve Güngören formasyonlarının yapısal gidişi, yaklaşık olarak Kuzey-Güney dir. Plastisite litolojik farklılık nedenleriyle Bakırköy Formasyonu içinde, eksenleri yaklaşık Doğu-Batı yönlü olan küçük kıvrımlar gelişmiştir. İnceleme alanında, Bakırköy ve Güngören Formasyonlarını etkileyen, Kuzey-Güney gidişli ve Batıya doğru basamaklı bir yapı oluşturan bir normal fay saptanmıştır. Bunların atımı 5-10 m mertebesinde dir. Bölgedeki sorunlu zemin Güngören formasyonu olarak saptanmıştır. Bu birimden oluşan kesimlerde kütle hareketleri görülsün yada görülmesin olası kayma ve akmalara karşı önlem alınması gereklidir.

2. Alanın doğusundaki düzlük Bakırköy kireçtaşları ile örtülü olup, denizden yüksekliği 31 metredir. Batısı ise Marmara Denizi kıyısı olup yüksekliği 0 metredir. Yüzeydeki duraysızlığın önemli bir bileşeni gözlenen $\approx 20 \pm 5$ ya da 11° ye varan yüzey eğimleridir. Eğim, genellikle kuşağın boyuna dik olup B, GB ya doğru yönelir. Etkin kaymalar kritik eğim $\theta = 20^\circ$ yi aşan yüzey eğimlerinin ve su varlığının fazla olduğu yerlerde karşılaşılır.

3. Yeraltı elektrik kat haritaları doğudaki dirençli Bakırköy kireçtaşının, alanın ortasından doğru batıya doğru uzanarak örtü altında dirençli bir yapı oluşturduğunu göstermiştir.

Dirençli kesimler ROA(r) nin 10 ohm-m den büyük değerleri ile sınırlanmıştır. Alanda kaymaya neden olan sulu kesimler 10 ohm-m den küçük değerlerle simgelenmiş, yerel su toplama ve güncel kayma yöreleri 5 ohm-m den küçük değerlerle belirginleşmişlerdir. Yeraltı suyu derinlikleri 5 ile 70 m. arasında değişmektedir.

İnceleme kuşağına dikey alınan Jeolojik-Jeofizik yeraltı kesitleri kayma işleyişi (mekanizması) üzerine bilgi sunmuştur. İnceleme Alanında doğuda yeraltısuyu derinliği 8-10 m., kayma yüzeyi derinliği 15-18 m. ve kayma yönü KB ya doğrudur. Demiryoluna doğru bu derinlik 4 metreye düşer. O nedenle, kurutma kuyuları bu derinlik altına inmelidir.

Doğudaki şev batısında katmanların eğimi $19-20^\circ$ ile karaya (doğuya) doğru iken, fayın tanımladığı falez önünde; küçük açıyla denize doğru eğimli ya da yataydır.

Demiryolunun üst kesiminde karşılaşılan KG doğrultulu normal yer kırığının atımı 5-10 metre dolayında olduğu belirlenmiştir.

Fay ile demiryolu arasında yeraltısuyu düzeyinin 3 ile 8 m dolayında olduğu bulunmuştur.

Yersarsıntısı çekincesi (Earthquake Risk) bakımından çalışma alanı IX uncu şiddet bölgesine girer. O nedenle (C_0) bölgelendirme katsayısı 0.06, beklenen en büyük zemin ivmesi $A = 316$ gal'dir.

Zeminin salınım periyodu (T) ve yersarsıntısı büyütme çarpanı (B) değerleri, Geçiş Kuşağı (Güngören-Bakırköy Formasyonu) üzerine kurulacak yapılar için 0.18 sn ve 5.5 kattır.

Yersarsıntısı çekince katsayıları olan $a = 1.56$, $b = 0.45$ tir. 50 yıl içinde 6 dan büyük bir deprem olma olasılığı ≈ 73 dür. 6 dan büyük bir depremin yinelenme dönemi 14 yıldır. Yersarsıntısı çekince (risk) değeri $R = \approx 6.9$ dur.

4. Üstte yeryer kayalaşmış Bakırköy kireçtaşları ve marn, altta Güngören kil ve karbonatları yeraldığından qa-zemin güvenlik gerilmesi değerleri, derine indikçe azalmakta, sulu ve duraysız alanlarda da aşırı düşmektedir. Gözlenen değerlerin 1 ile 4 kg/cm² arasında değiştiği anlaşılmıştır. Z.G.G. ile ROA haritaları çokiye bir doğrusal uyum içindedir.

Alanda en küçük kohezyon değerleri $C = 0.35$ kg/cm² $\theta = 20^\circ$ dir. Ortalama likit limit değeri $W_{LL} 45 \pm 2$, plastik limit 22 ± 2 , su içeriği $W_n; 27 \pm 3$ 'dür.

9- KAYNAKLAR

- ERCAN, A., 1988a , Yapılaşma ve Yerleşim için Menekşe Yeraltı Projesi;
YERALTI ARAMACILIK Bil.Ar.Kur. Raporları Cilt 1, 250 s., Beşiktaş-İST.
- ERCAN, A., 1988b, Yapılaşma ve Yerleşim için Menekşe Yeraltı Projesi;
YERALTI ARAMACILIK Bil.Ar.Kur. Raporları. Cilt II, 170 s. Beşiktaş-İST.
- ERCAN, A., 1988 c, Yapılaşma ve Yerleşim için Menekşe Yeraltı Projesi;
YERALTI ARAMACILIK, Bil.Ar.Kur. Raporları Cilt III, 120 s., Beşiktaş-İST.
- ERCAN, A., 1989, Küçükçekmece Kanarya Yapılaşma için Yeraltı Projesi; YERALTI
ARAMACILIK Bil.Ar.Kur., 78 s. Beşiktaş - İST.
- ERCAN, A., 1989, Küçükçekmece Gölü Batısı Yer kaymalarının İmara Etkisi;
YERALTI ARAMACILIK Bil.Ar.Kur., 17 s.
- ERCAN; A., 1989, Küçükçekmece Kuzey Batısı Yermühendislik Özellikleri (Jeoloji
Raporu, YERALTI ARAMACILIK Bil.Araş.Kur. 74 s. Beşiktaş- İST.
- GÜL, N., 1970, Menekşe ve Dolayının Jeolojisi; B.İ.B. İller Bankası.Gen.Müd.
22.s.
- OKTAY, F.Y., 1988, Menekşe (Florya-İstanbul) Çevresinin Kütle Hareketleri yö-
nünden Genel Jeolojik Etüdü; İTÜ Maden Fak. Gen.Jeol. Rap., Mayıs, 213.,
Maçka, İST.
- ÖZKÜÇÜK, H., AKIN, D., AKINÇ, C., TANVERDİ; A., 1986, İstanbul, Bakırköy Kü-
çükçekmece, Jeolojik İnceleme Raporu; Bayındırlık ve İskan Bakanlığı,
Afet İşleri Gen.Md.Raporu, Mayıs, 4 s.
- SAYAR, C., 1976, Haliç ve Civarının Jeolojisi; İST. Haliç Sorunları ve Çözüm
Yolları Ulusal Sempozyumu. B.Ü., İST.

GEOGRİDLERİN VE GEOTEKSTİLLERİN ŞEV
STABİLİZASYONUNDA KULLANILMALARI ÜZERİNE
SON GELİŞMELER VE BU YÖNTEMİN EKONOMİKLİĞİ
ÜZERİNE BİR İNCELEME

RECENT ADVANCES IN LANDSLIDE STABILIZATION
USING GEOGRIDS AND GEOTEXTILES, AND AN
INVESTIGATION ABOUT THE ECONOMICAL
POINTS OF THESE MATERIALS

H. Recep YILMAZ (*)

Ö Z E T

Bu çalışmada sahip oldukları çeşitli fonksiyonları nedeniyle değişik amaçlı olarak kullanılabilen (jeosentetikler ailesinden olan) geogrid ve geotekstillerin şev stabilitesi amaçları ile donatı olarak kullanılmaları durumunda sevin projelendirilmesi ile ilgili bilgiler verilerek iki uygulama gösterilmiş ve yapılmış araştırmalara göre malzemelerin ekonomikliği vurgulanmıştır.

ABSTRACT

In this study; the using of geogrids and geotextiles (which are two members of geosynthetics family) in landslide stabilization, the designing steps and some technical knowledge are given and the precedures are explained by two example problems and the economical points of these new materials were emphasised.

(*) Öğretim Görevlisi Dr.Y.Müh. DEÜ. İZMİR.

GİRİŞ

Jeosentetikler, son 20 yılda ortaya çıkmış, jeoteknik mühendisliğinde geniş bir kullanım alanına sahip polimer malzemeler olup başlıca çeşitleri şunlardır :

- i. Geotekstilller
- ii. Geogridler
- iii. Geonetler
- iv. Geomembranlar
- v. Geokompozitler

Jeosentetikler ailesinin AYIRMA/DONATI/FİLTASYON/DRENAJ ve NEM ENGELLEYİCİ olmak üzere sahip olduğu fonksiyonları yukarıda sayılan türlerinde çok farklı olup projelendirme ve malzeme seçimi gerekli fonksiyona göre yapılabilmektedir.

Aşağıdaki çizelgede muhtelif jeosentetik türlerinin fonksiyonları B. Birincil İ. ikincil veya U (uygulanamaz) olarak gösterilmektedir.

Çizelge 1: Jeosentetik türlerinin fonksiyonları

TÜR	UYGUN FONKSİYONLAR				
	AYIRMA	DONATI	FİLTASYON	DRENAJ	Nem Engelleyici
Geotekstil	B/I	B/I	B/I	B/I	U
Geogrid	I	B	U	U	U
Geonet	I	I	U	B	U
Geomembran	I	I	U	U	B
Geokompozit	B/I	B/I	B/I	B/I	B/I

Açıklanan bu fonksiyonlarına göre jeoteknik mühendisliğinde oldukça geniş bir uygulama sahası mevcuttur. Kullanım amaçlarına göre bu fonksiyonların biri veya birkaçı aynı anda etkin olabilir. Hangi fonksiyonların öncelikli olacağı konusunda ise aşağıdaki çizelge fikir vermektedir:

Çizelge 2: Jeotekstillerin Kullanım Yerlerine Göre Etkin Fonksiyonları

JEOTEKSTİLİN FONKSİYONLARI KULLANIM YERLERİ	A Y I R I C I	F İ L T R A S Y O N	D R E N A J	D O N A T I	K O R U Y U C U	N E M T U T U C U
Kaplamasız Yollar	x	x	x	x		
Kaplamayı Yenileme				x		x
Demiryolları	x	x				
Hidrolik Yapılar	x	x				
Drenaj	x	x	x			
Spor Sahaları	x	x				
Dolgu	x	x	x	x		
Düşey Drenler		x	x			
İstinat Duvarları			x	x		
Tüneller			x		x	

Bu çalışmada Çizelge 1 den görüldüğü gibi DONATI özelliği Birincil olan Geogridlerle, aynı amaçla kullanılabilen geotekstillerin Şev Stabilitelerini temin veya Islah amacıyla kullanımı sırasında serilen geotekstilin geleneksel şev stabilitesi etüdünde nasıl dikkate alınması gerektiği ve geotekstil çekme dayanımının kaymaya karşı güven sayısının hesabında nasıl hesaba dahil edileceği geogrid kullanılması durumunda da geogrid cinsi, ile tabaka sayısı ve gerekli uzunluklarının hesaplanıp projelendirilmesi uygulamalarla açıklanmaktadır. Ayrıca ticari olarak mevcut geogridlerden hangi türlerinin, hangi amaçlar için daha uygun olduğunu belirten bir çizelge de ilerideki sahifelerde verilmiştir.

Geogridlerin fiziksel ve dayanım özelliklerine de değişen bu çalışma sonunda İngiltere'de yapılmış bir araştırmanın sonucunda heyelan etmiş bir şevin şev stabilitesini yeniden temin için uygulanan 5 ayrı yöntemin maliyet ve işin tamamlanma süresi açısından mukayeseleri yapılmakta olup geonet donatı ile önemli oranda ekonomi sağlanabildiği gösterilmektedir.

1. GEOGRIDLER :

Jeosentetiklerin bir türü olan geogridler daha ziyade DONATI bazen de AYIRICI olarak kullanılabilmekte olup bu tür malzemeler jeotekstillerin diğer fonksiyonlarına sahip değildir.

Üretici firmalar dünya çapında yaygın olup sürekli olarak yeni ürünler üretilmektedir. Netlon Ltd tarafından üretilen türlerin yanısıra özellikle Tensar Corp. (USA) tarafından üretilenler arasında SR2, SR55, SR80, SR110, SS1, SS2, SS3, SS35, AR1, MAT, Turf Mat, MACADAMAT, GM4, Gabions, Mattresses, CE131 ve Drainage Nets türleri sayılabilir. Aşağıda verilen Çizelge 3' de, bu türlerin kullanılma yerleri konusunda bilgi verilmektedir. Bu çizelgenin tetkiki ile görülebileceği gibi geogridler çok çeşitli yerlerde kullanılabilirler.

Çizelge 3: Geogridlerin muhtelif yerlerde kullanılmaları tavsiye edilen ticari çeşitleri (Kaynak 'Tensar' Geogrids in Civil Eng.)

	TENSAR						TENSAR						TENSAR			Net Lon	Tensar Nets
	SR2	SR55	SR 80	SR 110	SS1	SS2	SS3	SS 35	AR1	MAT	Turf MAT	Ma ca da mat	GM 4	Obbi on 5	Matersson	CE 131	
<u>DONATILI ZEMİN</u>																	
Düşey Duvarlar	.	.	.	.										.			
Dik Şevler	.	.	.	.										.			
Heyelan, kayma onarımı	.	.	.	.		.											
Sedde Temelleri	.	.	.	.					.								
<u>ALTEMEL DONATISI</u>																	
Tali Yollar					.	.	.	.									
Ana Karayolları					.	.	.	.									
Depo Alanları					.	.	.	.									
Oto Parklar					.	.	.	.									
Demiryolu Donatısı							.										
Asfalt Donatısı									.								
EROZYON KONTROLU																	
Kuru Şevler										.	.						
Hidrolik Yapılar																	
Kaya Yüzeyleri													.				
DRENAJ																	
Düşey Drenler																	.

Bu çalışmada ise geogridler daha çok donatı olarak kullanıldığı donatılı zemin kapsamında incelenecektir. Geogridler özellikle

- . Donatılı Zemin Duvarları ve Şevler' de
- . Düşey İstinad Duvarlarında
- . Dik Şevler' de
- . Kayma ve akmalara, heyelanların onarımında
- . Sedde Temellerinde
- . Yollar, demiryollarında, havaalanlarında
- . Kaya Yüzeylerini sarıp tutmak amaçları ile kullanılmaktadır.

Geogridlerin zemin mühendisliği amaçları ile kullanımının ana nedenleri arasında :

- . Geleneksel yöntemlere nazaran oluşan önemli maliyet farkları, ile
- . Kohezyonlu veya granüler karakterli çok farklı zeminlerde donatı olarak kullanılabilmesi sayılabilir.

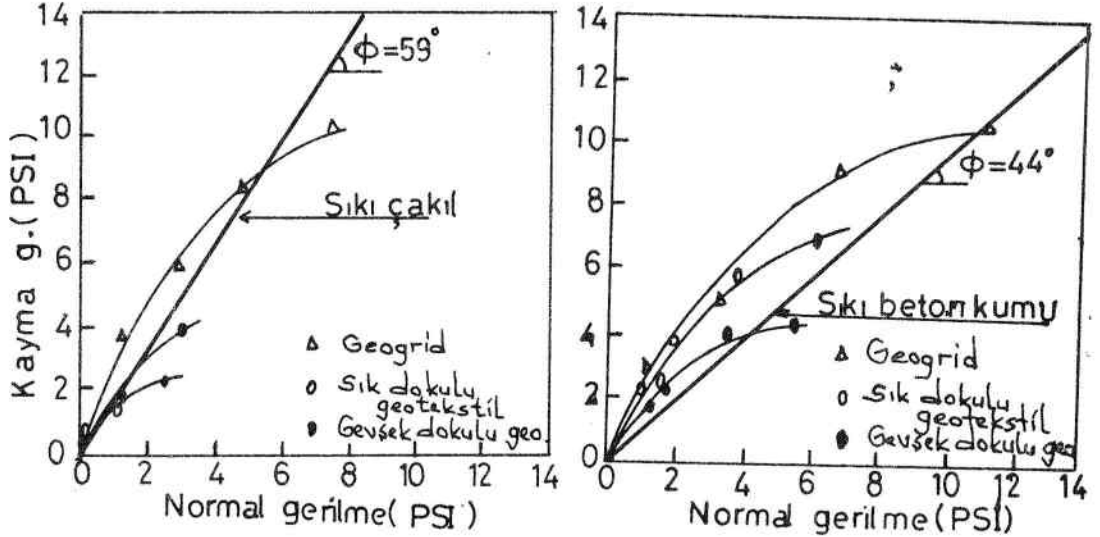
Geogridler, yukarıda sayılan farklı ticari isimlerine rağmen ürün örneklerinden görüldüğü gibi tek veya çift yönde çalışan yekpare polimer donatılar olup, ticari olarak daha çok 30 m x 1.00 m boyutlarında rulolar halinde üretilmektedir. Boşluklar SR türlerinde eliptik, SS türlerinde kare veya dikdörtgen olup, Netlon CE 131 modelinde ise düzgün çokgen biçimindedir. Tensar GM4 gridi de kaya şevlerde kullanılabilen karesel açıklığa sahip olan türdür.

Sahip olduğu yapısından ve çalışma şeklinden ötürü gerek şeritlerin gerekse birleşim noktalarının mukavemeti önemli olup farklı türlerde birleşim noktalarının dayanımı şerit dayanımının % (10 ila 100) ü arasında değişebilmektedir.

Boşluklarına zemin daneleri dolan geogrid'de bir yatay zorlanmada önce çapraz olarak karşılanan kuvvet daha sonra uzunlamasına şeritlere aktarılır. Bu arada birleşim noktaları da yüklenmiş olur.

Donatı amacıyla geogridler kullanılıncaya zeminin taşıma gücünü çarpaz veya herhangi bir doğrultudaki çekme kuvvetine

karşı oluşan dayanım belirleyeceğinden bu durum çekme deneyleri ile kontrol edilir. Aşağıdaki Şekil 3'de geogridlerle, geotekstillerin ve mevcut zeminin dayanımları karşılaştırılmaktadır. Donatı ile zeminin kayma dayanımının artışı bu grafiklerden iki ayrı sıklıkta granüler zemin için izlenebilmektedir.



Şekil 1 ve 2 : Geogrid-Geotekstil ve İki Granüler Malzeme Üzerindeki Çekme Deneyleri Sonuçları

Bu davranışın özellikle granüler zeminlerde görülebileceğini, kohezyonlu silt ve killerde (yüksek su muhtevallarında) faydalı olmayacağı belirtilmelidir.

Geogridler, aynı amaçla kullanılabilen geotekstillere rakip olduğundan bu çalışmada 45° lik eğim açılı ve 12 m yüksekliğinde ve $q = 40$ kPa değerinde sürsarj yüklü bir sevin Tensar geogridleri ile projelendirilişi adım adım gösterilecek ve bu amaçla kullanılan iki ayrı grafiğe de yer verilecektir.

ÖRNEK PROBLEM :

Güven Sayısı : 1,5 ;
Zemin Özellikleri : $\phi' = 36^\circ$ $C = 0$ $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
Şev parametreleri : $H_p = 12 \text{ m}$, $\beta = 45^\circ$, $q = 40 \text{ kPa}$

PROJELENDİRME :

1. Sürşarj nedeniyle düzeltilmiş yükseklik

$$H' = 12 \text{ m} + 40 \text{ kpa} / 20 \text{ kN/m}^3 = 14 \text{ m}$$

2. Kullanılacak içsel sürtünme açısı :

$$\phi'_f = \tan^{-1} \cdot (\tan 36^\circ / 1,5) = 25,8^\circ$$

3. Yanal basınç katsayısı K' nın elde edilmesi ve toplam yanıl itki hesabı

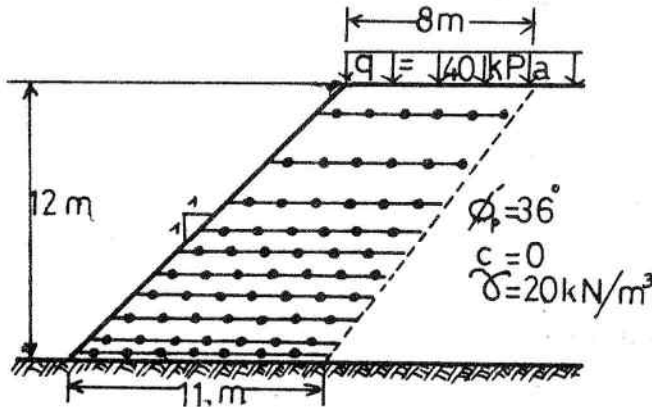
$$K = 0,15 \quad (\text{Şekil 4})$$

$$T = \frac{1}{2} \gamma H^2 K = \frac{1}{2} \times 20 \text{ kN/m}^3 \times 14^2 \times 0.15 = 294 \text{ kN/m}$$

4. Geogridin proje dayanımının seçilmesi ve tabaka sayısının hesaplanması

$$\alpha_d = 30 \text{ kN/m} \quad (\text{Tensar proje kataloğundan literatür değeri})$$

$$N = 294 \text{ kN/m} / 30 \text{ kN/m} = 9.8 \quad (10 \text{ seçilir})$$



Şekil 3 : Tensar Geogridi ile Sürşarj Yüklü Bir Şevin Projelendirilmesi.

5. Geogrid tabakalarının zemin (şev) içindeki uzunluğunun hesaplanması.

$$L_T/H' = 0,55 , \quad L_B/H' = 0.76 \quad (\text{Şekil 4})$$

$$L_T = 0,55 (14 \text{ m}) = 7,7 \text{ m} \rightarrow (8.0 \text{ m kullanılır})$$

$$L_B = 0.76 (14 \text{ m}) = 10,6 \text{ m} \rightarrow (11.0 \text{ m kullanılır})$$

6. Geogrid tabakaları derinlikle ters orantılı olarak yerleştirilir (Derinlikle sıklık artmaktadır).

II. DONATI OLARAK GEOTEKSTİLİN

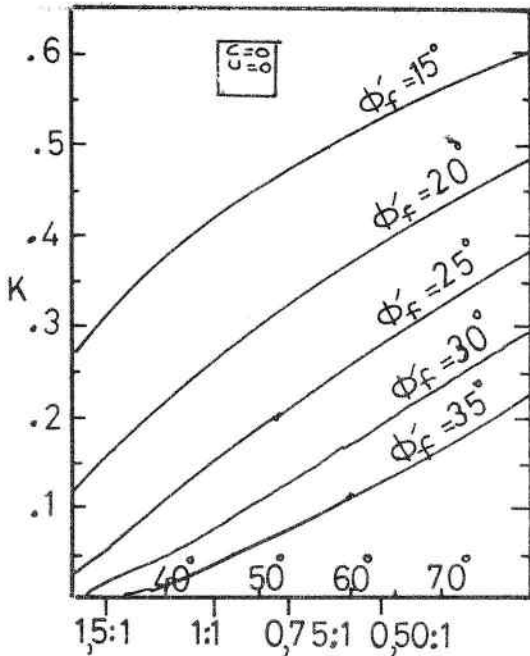
ŞEV STABİLİTESİNDE KULLANIMI

Değişik değerlerde çekme dayanımına sahip olan geotekstillerin zeminde donatı olarak kullanılması mümkündür. Çünkü zeminin çekme dayanımı çok daha düşüktür. Çok zayıf zeminler üzerinde (CBR < 2) yapılan kaplamasız yollarda donatı olarak kullanılabildiği gibi özellikle donatılı zemin duvarlarında ve mevcut şevlerin islahında donatı olarak kullanılmaktadır.

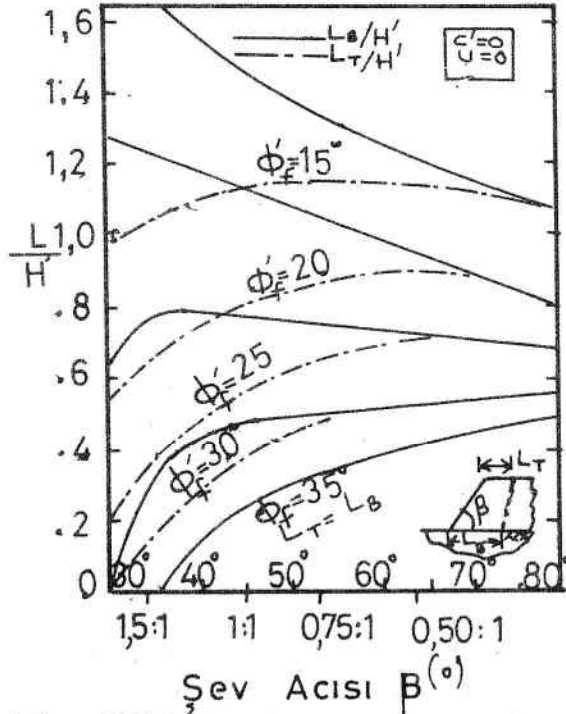
Çok zayıf bir temel zemini üzerinde bir dolgu yapılması gerektiği zaman, yüksek çekme dayanımına sahip geotextil zemine sezilerek dolgunun göçmesine kayma karşı güvenirliliği istenen bir güven sayısı mertebesinde arttırılabilmektedir. Yapılacak analizin esası homogen dolgu zeminlerde uygulanan moment değerlerinin oranlanmasından ibarettir. Aşağıdaki Şekil 4' de görüldüğü gibi drenajsız kayma dayanımı parametreleri kullanılarak geleneksel şev stabilitesi etüd yaklaşım kullanılıp momentlerin dengelenmesi gerektiği düşüncesi ile

$$GS = \frac{\sum \text{Tutucu Momentler}}{\sum \text{Devirici Momentler}}$$

eşitliği açık olarak yazılarak geotextilin çekme dayanımı T_a güvenlik sayısına aşağıdaki şekilde dahil edilir.

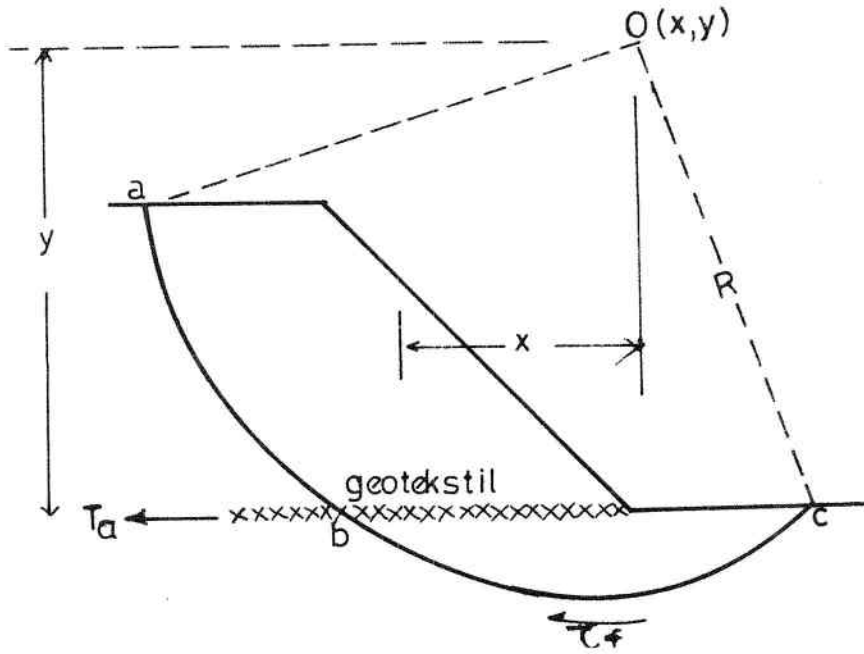


(a) DONATI KUVVETİ KAT.



(b) DONATI UZ. ORANI

Şekil 4(a,b): Donatılara gele kuvveti (a) ve Gerekli Donatı Uzunluğunu (b) Hesaplayan Abaklar.



Şekil 5: Şev Stabilitesi Analizi Yapmak Üzere Geotekstil Donatı Etkisinin Dikkate Alınışı

$$G.S = \frac{(\tau_e \cdot L_{ab} + \tau_f L_{bc}) R + T_a \cdot y}{W \cdot x}$$

olarak ifade edilebilir. Bu formülde :

τ_e : Dolgu zeminin kayma mukavemeti (Çok düşük ise ihmal edilir).

τ_f : Temel zemininin kayma mukavemeti

L_{ab} : ab yayı uzunluğu

L_{bc} : bc yayı boyu uzunluğu

R : Kritik kayma merlajından kayma dairesine uzaklık

T_a : Geotekstilin müsaade edilen çekme dayanımı

Y : Jeotekstilin momenti kolu.

W : Kayma zonundaki zemin ağırlığı

x : Ağırlık Merkezinin moment kolu

III. EKONOMİ :

Şev stabilitesi ıslahında polimer donatı malzemelerinin kullanılmasının ekonomikliği , üzerine yapılmış bir araştırmanın sonuçları burada kısaca verilerek sağlanan ekonominin mertebesi hakkında fikir edinilecektir:

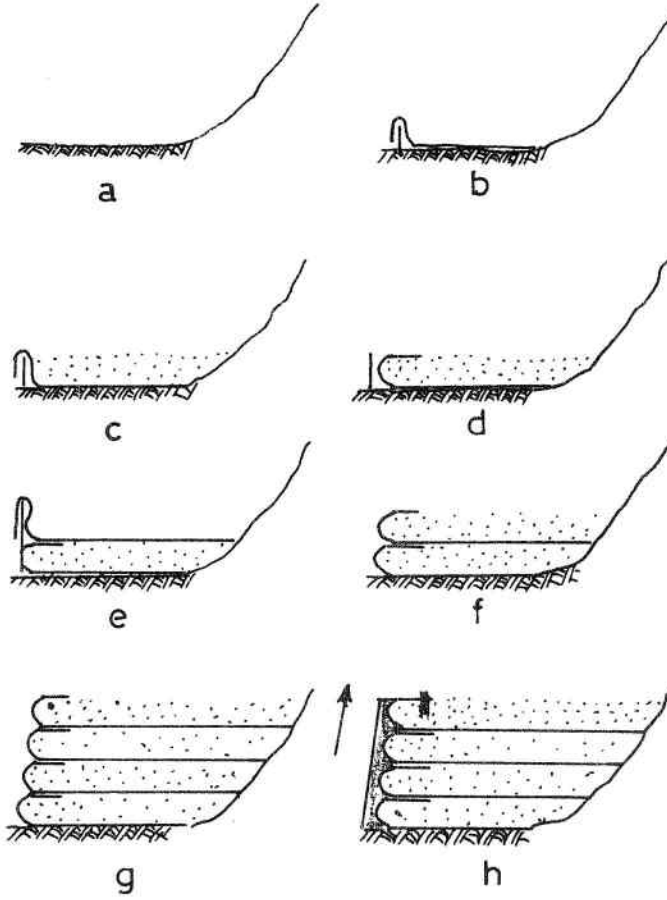
Johnson (1985) tarafından yapılan bir araştırmada kayma sonrası stabilitesi yeniden sağlanması gereken bir dolgu şevde 5 ayrı yöntem uygulanması durumunda işin tamamlanması için ne kadar süre gerektiği ve pound (£) olarak maliyeti aşağıdaki çizelgede verilmektedir.

Çizelge 4 : 5 Ayrı Metoda göre stabilite sağlanması halinde Maliyetler ve işin süresi.

UYGULANAN YÖNTEM	TOPLAM MALİYET (£)	İŞİN SÜRESİ (GÜN)
GABİON DUVAR	8 360	18
GRANÜLER MALZEME ile Zeminin Değişimi	5 020	5
ANKRAJLI DUVAR	4 760	8
KİREÇ STABİLİZASYONU	4 730	7
GEONET KULLANIMI	3 430	6

Oliver (1985) tarafından yapılan bir diğer araştırmada da Londra kilinde oluşan bir şev kaymasının ıslahında polimerik geogrid kullanımı ile sağlanacak ekonominin granüler zeminle değişimine nazaran üçte iki oranında geri kazanım sağlayabildiği açıklanmaktadır.

Aşağıda verilen Şekil 5'de ise bir fikir vermek üzere geotekstille oluşturulan bir donatılı duvarda başlangıçtan, sonuna dek uygulanan işlemler sıra ile şematize edilmektedir.



Şekil 6 : Geotekstillerin donatı olarak duvarda kullanım sırasında uygulanan işlemler.

- a) Çalışma alanının temizlenmesi
- b) İlk geotekstil tabakasının zemine yerleştirilmesi
- c) Geotekstil üzerine konan arka dolgu, (sıkıştırılmış)
- d) Geotekstil tabakasının dolgu ucundan kıvrılması
- e) İkinci geotekstil tabakasının dolgu üzerine yerleştirilmesi (b deki gibi)
- f) Dolgu, sıkılama ve yine kıvrım yapma safhası.
- g) Duvar tepesine doğru aynı işleme devam
- h) Duvar ön yüzüne koruyucu tabaka yapılması.

KAYNAKLAR

1. KOERNER, P.E. (1984) "Geosynthetics in Geotechnical Engineering" Drexel University, Philadelphia, PA 19104.
2. GÜLER, E (1987) "Şev Stabilizasyonunda Yeni Bir Malzeme: Geotekstil" Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği İkinci Ulusal Kongresi İSTANBUL.
3. BUSH.D.I (1980) "Les Progrés récents dans la stabilisation des glissements de Terrain par l'emploi de renforcement Polymère" Stocholm (98).
4. KOERNER, P.E. (1979) "Construction and geotechnical Methods in foundation engineering" Ch: 7 Drexel University, McGraw-Hill Book Company".

ANADOLU OTOYOLU ÖRNEĞİNDE
ÖNGERMELİ ANKRAJLA YARMA DURAYLILIĞININ
DEĞERLENDİRİLMESİ

Evaluation of Slope Stability with Pre-Stretched
Anchor in the Example of Anadolu Motor Way

Bulent ULUKAN(*)

ÖZET

Öngermeli ankrajlar, geniş ve derin kazıların duvarlarının desteklenmesi yanında, yol mühendisliği uygulamalarında yüksek yarma şevlerinin duraylılığının sağlanması amacı ile de kullanılmaktadır.

Bu bildiride Anadolu Otoyolunda inşaatı tamamlanmış olan Seyrantepe Polis Lojmanları önü mevkiindeki yüksek yarma şevinde, öngermeli kaya ankrajı uygulaması incelenmiştir.

İncelemede projenin amacı tanıtılmış, ankrajın duraylılığa katkısı incelenmiş ve arazi uygulaması açıklanmıştır.

Sonuç bölümünde önerilerde bulunulmuştur.

ABSTRACT

Prestressed anchors are used for cut slope stability application besides, in supporting of walls of deep excavations.

In this paper, the completed study of prestressed anchor application for cut slope stability is examined. The location of this work is in front of Seyrantepe Police lodgings at Anadolu motorway.

Aim of this project is introduced and the effect of anchoring in stability is evaluated. Later field application is explained.

In the last section proposals are given.

(*) İnş.Yük.Müh., K.G.M. Teknik Araştırma Dairesi Başkanlığı, ANKARA

1.GİRİŞ

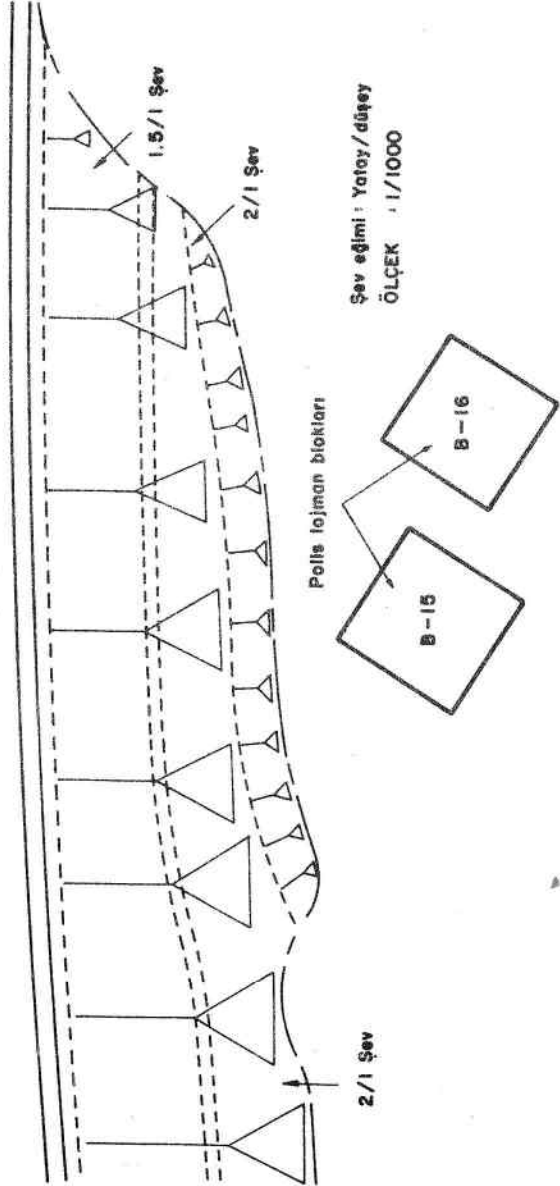
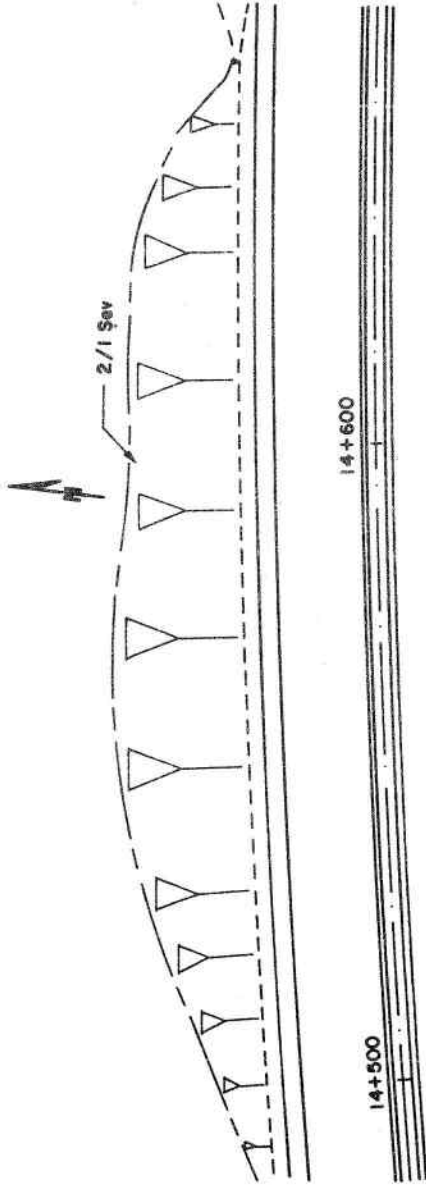
216 Km. uzunluğunda inşaa edilen Kınalı Sakarya Otoyolu, Km.14+500-14+640 kesiminde İstanbul Seyrantepe mevkiinde bulunan Polis Lojmanları Bloklarının önünden geçmektedir(Şekil-1). Bu kesimde otoyol yarma şevi 2/1 (yatay/düşey) olacak şekilde projelendirilmiştir. Km.14+200-14+400 arasındaki yarmanın tamamlanmasından sonra Km.14+600 de şevin tepesi blokların altına geldiğinden 2/1 şev eğimini uygulama imkanı olmamıştır. Bu nedenle otoyol yapım süresinin kısa oluşu da dikkate alınarak projede değişiklik yapılırken bir yandan da kazıya başlanmıştır. Fakat kazıya başladıktan sonra blokların önündeki zeminde gerilme çatlakları oluşmuş ve iskan edilmiş iki bloğun güvenliğini tehlikeye düşüren heyelan meydana gelmiştir. Bunun üzerine yeni bir proje hazırlanması kararlaştırılmıştır.

Bu proje ile;

- (1) Bloklardan bazılarının kazı nedeni ile yıkılması zorunluğunun giderilmesi,
- (2) Bloklarda herhangi bir hasar olmaması için yarma şevi kazısının kalıcı ankrajlarla desteklenerek kademeli kazı yapılması,
- (3) Öngerme uygulanan ankrajların şev yüzünde yatay ve düşey giriş sistemi ile bağlanarak kayma düzlemi dışındaki stabil zemine ankraj kuvvetlerinin bir gövde ile aktarılması,
- (4) İnşaat süresi içinde ve sonrasında şevde bir deplasmanın olup olmadığının ölçümlerle izlenmesi amaçlanmıştır.

2. HEYELANIN MEYDANA GELMESİ

2/1 şev eğiminde kazıya başlanması ile Polis Lojmanları Bloklarına 45 m. uzaklıkta, 0.50-0.75 m. genişlikte ve 1.0-2.0 m. derinlikte gerilme çatlakları oluşmuştur. İskan edilmiş iki bloğun güvenliğini de tehlikeye sokan 40 m. boyunda bir zemin kütlesi kaymıştır. Blokların radye temelleri kare şeklinde olup boyutları 21.9 m x 21.9 m, kalınlığı



Şekil: 1 KM 14+500 - 14+640 arası onkrajit şev planı

ise 0.8 m. dir. Temel derinlikleri ön cephede 1.5 m. arka cephede 3.5 m.dir. Heyelandan sonra hareketin temelleredoğru ilerleyip ilerlemediğini kontrol etmek amacı ile gerilme çatlakları izlenmiştir. İlk ay içindeki 0.74 m.yatay ötelenmeden başka bir hareket olmamıştır. Yeraltı su seviyesi gözlenmemiştir. Bununla beraber daha önce aynı özellikte formasyonda açılan diğer yarmada çok çatlaklı yapı içinden yüzey sızıntı suyu gözlenmiştir.

3. ARAZİ ARAŞTIRMALARI

3.1 Jeolojik Etüd

Yarma şevi kazısı İstanbul civarında grovak grubu olarak anılan Trakya formasyonunda yapılmıştır. Bu formasyon kumtaşı, silttaşı, kiltası ardalanmasından oluşmuş Karbonifer yaşlıdır. Tabaka kalınlıkları 0.5-3.0 m. arasında değişmektedir. Tabakalar arasında 0.10-0.20 m. kalınlığında zayıf kil ve silt bandları bulunmaktadır. Tabakalar N 20-30 E doğrultulu ve 30-80 NW eğim yönündür. Birimdeki kumtaşları daha dayanımlı ve ince danelidir. Silttaşları ve kilttaşları çok kırıklı, az-orta dayanımlıdır. Formasyon yüzeyde kalınlığı 0.5-1.50 m. arasında değişen Heterogen bir dolgu tabakasından sonra yüksek-orta derecede ayrılmıştır. Çok sık çatlaklıdır. Eklem ve kırık yüzeyleri kil sıvalı ve kumlu kil dolguludur.

3.2 Jeofizik Ölçümler

İncelenen kesimde jeofizik sismik ölçüm sonuçları şöyledir:

Yüzeyden itibaren derinlik (m)	Tipik basınç dalga hızları v_p (m/san)	Tipik kayma dalga hızları v_s (m/san)
0.0-3.0	800	250
3.0-16.0	1900	1200
16.0 m.den derin	3150	1850

Sismik ölçüm sonuçları güzergah jeolojisi verileri ile değerlendirildiğinde, derinlik arttıkça ayrışma derecesinin azaldığı, dayanımın arttığı görülmektedir.

3.3 Sondajlar

Döner (rotary) sondaj yöntemi kullanılarak 16.5 m, 21.50 m. ve 25.0 m. derinliklerde üç adet sondaj kuyusu delinmiştir (Şekil-2).

Sondajlardan laboratuvar deneyleri için örselenmemiş numune alınması amaçlanmışsa da formasyonun ayrışmış ve çok kırıklı bir yapıda olması nedeni ile uygun özelliklerde numune alınamamıştır. Sondaj sonuçlarına göre yarma sevi enkesitinde

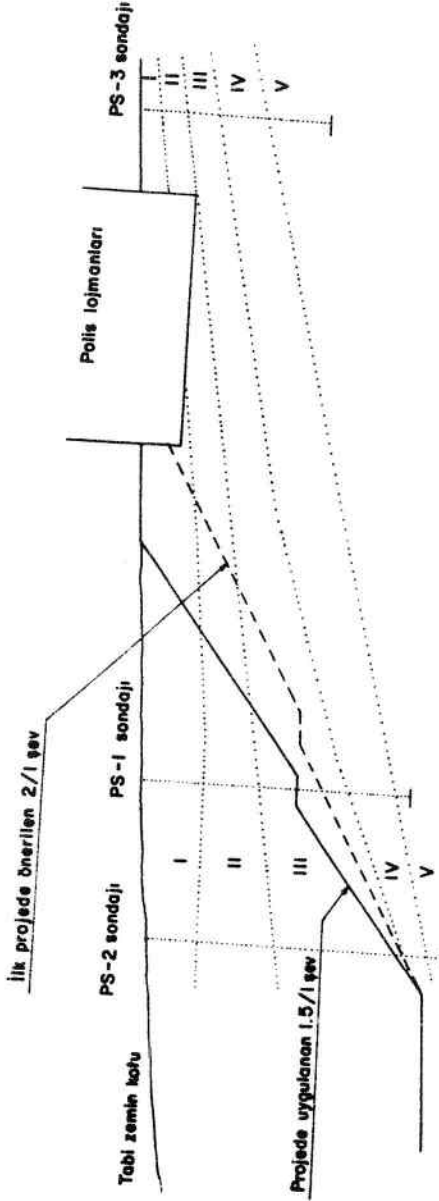
(a) RQD (Rock Quality Designation) değeri % 25 den küçüktür. Bu oran formasyonun ayrışmış ve çok kırıklı yapısını göstermektedir.

(b) Formasyon kumtaşı, silttaşı ve kiltasının düzensiz tabakalanmasından oluşmuştur. İçinde 10-20 cm. kalınlığında süreksiz kil ve silt bandları bulunmaktadır.

(c) Yeraltı suyu bulunmamaktadır.

4. LABORATUVAR DENEYLERİ

Sondajlarla elde edilen karotların kırıklı yapıda olması nedeni ile uygun boyutlarda ve özelliklerde örselenmemiş laboratuvar numuneleri hazırlanamamıştır. Ayrışmış birimlerden örselenmiş numuneler alınarak Standart Proktor tokmağı ile tabii su oranı % 9 olacak şekilde değişik enerjilerde sıkıştırılmıştır. Bu numunelerden hava oranı $e = 5$ ve tabii birim hacim ağırlığı $\gamma_n = 2.2 \text{ t/m}^3$ olan numuneler üzerinde $V = 0.012 \text{ mm/dak}$ yavaş deney hızı ile Drenajlı Kesme Kutusu Deneyi uygulanmıştır. Ayrıca Drenajsız kesme kutusu deneyi de yapılmıştır. Elde edilen kayma dayanımı parametreleri Şek.3.4 ve 5 de gösterilmiştir.



I-Orta-yüksek derecede ayrılmış kıltaşı, zayıf, çok kırıklı ve siltli kil

II-Hafif-orta derecede ayrılmış kumtaşı, orta dayanımlı, kırıklı

III-Orta-yüksek derecede ayrılmış kıltaşı, zayıf, çok kırıklı ve kil dolgulu zonlar

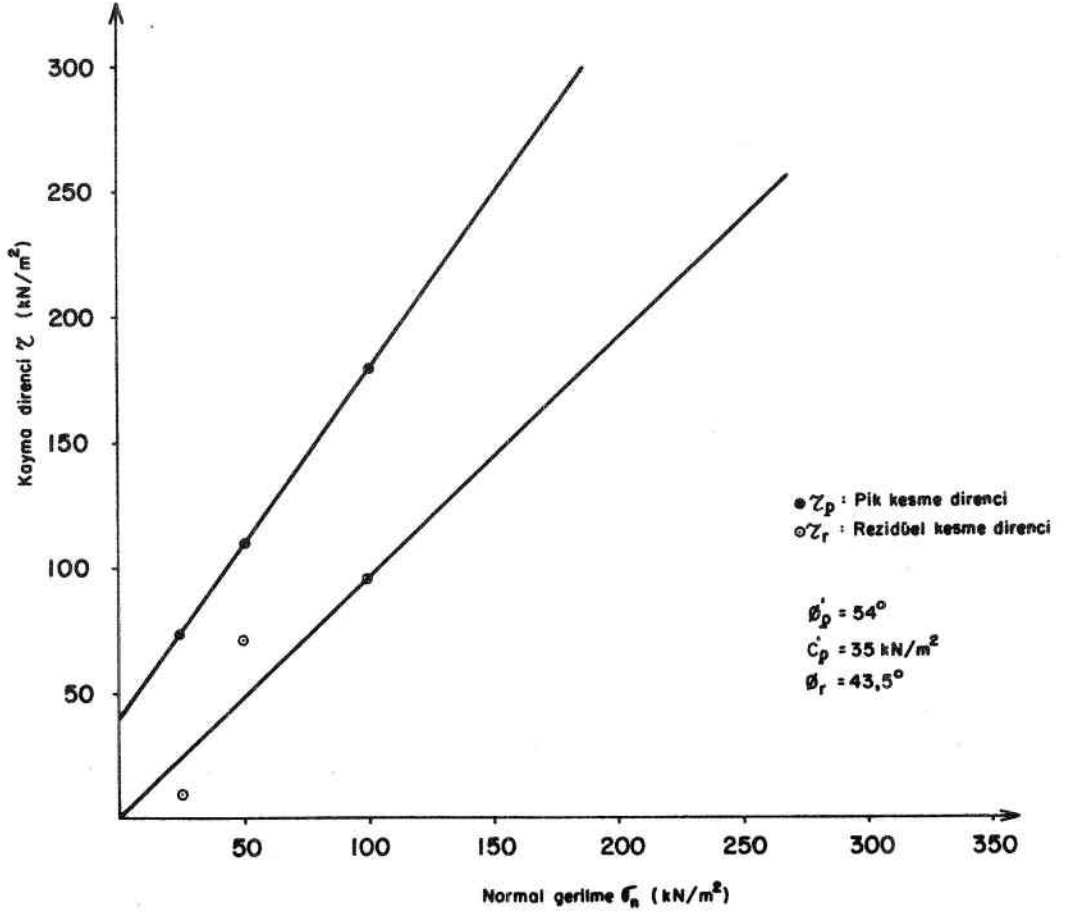
IV-Ayrılmamış - hafif ayrılmış kumtaşı, orta dayanımlı - dayanımlı kırıklı bazen ince kil bandı

V-Ayrılmamış kıltaşı, silttaşı ve kumtaşı kil bandı

Şekil : 2 KM : 14+567 jeolojik kesiti. Ölçek : 1/200

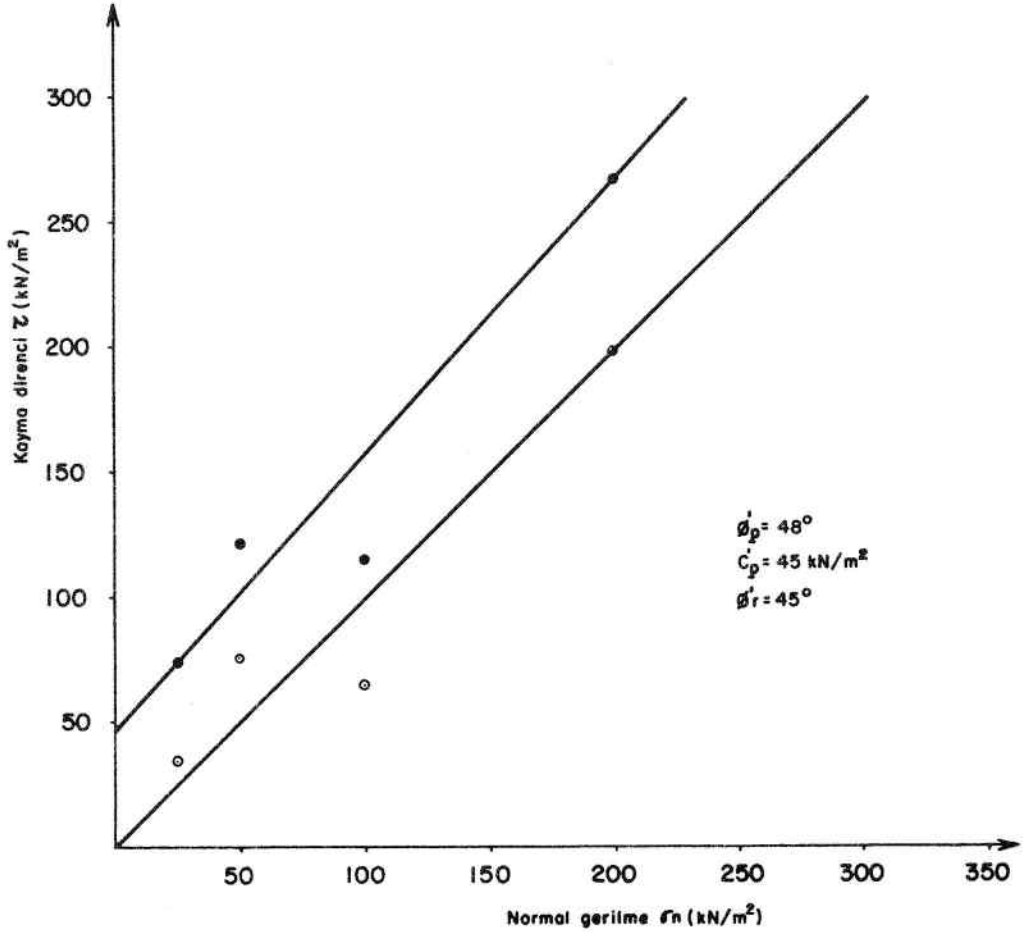
Proje : Anadolu Otoyolu Seyrantepe Polis Lojmanları önü ankrajlı yarma şevli

Numune no : Örselenmiş kumtaşı, silt taşı ve kiltaşının sıkıştırılması ile hazırlanmış
CBR - I numunesi



Şekil : 3 Drenajlı kesme kutusu deneyi

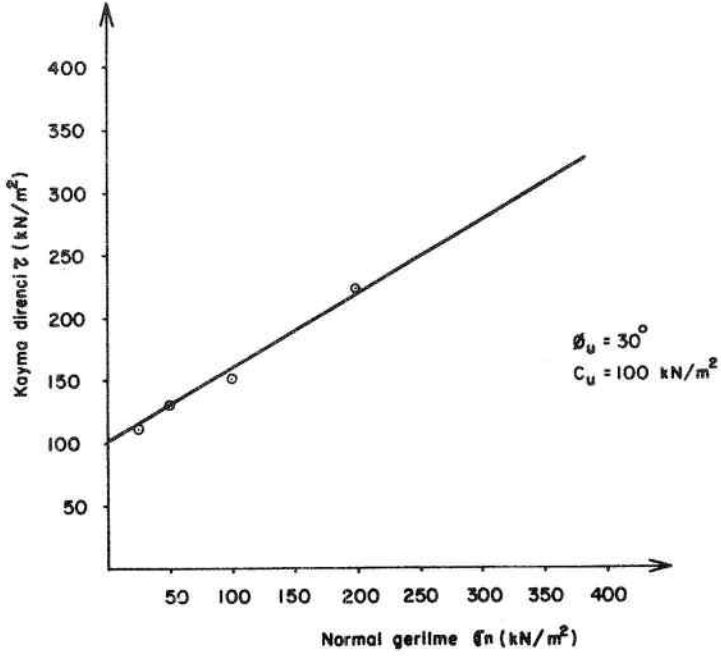
Proje : Anadolu Otoyolu Seyrantepe Polis Lojmanları önü ankrajlı yarma şevi
 Numune no: Örselenmiş kumtaşı, silt taşı ve kıltaşının sıkıştırılması ile hazırlanmış
 CBR - 2 numunesi



Şekil : 4 Drenajlı kesme kutusu deneyi

Proje : Anadolu Otoyolu Seyrantepe
Polis Lajmanları önü ankrajlı
yarma şevi

Numune no: Örselelenmiş kumtaşı, silt
taşı ve kilttaşının sıkıştırılması
ile hazırlanmış CBR-3 numunesi



Şekil: 5 Drenajsız kesme kutusu deneyi

5. ARAZİ VE LABORATUVAR ARAŞTIRMALARININ DEĞERLENDİRMESİ

Formasyon 6-10 m. derinliğe kadar zayıf kaya kütlesi kalitesindedir. Daha derinde ise orta kaya kalitesindedir. Bununla birlikte çok ayrılmış, heterogen ve anizotropik yapısı nedeni ile zayıf kaya yerine zemin olarak da sınıflandırılabilir. (Brandl, 1979)

Şev duraylılığı bakımından rezidüel kayma mukavemeti parametreleri önemlidir (Sağlam, 1986). Örselenmemiş numuneler sıkıştırılarak hazırlandıkları için yüksek kayma dayanımı göstermektedirler. Bu nedenle hesaplamalarda güvenli zemin parametreleri olarak

Kayma dayanımı açısı $\phi_u = 30^\circ$

Kohezyon $c_u = 0$

Tabii birim hacim ağırlık $\gamma_n = 2.2 \text{ t/m}^3$ alınmıştır.

6. DURAYLILIK ANALİZİ

Arazi ve laboratuvar çalışmaları sonucunda kesite ait güvenli kayma dayanımı parametreleri

Kohezyon $C = 0$

Kayma dayanımı açısı $\phi = 30^\circ$

Tabii Birim Hacim ağırlığı $\gamma_n = 2.2 \text{ t/m}^3$ alınarak duraylılık analizi yapılmıştır. Çok zayıf kaya kütlesi (RQD < 25) özelliğinde olan formasyonda belirgin bir kayma yüzeyi belirlenemediğinden kırıklı kayma yüzeyi modeli kabul edilmiştir. Janbu metodu kullanılarak bilgisayar yardımı ile yapılan analizde ankraj serbest boyu sınırı olarak kayma-ya karşı güvenlik sayısını $F.S = 1.5$ veren ABCD yüzeyi kabul edilmiştir. (Janbu, 1954) Daha sonra yatayla 30° açı yapan 6 adet 30 t değerinde ankraj kuvvetinin stabilite üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Belirtilen değerlerde ankraj kuvvetlerinin uygulanması durumunda ankraj gövdelerinin arkasından geçen ve şev üzerindeki bloklarında içine alan AFED kayma yüzeyi için $F.S = 1.77 > 1.5$ elde edilmiştir.

Sonuç olarak ankraj gövdeleri kayan kütlenin gerisinde kalmış ve bloklarıda içine alan kayma yüzeyi için ankraj uygulaması ile güvenlik sağlanmıştır (Şek.6).

7. KAZI VE İNŞAAT METODU

İki bloğun bulunduğu Km.14+560-14+620 kesiminde 21.0 m - 22.8 m. olan yarma kazısı aşağıdaki sıra ile yapılmıştır:

(a) Kazıya şev üzerinden başlanarak 1.Kademe yarma kazısı yapılmış ve şev yüzeyi üzerinde ankraj kafalarının bulunacağı başlık kirişleri ve bunları birbirine bağlayan yataş bağ kirişleri oluşturulmuştur.

(b) Döner ve darbeli sondaj metodu ile ankraj delikleri delinmiştir.

(c) Ankraj çubukları deliklere yerleştirilmiştir.

(d) Çimento şerbeti enjeksiyonu karışım hesapları için laboratuvar deneyleri yapılmıştır.

Çimento şerbeti enjeksiyonu uygulaması ile ankraj gövdesi oluşturulmuştur.

(e) Ankrajlar arazi kabul edilebilirlik deneyi ile test edilerek servis yüklerinin % 70 ine kadar öngerme uygulanmıştır.

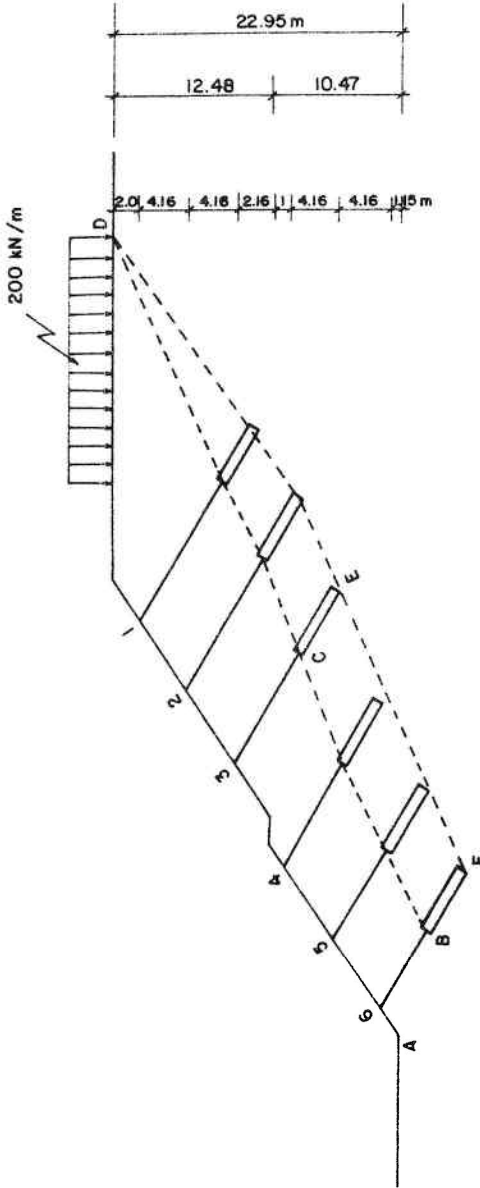
(f) Kademe kazısına başlanarak aynı işlemler tekrarlanmıştır.

(g) Yarma kazısı ve arazi kabul edilebilirlik deneyleri tamamlanmıştır.

(h) Ankrajlı yarmanın tam kesit kazısı tamamlandıktan sonra öngerme uygulanarak ankraj kafaları 30 t luk kuvveti şeve uygulanacak şekilde kilitlenmiştir.

(i) Kazı aşamasında ve sonrasında takeometrik metodla ölçüm yapılarak şevde ve binalarda bir hareketin olup olmadığı gözlenmiştir.

1. Kademe yarma kazısına şev üzerinden 1.5/1 eğimde başlanmış ve 3.5 m. derinlikte yapılmıştır. Şev yüzeyinde 1 m.genişlikte başlık ve bağ kirişleri betonarme olarak oluşturulmuştur. Başlık kirişleri dikey doğrultuda 5 m. aralıkla yapılmış ve 7.5 m. aralıklı yatay bağ kirişleri ile de bağlanmıştır.



Not 2 : Şev eğimi : 1/5 / 1 (yatay/dikey)
Ölçek : 1/500

Şekil : 6 Duraylılık analizi yarma enkesiti

Başlık ve bağ kirişlerinin birleşim noktalarına 10 cm. çapında PVC boru yatayla 30° açı yapacak şekilde yerleştirilerek ankraj deliği için boşluk bırakılmıştır. Ankraj delikleri kademeye yerleştirilen sondaj makinasının matkabı hem dönerek hem de darbe ile ilerleyerek muhafaza borusu kullanılmadan, 10 cm.çapında ve tatayla 30° açılı olarak delinmiştir. Kesilen zemin kırıntıları basınçlı hava ile delikten dışarı çıkartılmıştır. Bu nedenle sondaj sıvısının delik yüzeyini yumuşatarak ankraj gövdesi etrafında sürtünmeyi azaltması gibi olumsuz bir durum olmamıştır.

Delme işleminden sonra 26.5 mm çapında yüksek mukavemetli nervürlü öngerme çeliği (Dywidag) kullanılarak ankraj çubukları inşaat alanında hazırlandı. Ankraj çubukları manşonlar yardımı ile birleştirildi. Serbest ankraj boyları yağlanarak üzerlerine korozyona karşı iç çapı 36 mm olan PVC muhafaza borusu geçirildi. Mufafaza borusunun üzerine 1 cm çapında enjeksiyon hortumu iliştirildi. PVC boru ankraj gövdesi başlangıcında telle sıkılarak ankraj serbest boyuna çimento şerbetinin girmesi önlendi. Ankraj deliklerinin içi basınçlı hava ile temizlendikten sonra insan gücü ile çubuklar deliklere yerleştirildi.

Bu işlemlerden sonra çimento enjeksiyonunun karışım oranını belirlemek amacı ile bir seri deney yapıldı. Deneyler sonucunda PÇ 500 Çimentosu ile su/çimento oranı 0.38 olarak hazırlanan karışımın 7 gün sonundaki ortalama ktp basınç dayanımı $4.6 /m^2$ elde edildi ve bu karışım da çimento enjeksiyonu uygulandı.

Çimento enjeksiyonu karışımının kolay pompalanabilmesi ve kaya çatlaklarının yeterli derinliklerine kadar sızabilmesi için gerekli olan viskozite özelliği enjeksiyon uygulaması sırasında Marsh Konisi ile ölçülerek kontrol edildi. Pompalanan numunenin 22 saniyede koniden aktığı, bu değerin yeterli olduğu belirlendi. Enjeksiyondan alınan numune üzerinde ayrıca kanama testi yapıldı. Böylece çimento şerbetinde bulunan fazla suyun yüzeye çıkarak zayıf dayanıma ve yüksek derecede büzülmeye neden olup olmayacağı araştırıldı. Deneyler sonucunda hazırlanan karışım için % 1.5 kanama belirlendi ve bunun herhangi bir olumsuzluğa neden olmayacağı anlaşıldı.

Enjeksiyonda kullanılan özellikleri laboratuvar ve arazi deneyleri ile belirlenmiş çimento şerbeti 25 t/m² basınçla uygulanarak 6.0 m uzunlukta 10 cm.çapta ankraj gövdesi oluşturuldu. Enjeksiyon betonu sertleştikten sonra arazi kontrol deneyleri uygulanarak ankrajlar gerildi.

Germe işlemi için 120 Mp germe kuvveti uygulayan kriko (Dywidag jack) kullanıldı. Yapım sırasında meydana gelebilecek deplasmanların ankraj kuvvetlerini artıracak kabul edilerek ankrajlar servis yüklerinin % 70 i olan 21 t kuvvete gerilerek ankraj kafasına kilitlendi.

Tüm kademelerdeki inşaat tamamlandıktan sonra ankrajlar servis yükü olan 30t kuvvete gerildi. Germe işlemi için ankraj arazi kontrol deneyi uygulandı (Tab.1)

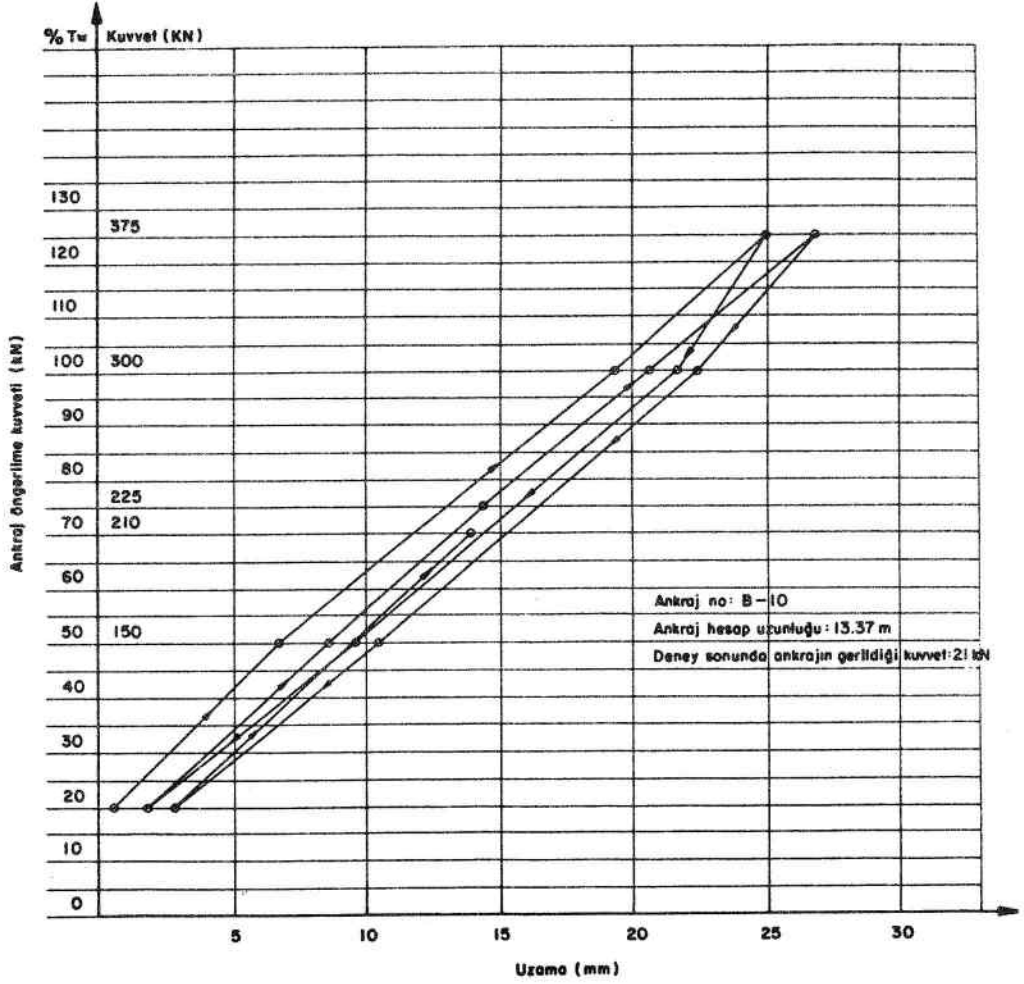
Ankraj arazi deneyi sonuçlarından kalite kontrolü amacı ile yararlanıldı.

Deneyler sonunda her ankraj için yük-deformasyon eğrisi çizildi (Şek.7). Bu eğrilerden ankraj serbest boylarının 10.8-15.0 m. arasında bulunması gerektiği belirlendi. Uygulanan ankraj serbest boylarının bu aralık içinde bulunduğuna anlaşıldı. Deneylerde yük kademesindeki bekleme süresi içinde ölçülen deformasyonlarda bir değişiklik meydana gelmediği için zeminde krip olmayacağı belirlendi.

8. SONUÇ VE ÖNERİLER

(a) 23 m. yükseklikte ve 1.5:1 şev eğiminde olan otoyol yarmasının duraylılığı öngermeli ankraj uygulaması ile sağlanmış ve şev üzerindeki bloklarda herhangi bir hasar olmamıştır.

(b) Çatlaklı ve ayrılmış zayıf kayalarda gerek duraylılık analizi gerekse de ankrajların projelendirilmesi için sınıflandırma, gerilme-deformasyon ve geçirimsizlik özelliklerinin bilinmesi gerekmektedir. Çoğu durumda ise belirtilen özellikteki kayadan uygun özelliklerde numune alınamamakta ve istenilen seviyede laboratuvar deneyi yapılamamaktadır. Bu nedenle kayanın yerindeki özelliklerinin belirlenmesi önem taşımaktadır. Bu amaçla en fazla karot alınmasını sağlayacak üs-



Şekil: 7 Ankraj orazi kontrol deneyi yük deformasyon grafiği

Tablo 1 Ankraj arazi kontrol deneyi

PROJE : Anadolu Otoyolu Seyrantepe Polis Lajmanları öñü ankrajlı şev projesi
 ANKRAJ NO : B-10
 T_w : 30 ton T_w : servis yükü

YÜK ARTIŞI (% T _w)	YÜK (ton)	KRIKO BASINCI (jack)	GÖZLEM SÜRESİ (dak.)	UZAMA (mm)	
				GÖZLEM SÜRESİ BAŞINDA	GÖZLEM SÜRESİ SONUNDA
20	6	28	—	0.06	—
50	15	68	—	6.98	—
100	30	135	—	19.42	—
125	37.5	169	—	25.11	—
100	30	135	—	21.64	—
50	15	68	—	9.59	—
20	6	28	5	1.87	1.87
50	15	68	5	8.67	8.67
75	22.5	102	5	14.53	14.53
100	30	135	5	20.81	20.81
125	37.5	169	5	26.94	26.94
125	37.5	169	10	26.94	26.94
100	30	135	5	22.69	22.69
50	15	68	5	10.51	10.51
20	6	28	5	3.16	3.16
70	21	96	—	14.16	

t n özellikli sondaj ekipmanı kullanılmalı, arazi deneylerine önem verilmelidir.

(c) Uygulamanın kalıcı veya geçici ankraj oluşuna göre standart ankraj deney metodu seçilerek kalite kontrolu yapılmalıdır.

(d) Kalıcı ankrajlarda korozyona karşı çift katlı koruma uygulanmalıdır.

(e) Geniş ve derin kazının ankrajla desteklenmesi hızlı bir çalışmayı gerektirmektedir. Bu amacı gerçekleştirecek planlamanın işveren, müteahhit ve kontrol düzeyinde başlangıçta yapılması yararlı olmaktadır.

KAYNAKLAR

1- Brandl,H.,1979;"Design of High Flexible Retaining Structures in Steeply Inclined Unstable Slopes", 7 th European Conf.on SMFE., England, 157-167

2- Janbu,N.,1954; "Application of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis, Proc. of the European Conf. on Stability of Earth Slopes Stockholm, 3, 43-49

3- Sağlamer A., 1986; "İstanbul'da şehir İçerisinde Yapılan derin Kazılar, 1.Ulusal Kaya Mekaniği Sempozyumu, Türk Ulusal Kaya Mekaniği Derneği, Ankara, 283-288

$$x = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \right) = \frac{1}{2}$$

$$x = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \right) = \frac{1}{2}$$

$$x = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \right) = \frac{1}{2}$$

$$x = \frac{1}{2}$$

$$x = \frac{1}{2}$$

$$x = \frac{1}{2}$$

$$x = \frac{1}{2}$$

$$x = \frac{1}{2}$$

$$x = \frac{1}{2}$$

$$x = \frac{1}{2}$$

$$x = \frac{1}{2}$$

$$x = \frac{1}{2}$$

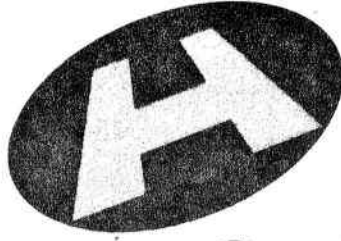
$$x = \frac{1}{2}$$

$$x = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \right) = \frac{1}{2}$$

$$x = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \right) = \frac{1}{2}$$

$$x = \frac{1}{2}$$

$$x = \frac{1}{2}$$



HORIZON

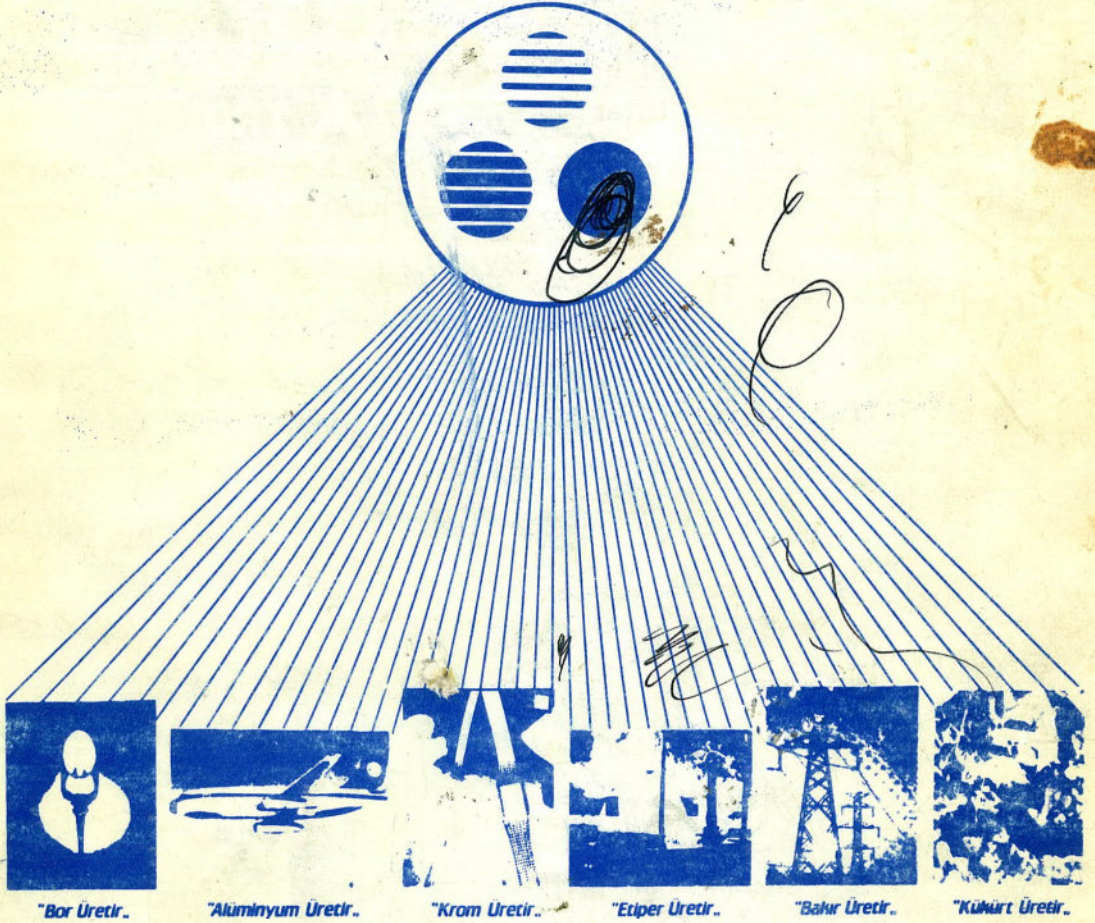
JEOFİZİK VE JEOTEKNİK SİSTEM VE HİZMETLER LTD. ŞTİ.

Derin ve Sığ Sismik Cihazlar,
Jeofonlar, Jeofon Serim Kabloları ve streamerler,
Kuyu Logu Sistemleri,
Manyetometreler,
Plotter Sistemleri, Sismik Kameralar,
Rezistivite Cihazları,
Transmitter, Recelver ve Jeneratör Grupları,
Su Altı Kamera Sistemleri, (Sualtı ve Suüstü)
Akıntı Ölçerler Akustik Kurtarıcılar,
Deniz Altı ve Kıyı Radarları,
Tek ve Çok Kanallı Kayıt Sistemleri,
Su Altı Profiller Sistemler,
R.O.V. Sistemleri,
G.P.S. Sistemleri,
Güvenlik Sistemleri,
Meteorolojik ve Gözlem İstasyonları,
Her Türü Sondaj ve Ankraj Makina ve Ekipmanları
Plaka Yükleme ve Kesme Deneyi Ekipmanları
Dizayn ve Satış
Ölçümleme (monitoring) Sistemleri,

**Jeofizik ve Jeoteknik Sistem ve
Cihazlar ile Sektörün
Hizmetinde**

Mesnevi Sokak 19/10
06690 Çankaya / Ankara
Tel : (90-4) 141 00 25 - 141 00 26
Fax : (90-4) 141 00 27

Madeni hayatınıza katan banka ETİBANK



"Bor Üretilir."

"Alüminyum Üretilir."

"Krom Üretilir."

"Etiğer Üretilir."

"Bakır Üretilir."

"Kükürt Üretilir."

ETİBANK ÜRÜNLERİ

Alüminyum	Ulaştır	Antimon
Alüminyum Nitrat	Boraks	Bakır
Alüminyum Sulfat	Pentakidrat	Zincir
Alüminyum Kükür	Borik Asit	Karpet
Alüminyum Prof	Sodyum Perborat	Bent
Alüminyum Levha	Krom	Gailestirilmiş Perle
Alüminyum Folyo	Ferrobrom	Etiğer İzosiv
Büster Biber	Ferrodokum	Etiğer Pano
Bakır Pelt	Selü Koksantreni	Mermer Fosfat
Kolmanit	Maniyet	Kükür
Tekel	Cıra	

Yarım yüzyıldır ülkemizin
madenlerini günışığına
çıkarak dünyaya ulaştıran
Etibank, tasarruflarınızı
kârlı yatırımlara dönüştüren,
size daha çok kazandıran
bankadır.



ETİBANK
"güçlü kuruluş, güçlü bankacılık"